Diego Manzanal
Sandra Orlandi
Compiladores

Avances y Desarrollo en Geoingeniería y Geomecánica Memorias del XXVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica – XXVI CAMSIG.

Comodoro Rivadavia – Chubut

EDUPA
Editorial Universitaria de la Patagonia

ÍNDICE

PREFACIO…… 7
COMISIÓN DIRECTIVA SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (PERÍODO 2023-2025)…….. 8
COMISIÓN DIRECTIVA SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (PERÍODO 2021-2023)……. 8
COMETÉ ORGANIZADOR…….. 9
COMITÉ ASESOR…… 9
COMITÉ CIENTÍFICO…….. 9
EMPRESAS PATROCINANTES…….. 10
PATROCINANTES CATEGORÍA PLATINO……... 11
PATROCINANTES CATEGORÍA ORO……..... 12
PATROCINANTES CATEGORÍA PLATA…… 13
PATROCINANTES CATEGORÍA ADHERENTE……..... 14
PATROCINANTES CATEGORÍA AUSPICIANTE…….. 14
CONFERENCIAS……... 15
ACTAS……..……... 18
CONFERENCIAS…… 19
Conferencia Eduardo Núñez: el aporte de la modelización numérica a la ingeniería de depósitos de relaves
Alejo O. Sfriso & Osvalo N. Ledesma…… 20
Utilización de elementos estructurales como intercambiadores geotérmicos; comportamiento mecánico de un pilote geotérmico experimental
Fernando Pardo de Santayana……..... 29
Similitudes y diferencias de las barreras ambientales para contener lixiviados inorgánicos e hidrocarburos
Franco M. Francisca, Marcos A. Montoro, Clara A. Mozejko & Daniel A. Glatstein……..... 37
Posible mecanismo de falla del dique de colas Castaño Viejo Superior
Luciano A. Oldecop, Gustavo Navarta & Francisco Zabala……... 45
Desafíos en la Estabilización de la Cascada del Saladillo en el Depto. Rosario, Santa Fe. Caso de estudio de erosión retrogradante
Virginia Sosa…….. 57
La infraestructura ferroviaria desde una perspectiva geotécnica
José Estaire & María Santana…… 71
ARTÍCULOS…… 89
EJE TEMÁTICO "CIMENTACIONES"……..... 90
Variación en el Comportamiento de Pilotes según Condiciones de Diseño y Efectivas de Operación
Marcelo Zeballos, Pedro Covassi & Agustina Skorepa……..... 91
Análisis de ensayos de carga estática en pilotes de gran diámetro llevados a hundimiento en arcillas sobreconsolidadas
Alfonso Carcolé & Juan Mestre……..... 97
Desvío de Pilotes Cortos Durante el Proceso de Hinca: Evaluación de Posibles Causas
Victor A. Rinaldi, Agustin Adami & Ricardo F. Viguera……..... 103
Uso complementario de ensayos de carga dinámica y de integridad de pilotes para la evaluación de anomalías. Caso de estudio: puente sobre el río Yí
Mariano Neme Gamarra, Javier Belsito, Lucía Terille, Álvaro Gutiérrez & Francisco Calvete……. 107
Análisis de una base de datos para la caracterización de los suelos de fundaciones superficiales para viviendas en Concepción del Uruguay (ER)
Lorena Broche, Fabio Calvo, Pablo Blanc & Pamela Fank……..... 111
Incertidumbre en los parámetros físicos de los suelos de la Formación Pampeano
Pedro Fernández & Mauro Codevilla……..... 117

Discusión sobre método de cálculo de la capacidad portante vertical en micropilotes hincados e inyectados (MHI)
Danny Useche Infante, Gonzalo Aiassa Martinez, Pedro Arrua & Marcelo Eberhardt..... 122
EJE TEMÁTICO "MÉTODOS NUMÉRICOS EN GEOTECNIA"..... 125
Investigación numérica sobre el efecto de escala en la resistencia axial de micropilotes hincados e inyectados (MHI)
Danny Useche Infante, Gonzalo Aiassa Martinez, Pedro Arrua & Marcelo Eberhardt..... 126
Modelación micromecánica de la resistencia al corte no saturada de suelos granulares
Juan Pablo Ibañez..... 130
Muros de Suelo Mecánicamente Estabilizado con Geosintéticos: Modelado Numérico y Casos de Obra en Argentina
Lizeth Ardila, Augusto Mendiz, Fernando Portelinha & Edmundo Esquivel..... 136
Asentamientos de fundaciones superficiales en loess inducidos por el humedecimiento del suelo
Ignacio Giomi & Franco M. Francisca..... 143
Aplicabilidad de drenes verticales para mitigar el desencadenamiento de licuefacción
Marcus Gabriel Souza Delfino & Celso Romanel..... 149
Consistencia y calidad de planteos en el tratamiento de problemas geotécnicos
Roberto Terzariol, Ricardo Rocca & Marcelo Zeballos..... 154
EJE TEMÁTICO "GEOTECNIA AMBIENTAL Y MEJORAMIENTO DEL SUELO"..... 159
Influencia del nivel de lixiviado en la estabilidad de taludes de rellenos sanitarios
Clara A. Mozejko, Franco M. Francisca, Carolina Tkaczyk & Hugo Pesci..... 160
Técnicas de remediación para reuso de suelos contaminados por hidrocarburos mediante estabilización y solidificación
Arnaldo Mario Barchiesi, Luis Antonio Mazzocato & Juan Pablo Ibañez..... 165
Caracterización geoeléctrica de los residuos sólidos urbanos en el relleno sanitario Piedras Blancas, Córdoba
Pablo M. Nieva, Federica Del Frade & Franco M. Francisca..... 171
Evaluación desempeño de sistemas de barreras de cobertura para el relleno sanitario de la ciudad de Córdoba
Marcos Montoro & Franco Francisca..... 176
Análisis multiescala de la estabilización de limos loéssicos con escorias siderúrgicas
Clara A. Mozejko & Franco M. Francisca..... 184
Análisis de los parámetros característicos de inclusiones rígidas de hormigón ejecutadas por el método de desplazamiento del terreno, determinados en testeos de campo y de laboratorio
Juan-Alfonso Carcolé Galea & Ana María Aguilar Bauzá..... 190
Influencia del porcentaje de cemento en el comportamiento físico-mecánico inicial de suelos lateríticos de Misiones
Gustavo Bogado, Hugo Reinert, Mario Drewes, Franco Francisca & Schvezov Carlos..... 197
Micro y macroestructura de un geopolímero para estabilización vial: sílice más calcio.
María Pía Cruz, Italo Federico Martin-Schmädke & Francisco Locati..... 202
EJE TEMÁTICO "GEOMECÁNICA DE RELAVES - LICUEFACCIÓN"..... 209
Caracterización geotécnica de un relave minero de hierro susceptible a licuar
Leonardo Carrizo, Nicolás Tasso & Mauro Sottile..... 210
Estudio preliminar de mezclas de suelo-cemento para la elaboración de Bloques de Tierra Comprimida (BTC) en la localidad de Andacollo (Neuquén)
Matías Andrés Mogni, Mauro Codevilla, Carolina P. Taboada & Sandra G. Orlandi..... 216
Licuación de gravas: Implicancias en la seguridad de presas
Eduardo L. Martín, Luciano A. Oldecop & Francisco Zabala..... 222
Caso Histórico. Falla de la Presa Minera Corrego do Feijao – Minas Gerais – Brasil
Roberto Terzariol & Alberto Sayao..... 228
Licuefacción dinámica: aspectos constitutivos y numéricos
Diego Manzanal..... 235
241

EJE TEMÁTICO "TALUDES - INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA - ROCAS"……..

Índice Mineralógico para Caracterización Física de Roca Volcánica Alterada Hidrotermalmente

José Daniel Ale Veliz & Juan José Clariá…… 242

Análisis de estabilidad de taludes en rellenos sanitarios con inyección horizontal de fluidos

Gianfranco Dacci, Nicolás Tasso & Mauro Codevilla……..... 248

Teoría de expansión de cavidades aplicada al análisis de cimentaciones profundas inyectadas

Facundo Ramos, Gonzalo Aiassa, Pedro Arrúa & Marcelo Eberhardt……..... 254

Implementación de un sistema instrumentación geotécnica en una excavación a cielo abierto durante un período prolongado de medición

Pedro Covassi, Mauro Codevilla, Julián Dadante & Guillermo Riva……..... 259

Verificación de los efectos originados por las cimentaciones de una nueva estructura sobre conductos subterráneos existentes

Gonzalo Aiassa, Pedro Arrúa, Marcelo Eberhardt & Facundo Ramos……..... 265

Edificio histórico Chalet Huergo: coexistencia de diferentes sistemas de cimentación sobre un estrato de muy alto potencial de expansión

Sandra Orlandi, Cecilia Laskowski, Diego Manzanal & Lorena Moreno……..... 270

Estudio de inestabilidades que afectan al Chalet Huergo: propuesta de remediación costera

Diego Manzanal, Ricardo Guerreiro, Cecilia Laskowski, Juan Cruz Barria, Sandra Orlandi, Santiago Consiglio, Maximiliano Cortés & Nelson Escobar…….. 276

EJE TEMÁTICO "ENSAYOS DE LABORATORIO E IN SITU"…… 282

Refuerzo de base en plataforma ferroviaria.

Augusto Mendiz & Felipe de Loyola …….. 283

Estudio del comportamiento de la subrasante en pavimentos a través de deflexiones y su vinculación con el origen geológico de los suelos

Valentina Cornelius Reyes, Mariano Neme Gamarra, Mauro de Souza Codina, Daniel Hasard & Pablo Chimenceji…… 287

Caracterización del sitio de emplazamiento de la construcción mediante la velocidad media de la onda de corte (Vs30) y el método de Nakamura (HVSR)

Walter Doña, Ignacio Maldonado, Graciela Maldonado, Diego Buss & Adrián Fantinel…… 293

Estudio de la fluencia de granos de arcilla expandida

Cecilia Belén Laskowski, José Estaire Gepp & Elías Roces…….. 299

Caracterización hidromecánica de hormigones plásticos para la presa El Tambolar

Germán Rodari, Luciano Oldecop, Rubén Rodari & Lucas Garino…… 305

Estudio del comportamiento mecánico de gravas para ser usadas en la presa El Tambolar

Lucas Garino Libardi, Rubén Rodari & Luciano Oldecop…… 310

Influencia de la densidad seca y la humedad de compactación sobre la presión de hinchamiento de un suelo de la formación Sarmiento

Sandra Orlandi, Rodrigo Sánchez, Marlene Cardozo, Cecilia Laskowski & Diego Manzanal…….. 316

Suelo expansivo local CRclay estabilizado con lignosulfonato de calcio: evolución de la permeabilidad en función del porcentaje de aditivo

Sandra Orlandi, Marlene Cardozo, Rodrigo Sánchez, Cecilia Laskowski & Diego Manzanal…….. 322

Influencia de la variación del tamaño de grano de estéril de minería de hierro en los parámetros de resistencia de la interfaz estéril-geomembrana

Christ Jesus Barriga Paria, Eleonardo Lucas Pereira, Hernani Mota de Lima & Lucas Deleon Ferreria... 328

Análisis de parámetros geotécnicos obtenidos con ensayos Presiométricos Pencel en suelos arcillosos de la ciudad de Resistencia-Chaco

Rubén Sotelo, Dante Bosch & Ricardo Caballero……... 333

Tomografía Sísmica Aplicada a la Ingeniería

Victor A. Rinaldi, Ricardo Viguera, Eric Homenuc & Agustin Adami……..... 337

Aplicación de la tomografía sísmica para la detección de una falla potencial oculta

Agustin Adami & Victor A. Rinaldi……..... 343

EJE TEMÁTICO "GEOMECÁNICA POR LA ENERGÍA"…….. 348

Geoenergía y almacenamiento geológico en el contexto de la Cuenca del Golfo San Jorge

Diego Manzanal……..... 349

Evolución de las propiedades micro y macroestructurales de la arenisca de Banco Verde (Formación Salamanca) bajo la acción de dióxido de carbono
Cecilia Laskowski, Diego Manzanal, Mauro Muñiz-Menéndez, Sandra Orlandi & José Allard…… 355
Variabilidad geomecánica en afloramientos análogos de reservorios de la Formación Bajo Barreal: Uso de métodos directos e indirectos
Pablo Vidal, José Allard, Diego Manzanal & Mauro Muñiz-Menéndez…… 361
Resultados preliminares del efecto del CO2 supercrítico en los parámetros geomecánicos en las formaciones Pozo D-129 y Castillo de la Cuenca del Golfo San Jorge
Maximiliano Cortés, Diego G. Manzanal & José O. Allard……... 367
Prediseño de un Pilote Geotérmico en la ciudad de Comodoro Rivadavia
Ricardo Caballero & Diego Manzanal……. 373
Evaluación de un modelo químico-hidro-mecánico acoplado utilizando la teoría de daño isotrópico y equilibrio químico para el geo-almacenamiento de CO2
Juan Cruz Barría, Diego Manzanal & Jean-Michel Pereira……..... 378
EJE TEMÁTICO "GEO-EDUCACIÓN"…… 384
El Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX/UNED
Juan Antonio Díez Torres, Enrique Asanza Izquierdo, Fernando Pardo de Santayana Carrillo & Carlos Laina Gómez……. 385
Flipped Learning- Estructuras geológicas efectos en las obras civiles
Silvina Echazú Lamas…….. 390
Hacia un cambio de paradigma: aprendizaje centrado en el estudiante de Geotecnia de la facultad de Ingeniería – UNNE
Guillermo Arce, Dante Bosch & Ricardo Caballero…… 395
Empleo del aprendizaje basado en problemas en ingeniería civil - educación geotécnica: desafío del suelo reforzado mecánicamente
Paulo Evson Soares da Silva & Danúbia Teixeira Silva……... 400

PREFACIO

La Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica (SAIG) se complace en presentar las actas de la XXVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2023). El XXVI CAMSIG se llevó a cabo los días 30 y 31 de agosto y 01 de septiembre del 2023 en la ciudad de Comodoro Rivadavia, Chubut, Argentina y fue organizado conjuntamente con la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.

Desde la 1º Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones celebrada en La Plata, Provincia de Buenos Aires en 1968, los congresos nacionales se celebran con cada dos años. En esta ocasión, el XXVI CAMSIG – Comodoro Rivadavia 2023 ha coincidido con la Reunión Latinoamericana de Sociedades de Ingeniería Geotécnica y con la Reunión de la Red de Profesores de Geotecnia (PROGEO) creada hace 11 años por la SAIG. Este congreso se desarrolló en modalidad híbrida, "presencial y virtual", con el objetivo de lograr un mayor alcance del evento.

Este encuentro ha reunido a expertos nacionales e internacionales, investigadores, académicos, profesionales nacionales, estudiantes universitarios, organismos oficiales y empresas de geoingeniería. Constituye una oportunidad única para intercambiar ideas y debatir las prácticas actuales y futuras en las áreas de mecánica de suelos, mecánica de rocas y sus aplicaciones en ingeniería civil, conservación del medio ambiente y geomecánica minera y petrolera.

Las Actas tienen el título de "Avances y desarrollo en geotecnia, geoingeniería y geomecánica" y cubren las tendencias modernas y los temas clásicos de la mecánica de suelos e ingeniería geotecnia. En las actas se recogen los artículos aceptados para su publicación tras una revisión anónima por pares. Se presentaron ochenta resúmenes y, tras el proceso de revisión por pares, estas actas contienen cincuenta y cinco artículos aceptados para su publicación.

Los artículos cubren avances significativos en las áreas de cimentaciones, geotecnia ambiental, modelización numérica en geotecnia, ensayos de laboratorio e in situ, geotecnia vial y ferroviaria, geoingeniería y geomecánica para la energía y la sostenibilidad, presas y escombreras, excavaciones y túneles, y riesgos geotécnicos.

En nombre del Comité Organizador, los editores desean expresar su gratitud por la contribución de los miembros del Comité Asesor y el Comité Científico, y de todos los patrocinadores que generosamente contribuyeron y apoyaron en alcanzar el éxito de este congreso.

Por último, queremos extender nuestro agradecimiento a todos los autores que presentaron trabajos y a los revisores que invirtieron un esfuerzo significativo y dedicaron parte de su valioso tiempo a mejorar la calidad de estas contribuciones.

Esperamos que estas Actas contribuyan a la difusión de los avances y al desarrollo de la ingeniería geotécnica y la geoingeniería en la República Argentina tanto en el ámbito profesional como el académico.

Diego Manzanal y Sandra Orlandi

COMISIÓN DIRECTIVA SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (PERÍODO 2023-2025)

PRESIDENTE | Virginia Sosa

VICEPRESIDENTE | Diego Guillermo Manzanal

SECRETARIO | Franco Matías Francisca

PROSECRETARIO | Mauro Codevilla

TESORERO | Mauro Giuliano Sottile

PROTESORERO | Pedro Agustín Covassi

VOCALES | Mariana Paola Mendiguren, Matías Alejandro Del Santo

VOCAL SUPLENTE | Sandra Orlandi

MIEMBROS TITULARES DE LA JUNTA DE FISCALIZACIÓN | Gustavo Mosquera, Pedro Martín Fernández

MIEMBROS SUPLENTES DE LA JUNTA DE FISCALIZACIÓN | Sandra Orlandi

SECRETARIO GRUPO ARGENTINO DE MECÁNICA DE ROCAS | Ricardo Rocca

COMISIÓN DIRECTIVA SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (PERÍODO 2021-2023)

PRESIDENTE | Diego Guillermo Manzanal

VICEPRESIDENTE | Roberto Enrique Terzariol

SECRETARIO | Virginia Sosa

PROSECRETARIO | Mariana Paola Mendiguren

TESORERO | Pedro Agustín Covassi

PROTESORERO | Julio Alfredo Capdevila

VOCALES | Franco Francisca, Gustavo Mosquera

VOCAL SUPLENTE | Matías del Santo

MIEMBROS TITULARES DE LA JUNTA DE FISCALIZACIÓN | Mauro Codevilla, Ricardo Horacio Barletta

MIEMBROS SUPLENTES DE LA JUNTA DE FISCALIZACIÓN | Sandra Orlandi

SECRETARIO GRUPO ARGENTINO DE MECÁNICA DE ROCAS | Ricardo Rocca

COMITÉ ORGANIZADOR

PRESIDENTES | S. Orlandi, D. Manzanal,

TESOREROS | Pedro Covassi, Mauro Sottile

PROTESORERO | Ricardo Das Neves Guerreiro

SECRETARIO | Juan Cruz Barría

VOCALES | Mauro Codevilla, Maximiliano Cortés, Nelson Escobar, Alejandra Espelet, Cecilia Laskowski, Patricio Madueño, Paula Ramos, Pablo Vidal

COMITÉ ASESOR

Jorge Bonifazi
Juan José Goldemberg
Augusto Leoni
Eugenio Mendiguren
Emilio Redolfi
Ricardo Rocca
Roberto Terzariol
Oscar Vardé
Hugo Vercelli

COMITÉ CIENTÍFICO

Gonzalo Aiassa
Silvia Angelone
Pedro Arrúa
Andrés Ayala
Arnaldo Barchiesi
Ricardo Barletta
Juan Cruz Barría
Gustavo Bogado
Julio Capdevilla
Juan José Clariá
Mauro Codevilla
Maximiliano Cortés
Matías Del Santo
Silvina Echazú
José Estaire
Roberto Mario Flores
Franco Francisca
Lucas Garino
Pablo Giordano
Jorge Laiun
Cecilia Laskowski
Diego Manzanal
Eduardo Martin
Mariana Mendiguren
Marco Montoro
Luciano Oldecop
Sandra Orlandi
Jorge Ramoneda
Hugo Reinert
Victor Rinaldi
Ricardo Schiava
Alejo Sfriso
Virginia Sosa
Mauro Sottile
Roberto Terzariol
Jirina Tirner
Pablo Torres
Pablo Vidal
Marcelo Zeballos

EMPRESAS PATROCINANTES

PATROCINANTE CATEGORÍA PLATINO

CORIPA (http://www.coripa.com.ar/)

PATROCINANTES CATEGORÍA ORO

EIFA (https://eifa.com.ar/)

GEOBRUGG (https://www.geobrugg.com/)

PATROCINANTES CATEGORÍA PLATA

SRK CONSULTING (https://www.srk.com/es/)

MACCAFERRI (https://www.maccaferri.com/)

Proyecto MARA (https://www.proyectomara.com.ar/en/home-project-mara/)

Soletanche Bachy (https://www.soletanche-bachy.com.ar/)

AMINCO (https://www.aminco.ar/)

PATROCINANTES CATEGORÍA ADHERENTE

GENEXA (https://www.genexa.com.ar/)

Pilotes y Anclajes SRL (https://pilotesyanclajes.com.ar/)

CAPSA-Capex (https://www.capex.com.ar/)

Fundaciones Especiales (https://www.fundacionesespeciales.com/)

PATROCINANTES CATEGORÍA AUSPICIANTE

INTI-CIRSOC (https://www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc)

SCPL (https://scpl.coop/)

Comité Argentino de Presas (https://cadp.org.ar/)

Colegio Profesional de Ingenieros y Técnicos Industriales – Chubut (https://cpitchubut.com/)

Colegio de Arquitectos de la Presidencia del Chubut (https://cach.org.ar/)

Colegio Profesional de Geólogos del Chubut (http://www.colegiogeologosch.com.ar/)

Municipalidad de Comodoro Rivadavia (https://www.comodoro.gov.ar/)

Municipalidad de Rada Tilly (https://radatilly.gob.ar/)

PATROCINANTES
CATEGORÍA PLATINO



PATROCINANTES
CATEGORÍA ORO



EIFA

50 AÑOS DE INGENIERIA Y SERVICIOS

BRUGG

Geobrugg



Safety is our nature

PATROCINANTES
CATEGORÍA PLATA

srk consulting

MACCAFERRI

SOLETANCHE BACHY
ARGENTINA

AMINCO
S.R.L.

MARA
AGUA RICA – ALUMBRERA
CATAMARCA | ARGENTINA

PATROCINANTES
CATEGORÍA ADHERENTE

GENEXA

FUNDACIONES ESPECIALES
INGENIERIA GEOTECNICA

CAPSA-*Capex*

PyA
PILOTES Y ANCLAJES

PATROCINANTES
CATEGORÍA AUSPICIANTE

MUNICIPALIDAD DE COMODORO RIVADAVIA

CACH | Colegio de Arquitectos de la provincia del Chubut

COMITÉ ARGENTINO DE PRESAS

C.P.I.T. Chubut

INTI CIRSOC

SCPL
Sociedad Cooperativa Popular Limitada de Comodoro Rivadavia

CONFERENCIAS

CONFERENCIA INGENIERO EDUARDO NÚÑEZ: DR. ALEJO SFRISO

Ingeniero geotécnico, experto en la aplicación de métodos numéricos para el diseño, análisis y evaluación de riesgo de construcciones geotécnicas. Tiene +30 años de experiencia, proyectos en más de 25 países y 100 publicaciones. Alejo es Profesor por la Universidad de Buenos Aires (UBA), exvicepresidente para Sudamérica de ISSMGE (2017|2022) y expresidente de la Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica (SAIG).

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. FERNANDO PARDO DE SANTAYANA – UTILIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMO INTERCAMBIADORES GEOTÉRMICOS; COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UN PILOTE GEOTÉRMICO EXPERIMENTAL

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid. Master of Science por la Universidad de California en Berkeley. Ingresó en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en 1986, donde realizó trabajos de investigación y de asistencia técnica de características diversificadas, relacionados, especialmente, con problemas geotécnicos de las obras viarias, estudios sobre aprovechamiento de materiales marginales, desarrollo de ensayos geotécnicos y su normativa, y patología de cimentaciones. Es investigador en excedencia del Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, donde trabajó de 1995 a 2006 en temas relacionados con la geotecnia de presas de materiales sueltos, de vertederos y de suelos blandos. Dirige el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX desde 2006. Es director y Profesor del Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica organizado por el CEDEX y la UNED. Ha sido presidente de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) de 2014 a 2022, es vocal en la Junta Directiva de la SEMSIG, de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR), de AETOS y del Consejo Directivo de IGS-España. Preside actualmente el comité de normalización de UNE “CTN-UNE 103 Geotecnia”.

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. PROF. ANDRÉ ASSIS - MANEJO DE RIESGOS GEOTÉCNICOS: DE LA TEORÍA A LA PRÁCTICA

Profesor titular de la Universidad de Brasilia, ingeniero civil formado en la Universidad de Brasilia y doctor de la Universidad de Alberta, Canadá. Ha dirigido más de 120 disertaciones de Maestría y tesis de Doctorado, y publicado más de 300 artículos científicos. Fue presidente del Comité Brasileño de Túneles, de la Asociación Internacional de Túneles y de la Asociación Brasileña de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Es vicepresidente de la ISSMGE para América del Sur.

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. ING. FRANCO FRANCISCA - SIMILITUDES Y DIFERENCIA DE LAS BARRERAS AMBIENTALES PARA CONTENER LIXIVIADOS INORGÁNICOS E HIDROCARBUROS

Ingeniero Civil y Doctor en Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Posdoctorado en GeorgiaTech (Georgia Institute of Technology) en Atlanta, Estados Unidos. Profesor invitado de la University of Wisconsin (Madison) mediante el programa Fulbright-CONICET. Profesor Titular de la Universidad Nacional de Córdoba e Investigador Principal del CONICET. Director del grupo de Investigación en Medios Porosos y Flujo Subterráneo (IMPAS), de la Maestría en Geotecnia y de la Maestría en Estructuras y Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba. Ha dirigido 6 Tesis Doctorales, 11 de Maestría y ha publicado más de 130 artículos científicos. Actual secretario de la Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica (SAIG).

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. ING. LUCIANO OLDECOP - POSIBLE MECANISMO DE FALLA DEL DIQUE DE COLAS CASTAÑO VIEJO

Se graduó como Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de San Juan en 1989 y en 2001 obtuvo el grado de Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en la Universidad Politécnica de Cataluña, España. En 1990 comenzó a desempeñarse en el Instituto de Investigaciones Antisísmicas (IDIA-UNSJ), realizando actividades en docencia, investigación y transferencia para empresas del sector minero, hidroeléctrico e instituciones públicas. Sus trabajos de investigación se desarrollan en el campo de la ingeniería sísmica geotécnica, interacción con la atmósfera, amenaza sísmica, seguridad de presas de embalse y de depósitos de residuos mineros, auscultación, ensayos de laboratorio y modelación matemática. Es Profesor Titular de la UNSJ desde 2012 y a partir de septiembre de 2019 ejerce como subdirector del IDIA. También dirige el Programa de Doctorado en Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Juan.

CONFERENCIA TEMÁTICA: MSC. ING VIRGINIA SOSA - DESAFÍOS EN LA ESTABILIZACIÓN DE LA CASCADA DEL SALADILLO EN EL DEPTO. ROSARIO, SANTA FE. CASO DE ESTUDIO DE EROSIÓN RETROGRADANTE

Ingeniera Civil en Universidad Nacional de Rosario (UNR). Master en Geotecnia y Cimentaciones en Universidad a Distancia de Madrid (UDIMA). Profesor Titular en área Geotecnia en FCEIA-UNR y en la Universidad Tecnológica Nacional (UTN – FRCU) con más de 30 años de trayectoria académica. Consultor geotécnico y titular de estudio de ingeniería con actividad principal en geotecnia y estructuras desde 1990. En la Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica (SAIG), miembro de la Comisión Directiva desde 2011 con responsabilidad en organización de congresos CAMSIG, PROGEO, representando a SAIG ante IRAM y CIRSOC. Actualmente en el cargo de presidenta durante el período 2023-2025.

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. ING. JOSÉ ESTAIRE GEPP - LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA DESDE UNA PERSPECTIVA GEOTÉCNICA

Doctor Ingeniero de Caminos, por la Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Su labor profesional la desarrolla, desde 1991 hasta la actualidad, en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Actualmente es el responsable del Cajón Ferroviario del CEDEX. Desde 2016 hasta la actualidad es el ponente del comité de la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC) responsable de la redacción de las normas ferroviarias de la UIC dedicadas al "Proyecto, construcción y mantenimiento de las obras de tierra y capas ferroviarias en líneas de alta velocidad y convencionales". Es presidente del comité español de normalización responsable de los aspectos normativos relacionados con el Eurocódigo 7 dedicado al Proyecto Geotécnico.

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. GEÓL. ALAIN ZANELLA – FRACTURAS Y FLUIDOS EN YACIMIENTOS PROFUNDOS PARA ALMACENAMIENTO

Profesor asociado en la Universidad de Le Mans (Francia) desde 2014, Alain está especializado en las interacciones fluido-roca y su aparición en cuencas sedimentarias (agua, hidrocarburos, magma). También desarrolla nuevas configuraciones experimentales para estudiar estas interacciones utilizando nuevos materiales análogos y modelos especialmente adaptados al estudio de rocas anisotrópicas. Intereses de investigación: interacciones fluido-roca, migraciones de fluidos en medios porosos, mecanismo de fracturación hidráulica, anisotropía, modelización experimental.

CONFERENCIA TEMÁTICA: DR. PHILIPP BRAUN - CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL Y MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE ROCAS PARA SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO PROFUNDO DE ENERGÍA

Investigador del Laboratorio Navier, Ecole des Ponts ParisTech, donde se interesa por la geomecánica relacionada con el almacenamiento profundo de energía. Diseña nuevos dispositivos experimentales

para caracterizar geomateriales naturales y artificiales y desarrolla herramientas numéricas para modelizar materiales a diferentes escalas. Su investigación actual se centra en el almacenamiento de hidrógeno en yacimientos profundos. Anteriormente, trabajó en mecánica de fallas durante un postdoctorado en ECN (Francia) y en eliminación de residuos radiactivos durante sus estudios de doctorado en ENPC (Francia). Antes de eso, se licenció en ingeniería civil en la TUM (Alemania).

ACTAS DEL XXVI CONGRESO ARGENTINO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA, COMODORO RIVADAVIA 2023

CONFERENCIAS

Conferencia Eduardo Núñez: el aporte de la modelización numérica a la ingeniería de depósitos de relaves

Eduardo Núñez Lecture: the contribution of numerical modelling to the engineering of tailings storage facilities

Alejo O. Sfriso & Osvalo N. Ledesma
Universidad de Buenos Aires y SRK Consulting, Argentina, asfriso@srk.com.ar

RESUMEN: A partir de la falla reciente de algunas presas de relaves, la industria minera tiene un gran interés en la aplicación de la ciencia de la mecánica de suelos de estado crítico al diseño y análisis de depósitos de relaves. Los análisis de estabilidad por métodos de equilibrio límite, hasta hace poco el estado de la industria, están siendo rápidamente desplazados por análisis numéricos en los que se tiene en cuenta el ablandamiento por deformación, típico de los relaves saturados y sueltos sometidos a corte no drenado. Los relaves filtrados, por otra parte, se depositan y compactan como terraplenes, por lo que – en principio – son estructuras seguras. Sin embargo, estos terraplenes alcanzan alturas tales que el material de la base se comprime, satura y pasa al régimen normalmente consolidado. Los métodos numéricos permiten simular todo el proceso de flujo y deformación que se inicia con la colocación de relaves no saturados, su enterramiento, compresión no saturada y saturación, y permiten analizar la vulnerabilidad de la estructura resultante a licuación por flujo y sísmica. En este artículo se presentan experiencias recientes con la modelización numérica de depósitos de relaves, se analiza el aporte de estos análisis a la evaluación del riesgo geotécnico, y se discute la confiabilidad que tienen los métodos numéricos como herramienta de toma de decisiones en la ingeniería geotécnica minera.

ABSTRACT: Since the recent failure of some tailings dams, the mining industry has a keen interest in applying the science of critical state soil mechanics to the design and analysis of tailings deposits. Stability analyses by limit equilibrium methods, until recently the state of the industry, are rapidly being displaced by numerical analyses that take into account strain softening, typical of saturated loose tailings subjected to undrained shear. Filtered tailings, on the other hand, are deposited and compacted as embankments, so – in principle – they are safe structures. However, these embankments reach such heights that the base material compresses, gets saturated and goes into the normally consolidated regime. Numerical methods allow to simulate the entire process of flow and deformation that begins with the placement of unsaturated tailings, their burial, unsaturated compression and saturation, and allow to analyze the vulnerability of the resulting structure to flow and seismic liquefaction. This article presents recent experiences with the numerical modeling of tailings deposits, analyzes the contribution of these analyses to their geotechnical risk assessment, and discusses the reliability of numerical methods as a decision-making tool in mining geotechnical engineering.

PALABRAS CLAVE: relaves – métodos numéricos – licuación – minería – riesgo geotécnico.

KEYWORDS: tailings – numerical methods – liquefaction – mining – geotechnical risk.

1 INTRODUCCIÓN

Las rocas que contienen minerales con valor económico son trituradas y sometidas a procesos químicos para la extracción de esos minerales. El residuo del proceso es el "relave", una mezcla de agua contaminada con productos químicos y harina de roca.

Los relaves son suelos artificiales. Los minerales constitutivos, el tamaño y forma de sus partículas, y su distribución granulométrica, dependen de los procesos industriales que les dieron origen, por lo que esta harina de roca puede ser inerte o reactiva; puede tener partículas deleznables o muy duras; puede ser monogranular o tener una granulometría bien graduada.

Los relaves se refulan y se depositan mediante diferentes técnicas, que se distinguen entre sí principalmente por la cantidad de agua que se recupera y reutiliza. El depósito resultante pueden tener propiedades ampliamente variables: los refulados depositados bajo agua tienden a quedar muy sueltos y segregados por tamaño de partícula en capas horizontales relativamente uniformes; los refulados depositados sobre playas se segregan zonalmente, resultando en arenas cerca del punto de descarga, y en mezclas finas, tamaño limo y arcilla, en la cola del vertido; los relaves espesados y en pasta, a los que se les extrae agua con procesos industriales, son materiales mucho más uniformes, en los que la segregación es prácticamente nula; por último, los relaves filtrados son similares a suelos húmedos.

El licor (no es agua) que llena el espacio poral puede tener un peso específico elevado, puede ser capaz de disolver minerales, inducir cementación o producir costras superficiales salinas.

Los relaves convencionales, los que se transportan hidráulicamente, se vierten sin compactación en recintos limitados por terraplenes compactados, denominados presas de relaves. Estas presas pueden ser tipo aguas-abajo, de línea central o aguas-arriba (Figura 1). El primer tipo es muy similar a una presa para agua; en el segundo y tercer tipo, más económicos y más frecuentes en la industria, la estabilidad del conjunto depende de la resistencia de los relaves en sí mismos.



Figura 1. Presas de relaves convencionales.

Este artículo trata sobre los aportes de la modelización numérica al análisis y evaluación del comportamiento de presas de relaves. Por brevedad, quedan fuera de alcance aspectos fundamentales: i) las propiedades físicas y mecánicas de los relaves como material geotécnico; ii) las técnicas de ensayo para la determinación de esas propiedades; iii) los problemas geoquímicos; iv) los fundamentos de la geomecánica computacional empleados en los análisis; v) el comportamiento sísmico de las presas; y vi) todas las cuestiones numéricas en sí mismas. A pesar de estas limitaciones de alcance, todavía queda un problema interesante para analizar, como puede verse en el esquema conceptual de la Figura 7 (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023), que muestra una trayectoria de tensiones posible para un relave convencional, y que se explica más adelante en este artículo.

Los depósitos de relaves, almacenados en presas aguas-arriba o de línea central, se cuentan por miles en todo el mundo y son estructuras vulnerables a falla catastrófica por licuación por flujo – también conocida como licuación estática – o por acción sísmica, como ocurrió en Merriespruit en 1994, Samarco en 2015, Cadia Valley en 2018 y Corrego do Feijão en 2019 (Santamarina C., Torres-Cruz L. & Bachus R. 2019).

Motivado por estas dos últimas fallas, la industria desarrolló una guía para el manejo de relaves (GISTM, ICMM 2020) en la que se establecieron principios de diseño y operación que sacudieron las operaciones mineras de todo el mundo, por dos razones: i) introdujeron requerimientos de diseño que superaban lo que la mayoría de las presas tenían implementado; y ii) porque introdujeron una fecha límite para el cumplimiento de las prescripciones, en Agosto 2023. Entre los nuevos requerimientos se introdujo la obligatoriedad de efectuar análisis de deformación en todas las presas cuya categoría de riesgo fuera mayor que un cierto umbral, lo que produjo una enorme demanda de modelos numéricos de presas de relaves, todos para Agosto 2023.

También luego de la falla de Corrego do Feijão, el Comité Nacional Australiano de Grandes Presas produjo una revisión de sus guías que incorpora dos conceptos disruptivos en los métodos de análisis (ANCOLD 2019): i) "una aproximación conservadora para materiales susceptibles de licuación por flujo sería asumir que la licuación ocurrirá independientemente del mecanismo disparador que la produzca"; y ii) en su Figura 6 (Figura 2 en este texto) "analice la estabilidad (se refiere a determinar factores de seguridad) y estime las deformaciones usando métodos de elementos finitos o métodos simplificados" (que no existen). Todo lo que sigue, en este artículo, se refiere exclusivamente a este último aspecto del proceso de diseño de presas de relaves.

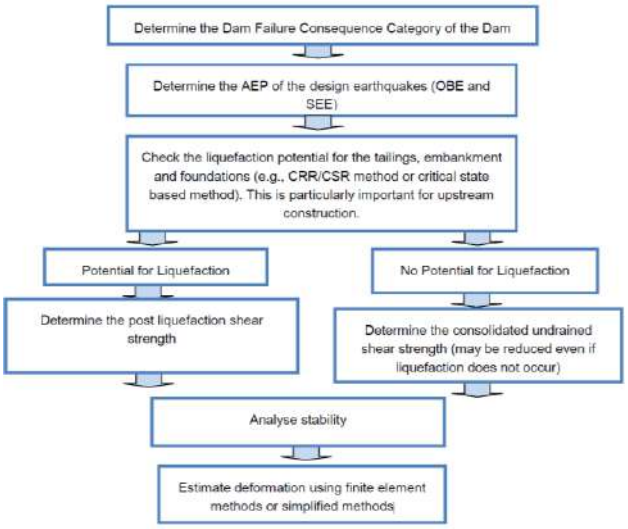


Figura 2. Reproducción de la Figura 6 de (ANCOLD 2019) que requiere la evaluación de deformaciones (de presas) por métodos de elementos finitos (o métodos simplificados, que no existen en la realidad).

El contenido de este artículo refleja nuestra experiencia de los últimos cinco años en la modelización numérica del comportamiento de presas de relaves. El artículo no pretende ser un estado del arte o de la industria, sino una recopilación de lecciones aprendidas del grupo en el que trabajo, ya presentada en publicaciones que se referencian a lo largo del texto. Como ésta es la conferencia "Eduardo Núñez", su contenido también refiere a las enseñanzas de mi maestro. Por brevedad, no las cito cada vez; todos los que lo conocieron saben que esas enseñanzas están simplemente regadas en todas las palabras de este texto. Aunque soy el único autor, este texto documenta el trabajo de más de veinte personas a lo largo de estos cinco años. Todos ellos también, a su manera, aprendieron de Eduardo Núñez y de su pasión por nuestra profesión.

2 EL PROBLEMA GEOMECÁNICO DEL ALMACENAMIENTO DE RELAVES

El contenido de esta sección está tomado de Ledesma (2023).

2.1 La licuación por flujo

La licuación por flujo es la pérdida de resistencia al corte de los materiales granulares sueltos, producida por un rápido incremento de las presiones de poros. El fenómeno fue descripto por Casagrande (Casagrande 1936), medido experimentalmente por Castro (Castro 1969), y descripto de manera completa por Casagrande (Casagrande 1975) quien produjo el gráfico que se reproduce en la Figura 3 (y que está basado en la tesis de Castro).

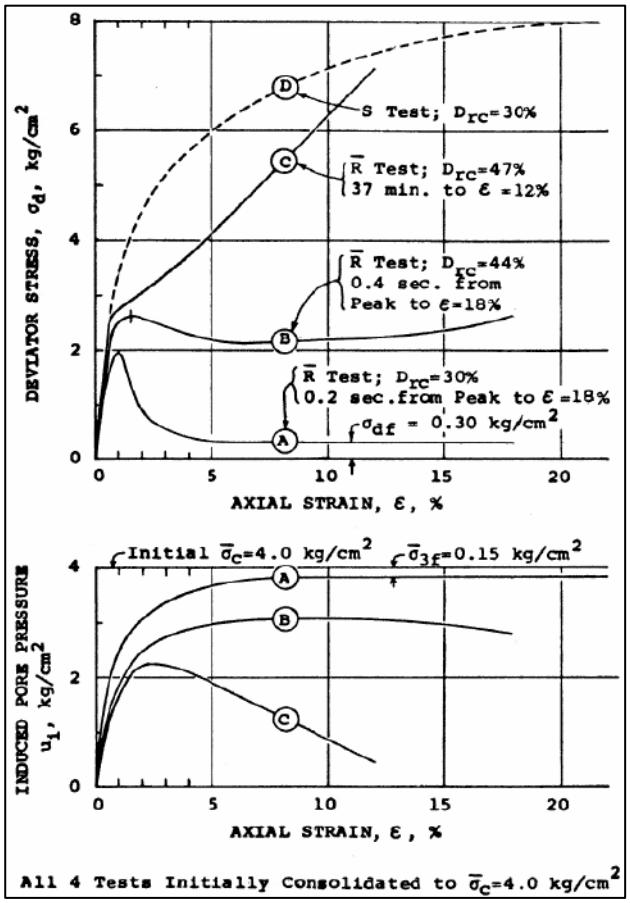


Figura 3. El problema de la licuación por flujo (Casagrande 1975).

En la Figura 3 hay muchos elementos que merecen atención: i) los ensayos fueron ejecutados con incrementos constantes de carga controlada, por eso en los ensayos no drenados se indica el tiempo requerido para la falla; ii) la curva A y D tienen la misma densidad relativa, pero respuestas muy diferentes, porque A es un ensayo no drenado, mientras que D es drenado; y iii) en el ensayo A, sólo se necesitaron 0.2 segundos para la deformación que ocurrió luego de alcanzada la carga máxima – no está en el gráfico, pero Casagrande indica que se necesitaron 15 minutos para alcanzar esa carga máxima; en el ensayo B, el salto ocurrió en 0.4 segundos hasta una deformación de 18%, pero la muestra sobrevivió, y tuvo una deformación estable a partir de entonces.

Esa deformación abrupta en el ensayo A es la licuación por flujo: la muestra se cayó, y las pesas que aplicaban la carga controlada rodaron por el piso del laboratorio (Núñez E, comunicación personal circa 1998). Castro pudo medir la presión de poros a lo largo del proceso (Figura 3, parte inferior), porque estaba empleando – por primera vez – captores electrónicos, una tecnología que no estaba disponible antes de 1969.

2.2 *Explicación de la licuación por flujo desde la mecánica del continuo*

Taylor (1948) explicó por primera vez la relación entre la oblicuidad del tensor de tensiones (en la jerga de entonces, el "ángulo de fricción interna movilizado" ϕ'_{mob}) y la velocidad de cambio de volumen, en lo que fue uno de los puntos centrales de lo que luego se conocería como la Mecánica de Suelos de Estado Crítico. No escribió la fórmula; sólo escribió la frase que se reproduce (en su homenaje) en la Figura 4 y que se comprende con el auxilio del modelo de bloques de la Figura 5.

> Interlocking can best be explained by considerations of strain energy. Sands generally are undergoing increase in volume when the ϕ-obliquity condition is reached, and the part of the shearing stress that is acting to overcome interlocking may also be said to be supplying the energy that is being expended in volume increase.

Figura 4. El texto de la teoría tensión-dilatancia (Taylor 1948).

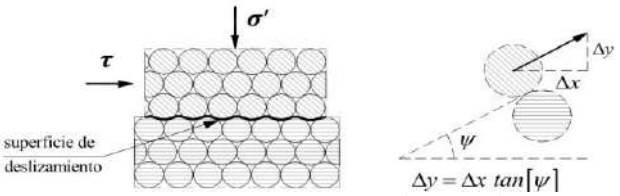


Figura 5. El modelo de bloques (Taylor 1948, figura de Sfriso 2008).

El balance de energía puede escribirse como la igualdad entre el trabajo aportado por la tensión de corte y la suma del trabajo disipado en fricción y el trabajo almacenado como energía potencial del bloque que se eleva. En fórmulas (asumiendo un área de contacto unitaria entre bloques)

$$\tau \cdot \Delta x = \mu\sigma' \cdot \Delta x + \sigma' \cdot \Delta y \qquad (1)$$

donde μ es el coeficiente de fricción y el resto de los símbolos se indican en la Figura 5. Reordenando y aplicando las definiciones de la geotecnia clásica

$$\tau/\sigma' = \mu + \Delta y/\Delta x \rightarrow tan[\phi'] = tan[\phi_{cv}] + tan[\psi] \qquad (2)$$

que implica que, en falla, resistencia y tasa de cambio de volumen están rígidamente relacionados. Rowe (1962) extendió esta relación a todo el proceso de deformación por corte. Con la notación de entonces, y con cierto abuso de la simplificación

$$tan[\phi'_{mob}] = tan[\phi_{cv}] + tan[\psi_{mob}] \qquad (3)$$

Esta ecuación incluye el rango en el que el material es contractivo, o sea $tan[\phi'_{mob}] < tan[\phi_{cv}]$ o $q < M_{cv}p'$, donde $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, p' es la presión media efectiva y M_{cv} es función del ángulo de fricción interna crítico ϕ_{cv}.

La teoría tensión-dilatancia permite explicar la licuación por flujo, que ocurre cuando se aplica una trayectoria de corte no drenado a un material contractivo. Sin entrar en fórmulas, el concepto se entiende con el auxilio de la Figura 6: la reducción de volumen en un ensayo drenado, y la reducción de presión efectiva en un ensayo no drenado, son ambas proporcionales al área entre la curva tensión-deformación (drenada) y la horizontal del estado crítico, mayor mientras más suelta sea la muestra. También, la posición de la "línea de inestabilidad" IL cambia con la densidad de la muestra (Lade & Pradel 1990, Ishihara 1993, Lade & Yamamuro 2010). La línea de inestabilidad une los puntos en los que la resistencia no drenada es máxima, y tiene ese nombre por el comportamiento descripto por Castro (Castro 1969): en la curva A de la Figura 3, se necesitaron 15 minutos hasta la tensión máxima, y sólo 0.2 segundos para toda la trayectoria entre la tensión máxima y el estado residual.

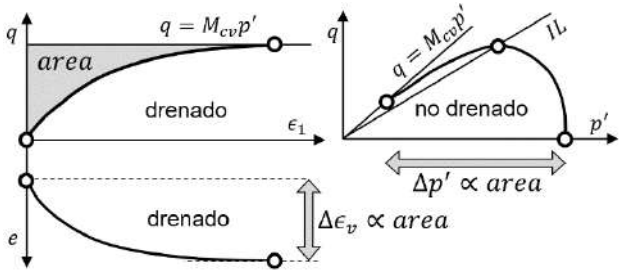


Figura 6. Relación entre cambio de volumen (drenado) o de presión efectiva (no drenado) y el área sombreada en la figura.

2.3 *Trayectoria de tensiones en un depósito de relaves*

La Figura 7 muestra una trayectoria de tensiones hipotética de un relave convencional en deposición sub-aérea (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023), desde el instante en que sale del tubo de descarga hasta que queda cubierto por más relave.

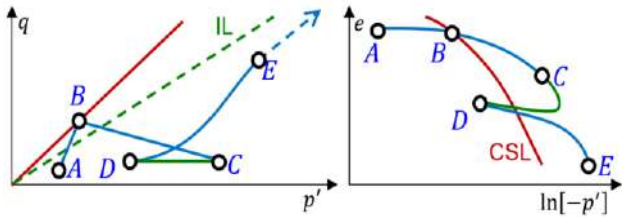


Figura 7. Esquema conceptual de la trayectoria de tensiones de un relave depositado convencionalmente y sometido a desecación (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

La secuencia es: A-B) los relaves se depositan hidráulicamente en una playa y fluyen hasta que pierden humedad y se convierten en "suelos" (Figura 8 izq.); B-C) el licor drena hacia abajo, parte del agua se evapora, hay sobreconsolidación y precipitación de sales; C-D) los relaves se desaturan, se contraen y fisuran (Figura 8 der.); D-E) nuevas capas producen una compresión cuasi-edométrica de los relaves, le aportan licor desde arriba, producen su resaturación y, eventualmente, los fuerzan a recorrer una trayectoria de compresión edométrica primaria.



Figura 8. izq: relaves siendo depositados en una playa; der: relaves disecados y con fisuras superficiales.

En la Figura 7, derecha, el tramo C-D requiere una explicación adicional. Para analizar la transición saturado – no saturado se empleó la tensión efectiva de Bishop

$$p' = p + S_e \cdot s \qquad (4)$$

donde p es la presión total, s es la succión

$$S_e = (S_{sat} - S_w)/(S_{sat} - S_{res}) \qquad (5)$$

es el grado de saturación efectiva, S_w, S_{sat} y S_{res} son el grado de saturación, el máximo y residual de la curva característica SWCC. El máximo valor de p' en el tramo C-D se alcanza cuando se maximiza el producto $S_e \cdot s$, que ocurre para un grado de saturación intermedio; cuando los relaves se secan, aunque la succión es muy alta, $S_w \rightarrow S_{res}$, $S_e \rightarrow 0$, y se recupera $p' \rightarrow p$, la definición de presión efectiva para suelos secos de Terzaghi.

Es también interesante que la trayectoria de tensiones se mueve a izquierda y derecha de la línea de estado crítico, por lo que los relaves pueden tener un comportamiento contractivo o dilatante, en función de qué parte del proceso experimentan.

Los relaves depositados bajo agua, que nunca se desaturan, quedan del lado contractivo de la línea de estado crítico (cerca del punto C en la Figura 7), y por lo tanto tienen una susceptibilidad a la licuación por flujo más alta. Los relaves espesados, en pasta, comienzan el proceso con una relación de vacíos mucho menor, pero aún saturados. Los relaves filtrados, que se depositan como terraplenes en condición no saturada, comienzan su trayectoria cerca el punto D en la Figura 7.

3 MODELIZACIÓN DE LA LICUACIÓN POR FLUJO

3.1 Planteo del problema

El análisis numérico de depósitos de relaves es el último paso del diagrama de flujo de la Figura 2. Antes hay que establecer si hay potencial de licuación, y en caso positivo, determinar los rangos de la resistencia no drenada máxima y residual en función de la presión de confinamiento. También, hay que efectuar análisis de estabilidad por métodos de equilibrio límite, para la condición drenada, condición no drenada con resistencia máxima y condición no drenada con resistencia residual. Todos estos aspectos del diseño escapan al alcance de este artículo.

En las presas de relaves cuyo riesgo supera un determinado umbral se requiere, por último, que "se estime la deformación mediante métodos numéricos o métodos simplificados", una frase que se interpreta como que "se estime si la deformación resultante de cualquiera de los procesos plausibles puede conducir a un derrame de los relaves contenidos por la presa".

En realidad, el problema debe ser planteado de una manera diferente, más orientada a comprender el riesgo asociado a una cierta presa de relaves. La secuencia de análisis debe ser: i) establecer la incertidumbre en el comportamiento de los materiales y en el estado actual y futuro de la presa; ii) evaluar la vulnerabilidad de la presa frente a licuación por flujo o sísmica; iii) evaluar si, en el caso que se inicie un proceso de falla no drenada, la presa es capaz de alcanzar nuevamente el equilibrio y detener el proceso de deformación o si, por el contrario, el proceso, una vez iniciado, conduce al derrame de relaves.

Un enfoque simple, tomado de la ingeniería estructural, es el llamado "análisis pushover", donde el sistema, en este caso la presa, se carga de manera monótona hasta que se produce la falla. Cuando los materiales ablandan, la acción externa crece hasta que se desencadena una falla progresiva. Para que ocurra esta falla progresiva, la pérdida de energía potencial debido al asentamiento, más la liberación de energía elástica almacenada de las partes de la presa que no se ablandan, deben proporcionar suficiente trabajo para mantener el proceso en marcha hasta que se alcance el estado residual en una porción de la presa o una zona de localización. Que esta falla progresiva ocurra o no depende de varios factores, incluida la fragilidad de los relaves, la geometría y la zonificación de la presa, y otros.

3.2 Disparadores de licuación por flujo

Para la evaluación de la susceptibilidad a la falla de una presa de relaves debido a la licuefacción del flujo puede emplearse el siguiente procedimiento (Ledesma, Sfriso & Manzanal 2022):

i) Simular los relaves con un modelo constitutivo capaz de capturar el inicio de la licuación y la trayectoria de tensión hasta el estado residual, capaz de simular procesos de carga drenada y no drenada con los mismos parámetros.

ii) Calibrar el modelo constitutivo mediante pruebas de laboratorio y de campo para condiciones de carga drenadas y no drenadas, con énfasis en los parámetros necesarios para reproducir el inicio de la licuación.

iii) Simular la construcción y operación de la presa, hasta la configuración de análisis, con un nivel de detalle adecuado al problema que se estudia. En algunos casos son suficientes unas pocas etapas de construcción drenada; en casos más complejos, se requieren muchas etapas de construcción, simulando la colocación de los relaves, los pulsos de presión de poros asociados, la consolidación parcial, el flujo transitorio y la simulación de la transición saturado-no saturado.

iv) Aplicar un conjunto de "disparadores" que perturben el equilibrio de la presa para comprobar su robustez (Figura 9). Hay tres acciones típicas que producen trayectorias de tensiones plausibles (Figura 10): (1) un aumento del nivel freático, (2) un desplazamiento impuesto en el pie de la presa, y (3) una carga superficial. El aumento del nivel freático puede simular un error en el manejo del agua embalsada, agua climática, o un mal funcionamiento de los sistemas de drenaje. El desplazamiento impuesto en el pie de presa puede simular una excavación o la deformación diferida de materiales en la fundación de la presa. La carga superficial puede simular equipos de construcción o la colocación rápida de una nueva capa de relaves.

v) Informar el valor de cada acción que induce la falla por licuación, si es que ésta se alcanza, y determinar si la remoción de la acción externa estabiliza la presa o si, una vez iniciado el proceso, éste continúa hasta el derrame de relaves.

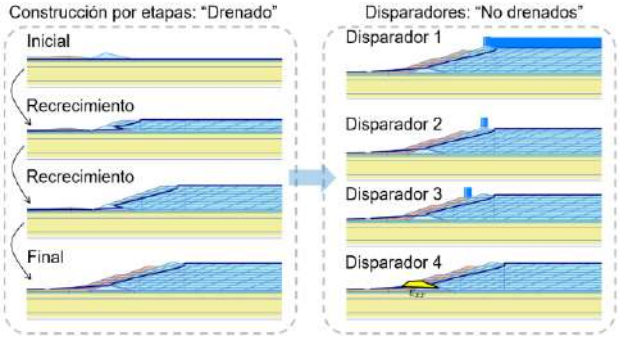


Figura 9. Secuencia de modelización típica y aplicación de disparadores de licuación por flujo (Sfriso, Sottile & Cobos 2022).

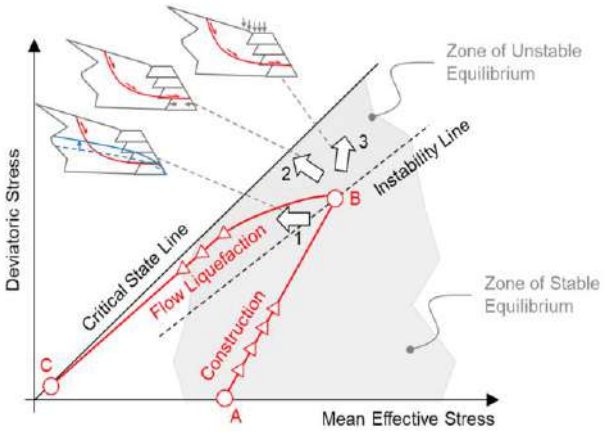


Figura 10. Potenciales disparadores de licuación por flujo empleados en los análisis de vulnerabilidad de presas de relaves (Ledesma, Sfriso & Manzanal 2022).

3.3 Selección y calibración de un modelo constitutivo

Un modelo constitutivo para modelar licuación por flujo debe, como mínimo, estar formulado en términos de tensiones efectivas e incluir una teoría tensión-dilatancia realista que permita la calibración de la línea de inestabilidad (Andrade, Ramos & Lizcano 2013). Algunos modelos muy usados son HS-Small (Schanz & Vermeer 1999, Brinkreve et al 2020), Norsand (Jefferies 2013, Jefferies & Been 2016) y CASM (Yu 1998).

Idealmente, la relación de vacíos e debería ser una variable de estado (Ledesma, Manzanal & Sfriso 2021, Sfriso & Weber 2010) de manera que el ángulo de fricción interna "movilizado" ϕ'_{mob} evolucione con la tensión efectiva $\boldsymbol{\sigma}'$ y con e. Matemáticamente

$$\phi'_{mob}[\boldsymbol{\sigma}', e] \Longrightarrow \Delta\phi'_{mob} = \frac{\partial\phi'_{mob}}{\partial\boldsymbol{\sigma}'} : \Delta\boldsymbol{\sigma}' + \frac{\partial\phi'_{mob}}{\partial e}\Delta e \qquad (6)$$

Sin embargo, esto no es estrictamente necesario, porque la función de una variable de estado es actualizarse durante el proceso que se estudia, y en los procesos de licuación por flujo – no drenados – la relación de vacíos se mantiene constante ($\dot{e} \equiv 0$). La ec. 6 se reduce entonces a

$$\phi'_{mob}[\boldsymbol{\sigma}', e] \Longrightarrow \Delta\phi'_{mob} = \frac{\partial\phi'_{mob}}{\partial\boldsymbol{\sigma}'} : \Delta\boldsymbol{\sigma}' \qquad (7)$$

que es una definición general de la teoría tensión-dilatancia. Entre los diferentes candidatos, HS-Small reúne los requisitos mínimos, es robusto y está disponible en todos los paquetes comerciales de geomecánica computacional. La calibración de HS-Small es relativamente simple (Sottile, Cueto & Sfriso 2020). Sin entrar en el detalle de la formulación, en corte no drenado la deformación volumétrica total es nula ($\dot{\epsilon}_v \equiv 0$) por lo que la generación de presiones de poro queda determinada por la evolución de sus componentes elástica ϵ_v^e y plástica ϵ_v^p. En HS-Small (López Rivarola et al 2022a), si $\psi \equiv 0$

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \equiv 0 \Longrightarrow \dot{\epsilon}_v^e = -\dot{\epsilon}_v^p \qquad (8)$$

$$\dot{\epsilon}_v^e = f\left[E_{ur}^{ref}, \nu\right] \qquad (9)$$

$$\dot{\epsilon}_v^p = f\left[E_{50}^{ref}, R_f\right] \qquad (10)$$

donde los símbolos entre corchetes son parámetros materiales del modelo (Schanz & Vermeer 1999).

El modelo Hardening Soil (HSM), también ampliamente disponible en paquetes de software comerciales, no puede usarse para simular licuación porque usa la teoría tensión-dilatancia de Taylor (1948), mientras que el modelo HS-Small incorpora la formulación de tensión-dilatancia de la familia de modelos SaniSand (Li X. & Dafalias Y. 2000), mucho más precisa para materiales muy sueltos. La Figura 11 muestra la secuencia de calibración de parámetros propuesta para HS-Small: i) calibre el modelo para comportamiento drenado; ii) reduzca los parámetros de rigidez elastoplástica en corte y compresión hasta el mínimo valor razonable; iii) aumente el coeficiente de Poisson hasta obtener la resistencia no drenada máxima objetivo; y iv) aumente el parámetro R_f hasta obtener la resistencia residual objetivo (Sfriso, Sottile & Cobos 2022).

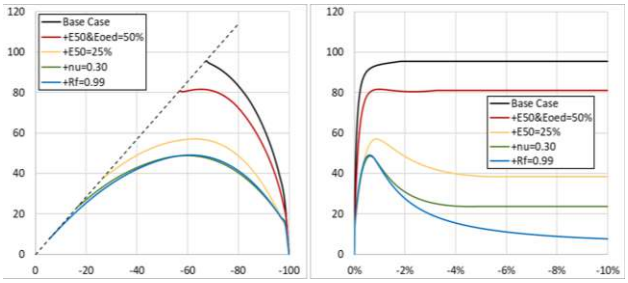


Figura 11. Ejemplo de calibración de HS-Small para corte no drenado con ablandamiento por deformación (Sfriso, Sottile & Cobos 2022).

3.4 Ejemplo de disparador de licuación por flujo

En (Sottile, Cueto, Sfriso, Ledesma & Lizcano 2022) se presenta un análisis de disparadores de licuación por flujo. Se trata de una presa de 72 m de altura que se construyó mediante una combinación de métodos aguas abajo y aguas arriba (Figura 12).

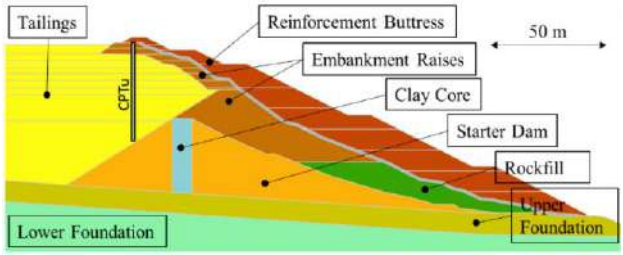


Figura 12. Ejemplo de análisis de disparador de licuación por flujo (Sottile et al 2022).

La secuencia de construcción fue: i) construcción de la presa inicial de 45 m de altura con núcleo central de arcilla; ii) deposición de relaves bajo agua; iii) construcción del alteo compactado hacia aguas-abajo; iv) deposición de relaves bajo agua hasta la nueva cresta de la presa; v) sucesivas elevaciones aguas-arriba hasta la altura final. Las Figuras 13 a 15 muestran uno de los resultados del análisis de disparadores, el correspondiente a una contracción impuesta en el pie de la presa.

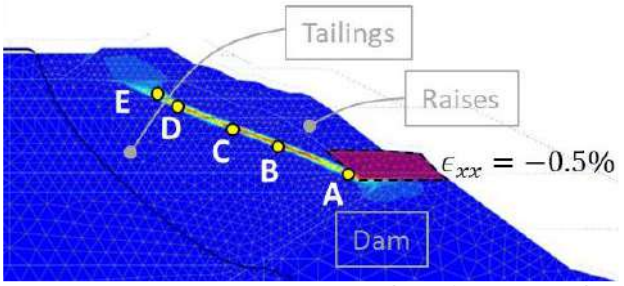


Figura 13. Ejemplo de disparador de licuación por flujo: contracción al pie de presa (Sottile et al 2022).

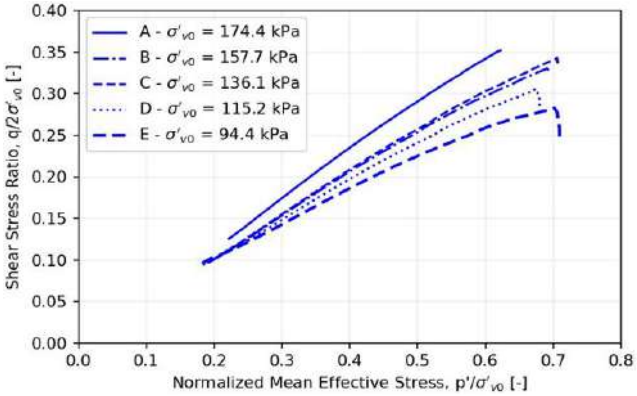


Figura 14. Trayectoria $p' - q$ de los puntos indicados en la Figura 12 durante la licuación por flujo (Sottile et al 2022).

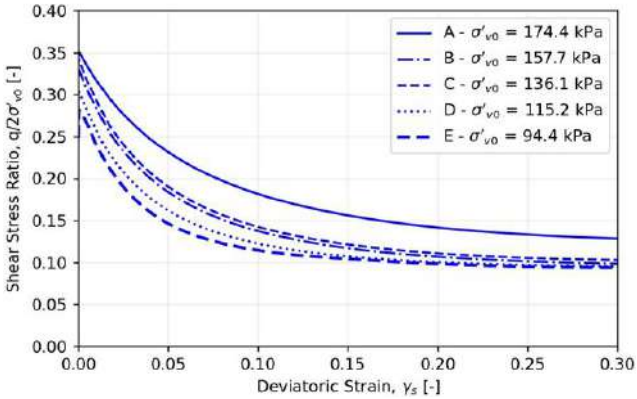


Figura 15. Trayectoria $q - \gamma$ de los puntos indicados en la Figura 12 durante la licuación por flujo (Sottile et al 2022).

3.5 *Relaves espesados: el modelo de talud infinito*

En el caso particular de los relaves espesados depositados en laderas o valles, los análisis numéricos de una presa completa pueden conducir a modelos computacionalmente costosos, ya que la distancia entre el punto de vertido y el borde del depósito puede estar en el rango de kilómetros. En las etapas iniciales del diseño, todo lo que se necesita es identificar si una determinada estrategia de deposición puede generar capas débiles que presenten un alto riesgo licuación por flujo (López Rivarola et al 2022b, Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

Como la mayoría de los procesos posdepositacionales son esencialmente 1D, el problema de talud infinito, relevante para la estabilidad de la playa y alejado del talud externo, puede analizarse en un modelo cuasi-1D en el que se estudia una columna sometida a una distorsión uniforme (Figura 16). Este ejemplo es interesante porque en él se empleó el modelo constitutivo NorSand (Jefferies, 1993) y la tensión de Bishop.

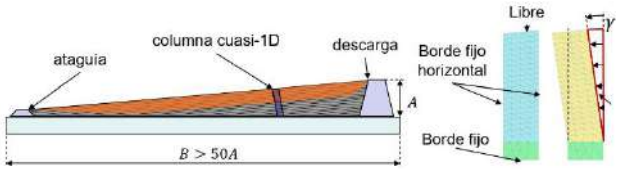


Figura 16. Modelo cuasi-1D para análisis de talud infinito, aplicable cuando $B \gg A$ (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

La Figura 17 muestra un resultado típico, en el que el signo de la fuerza restitutiva cambia con la magnitud de la distorsión: sin deformación, la resultante de las fuerzas horizontales actúa hacia la derecha para equilibrar el talud superficial; en γ_0 la columna queda en equilibrio con fuerzas iguales a izquierda y derecha; entre γ_0 y γ_f hay que ejercer una fuerza hacia la izquierda para que aumente la distorsión; en γ_f la columna ya no se sostiene a sí misma y comienza una falla de talud infinito (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

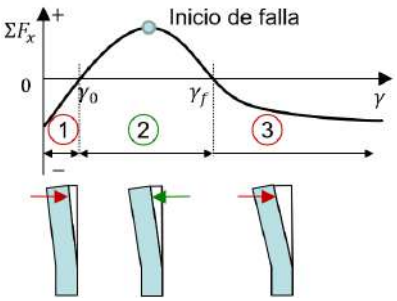


Figura 17. Modelo cuasi-1D para análisis de talud infinito. Rangos de comportamiento (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

Este análisis se emplea en etapas preliminares de diseño de la siguiente manera (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023):

i) Las variables de diseño se establecen como variables aleatorias; se calibra una función de densidad de probabilidad para cada una de ellas, incluyendo sus correlaciones cruzadas.

ii) Se simulan varias realizaciones e identifican las variables clave que llevan a la columna a la región (3) de la Figura 17, o sea, a las condiciones de falla de talud plano infinito.

iii) Se informan los valores umbral de los parámetros clave, como la humedad máximo admisible de deposición, que resulta ser una función de la profundidad dentro del depósito de relaves.

En el ejemplo presentado en el artículo (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023), la inclusión de una capa débil a media altura dentro de la columna resultó en un cambio de comportamiento: sin la capa débil, la región (3) de la Figura 17 no se alcanzó, mientras que con la capa débil se entra en la región (3) para una distorsión ligeramente superior a $\gamma \cong 2\%$ (Figura 18).

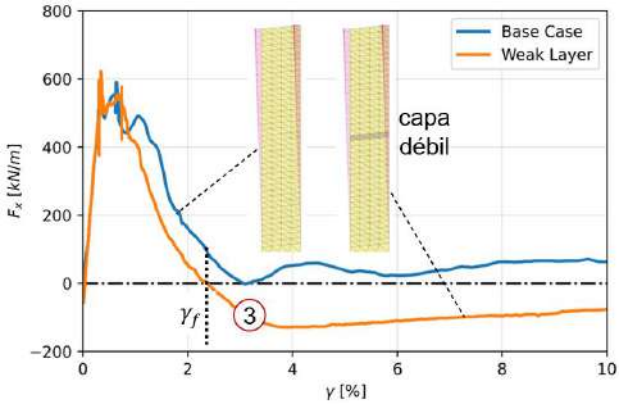


Figura 18. Ejemplo de aplicación del modelo cuasi-1D (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

En los problemas de talud infinito es importante simular correctamente el estado de tensiones del terreno antes de imponer la distorsión, porque el material es más estable cuanto más lejos esté este estado de tensiones de la línea de inestabilidad (Fourie & Tshabalala 2005). En terreno cuasi-horizontal, esta distancia queda determinada por la relación de tensiones K_0 (Figura 19). Diferentes modelos constitutivos producen diferentes estados de tensiones durante la construcción por etapas. Norsand, en particular, tiene una única superficie de fluencia para compresión y corte y emplea plasticidad asociativa, como el modelo Cam-Clay original (Federico, Elia & Murianni 2009), lo que produce $K_0 \cong 1.0$ si se emplean parámetros realistas. Esta limitación obliga a emplear parámetros diferentes durante la construcción por etapas y la deformación no drenada (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

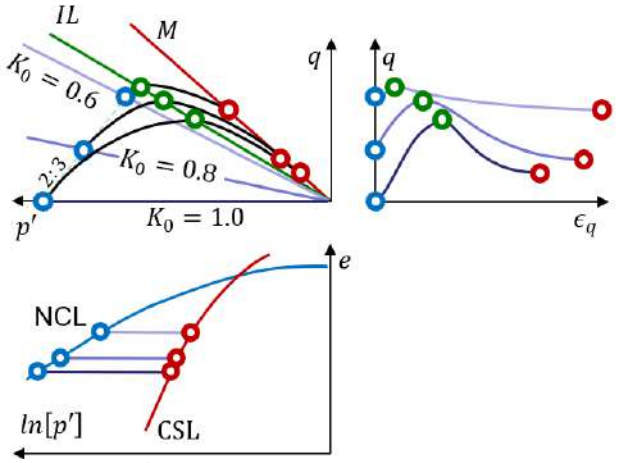


Figura 19. El efecto de K_0 en la respuesta no drenada simulada con Norsand (Bernardo, López Rivarola & Sfriso 2023).

3.6 *Comportamiento de relaves no saturados*

Si el grado de saturación de un relave es menor que aproximadamente $S_w \cong 80\%$, el material no licúa. Para tener en cuenta este aspecto, en la práctica se impone un comportamiento drenado si $S_r < 80\%$ y un comportamiento no drenado si $S_w > 80\%$, simplemente partiendo el depósito de relaves en dos materiales con propiedades distintas, sin transiciones. Además de no ser compatible con la física, este procedimiento tampoco es práctico, ya que crea dos regiones diferentes en la malla de elementos finitos (Figura 20). Esto implica, por ejemplo, que un cambio en la posición de la superficie freática, que es unos de los disparadores más empleados, requiere un nuevo mallado y un nuevo cálculo de todas las etapas de construcción y operación previas al disparador (López Rivarola et al 2023).

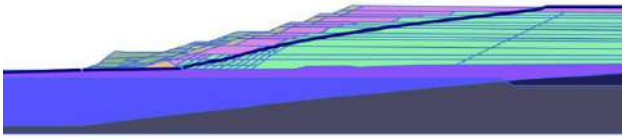


Figura 20. Ejemplo de presa en la que los relaves saturados se simulan como un material no drenado (verde) y los relaves no saturados como otro material drenado (rosado).

El problema puede simplificarse si se emplea un único material, la tensión de Bishop y una curva SWCC. Debido a la heterogeneidad de los relaves, el consenso de la industria es que el aporte de la resistencia por succión a la estabilidad debe ser ignorado en el diseño, una decisión que puede respetarse si se adopta una SWCC abrupta: $S_{sat} = 80\%$, $S_{res} = 75\%$ (ecs. 4 y 5). El resultado es una fina zona de transición entre relaves "saturados" en los que se generan presiones de poro, y "secos" (Figura 21). El procedimiento fue validado para tres disparadores típicos (Figura 22) y nueve configuraciones de análisis (Figura 23).

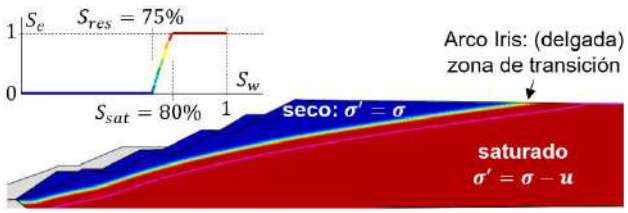


Figura 21. Ejemplo de presa en la que los relaves se simulan como un único material y se recupera el comportamiento drenado vs no drenado con una SWCC abrupta (López Rivarola et al 2023).

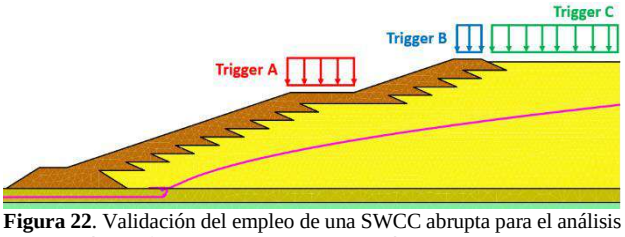


Figura 22. Validación del empleo de una SWCC abrupta para el análisis de licuación por flujo de presas de relaves (López Rivarola et al 2023).

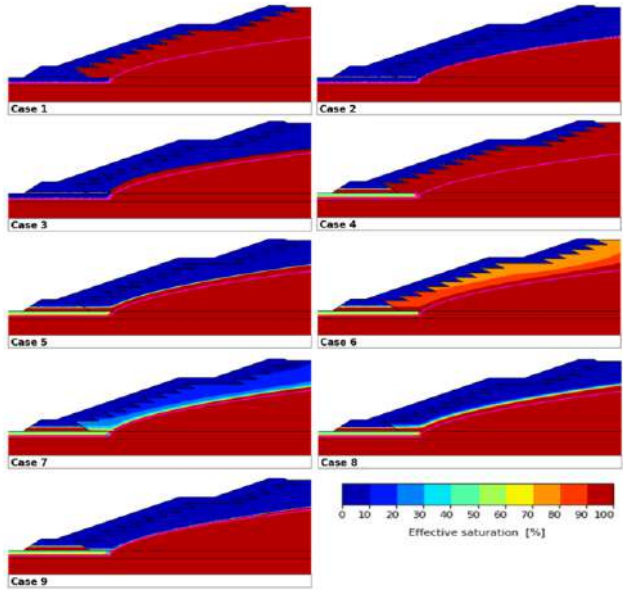


Figura 23. Validación del empleo de una SWCC abrupta para el análisis de licuación por flujo de presas de relaves (López Rivarola et al 2023).

En los casos 1 a 3 se emplearon dos materiales, uno para la zona "drenada" y otro para la zona "no drenada": (1) todos los relaves saturados (conservador, no realista); (2) cambio de material en la superficie freática; (3) cambio de material en la altura capilar, cuando $S_w = 80\%$. En los casos 4 a 9 se emplearon curvas SWCC (Figura 24): (4) valor de entrada alto, que recupera la condición de "todos los relaves saturados"; (5) la función salto de la Figura 21; (6) SWCC típica de arcillas; (7) SWCC típica de arenas; (8) SWCC típica de relaves de oro; y (9) SWCC típica de relaves de hierro.

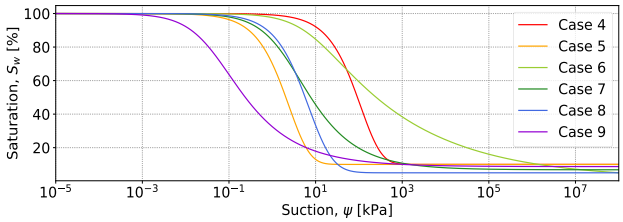


Figura 24. SWCC empleadas en los casos 4 a 9 de la Figura 22 (López Rivarola et al 2023).

Los resultados se presentan en la Figura 25, y prueban varios aspectos importantes: i) asumir que todos los relaves están saturados no es realista (casos 1 y 4); ii) la función salto de la Figura 21 (caso 5) arroja resultados muy comparables con su equivalente (caso 2); y iii) el empleo de SWCC realistas (casos 6 a 9) que en la práctica implica la consideración de la succión como contribución a la resistencia, tiene muy poco impacto en la magnitud de los disparadores de licuación por flujo.

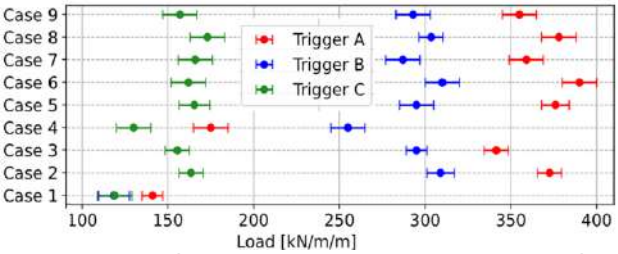


Figura 25. Validación del empleo de una SWCC abrupta para el análisis de licuación por flujo de presas de relaves (López Rivarola et al 2023).

Dado que el empleo de curvas SCWW realistas no distorsiona los resultados de los análisis de vulnerabilidad a la licuación por flujo, el problema de la columna cuasi-1D se puede simular como un problema completo de flujo acoplado con deformación, en el cual se contempla el aporte de agua durante la deposición, la infiltración y evaporación, el flujo hacia la fundación, acoplados con el cambio de volumen por consolidación y por corte. En (Noël et al 2023) se presentó un algoritmo para la solución del problema de flujo 1D, aplicado a la geometría 3D de una presa de relaves.

4 INCERTIDUMBRES NO RESUELTAS

Existen múltiples incertidumbres que se acumulan a lo largo del proceso de análisis. La primera de ellas es la precisión y calidad de los datos de entrada, que frecuentemente está basada en ensayos CPTu. La Figura 26 muestra el parámetro de estado ψ calculado según dos métodos y para cinco sondeos CPTu en la presa del ejemplo de la Sección 3.4, en la que puede verse que la dispersión es enorme (Sottile et al 2022).

Entre los ensayos de laboratorio que se emplean con mucha frecuencia está el ensayo de corte simple (DSS), en el que una muestra se ensaya al corte a volumen constante. En este ensayo, la tensión máxima tiene dos interpretaciones (ecs. 11 y 12). La segunda es la correcta (Ladd & DeGroot 2003) pero la primera es la universalmente usada:

$$\tau_{max} = s_u = (\sigma_1' - \sigma_3')/2 \quad (11)$$

$$\tau_{max} = s_u \cdot cos[\phi_{cv}] \quad (12)$$

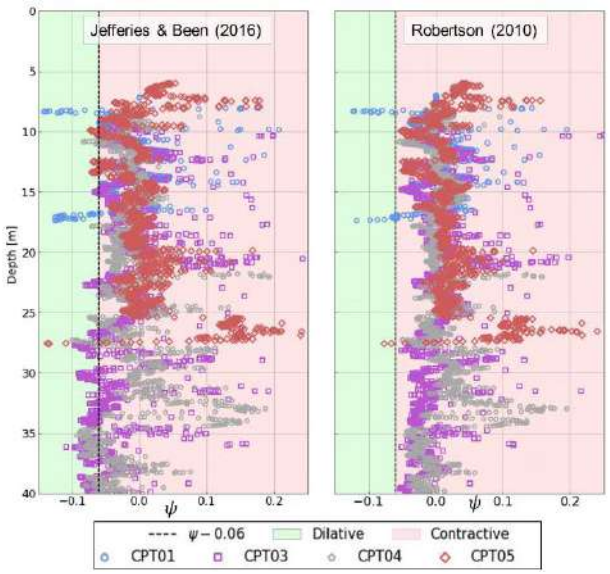


Figura 26. Datos empleados en la calibración del ejemplo de la Sección 3.4 (Sottile et al 2022).

La mayor incertidumbre, quizás, consiste en la lectura de los resultados. Como los análisis de disparadores de licuación por flujo son muy recientes, aún no hay consenso sobre cómo aplicarlos y cómo interpretarlos, y mucho menos hay "valores admisibles" reglamentados para casos típicos.

Desde un punto de vista más científico y fundamental, la licuación es un proceso físico en el que se genera un pulso de presión de poros, que se propaga en todas direcciones a la velocidad de propagación del sonido en el agua, unos 1600 m/s. Esta propagación no puede modelarse con las técnicas numéricas que se emplean en los paquetes de software comerciales para geotecnia, por lo que lo que en realidad se simula no es el pulso de presión sino un problema elastoplástico, cuasi-estático, de ablandamiento por deformación y localización, algo que no se corresponde con las observaciones experimentales. Todavía no es claro hasta qué punto esta simplificación es inofensiva o afecta los resultados y las conclusiones de los análisis.

Por último, nuestra comprensión sobre el comportamiento hidráulico a muy largo plazo de los depósitos de relaves es muy imperfecta. Los modelos de la industria, que asumen un material continuo y anisotrópico, son incapaces de capturar muchos mecanismos de deformación diferida, diagénesis y cementación, o la influencia de capas saturadas, encerradas por barreras hidráulicas naturales – capas finas y gruesas, saturadas e insaturadas, que son típicas de algunos depósitos de relaves.

5 CONCLUSIONES

Este artículo resume nuestra experiencia reciente en la modelización numérica del comportamiento de presas de relaves, obtenida a partir de la intensa demanda que surgió desde la falla de Corrego do Feijão en 2019 y la puesta en vigencia de la norma ICMM/GISTM en 2020.

El problema geomecánico de las presas de relaves está definido por el hecho de que los relaves son suelos artificiales que se almacenan en presas, cuya estabilidad depende de la resistencia de los relaves en sí mismos. Como son materiales que sufren ablandamiento por deformación y tienen riesgo de licuación por flujo, las normas de diseño exigen que se analice su estabilidad y que se "estime las deformaciones usando métodos de elementos finitos o métodos simplificados".

El problema real es otro: cuantificar el riesgo asociado a que una cierta presa de relaves, si inicia un proceso de deformación, se retroalimente en una falla progresiva que conduzca al derrame de los relaves.

Para analizar este problema, nuestro grupo desarrolló un procedimiento de análisis *pushover*, en las que se aplica una carga o deformación monotónica creciente para determinar si se desencadena una falla progresiva o no. El procedimiento puede ser aplicado con cualquier paquete de software para geomecánica y con cualquier modelo constitutivo de plasticidad con endurecimiento que tenga una formulación tensión-dilatancia adecuada. Algunos refinamientos posteriores incluyeron la consideración del acoplamiento flujo-deformación en régimen no saturado, para el que también se desarrolló una solución cuasi-1D que es apta para los análisis de etapas tempranas del diseño.

Muchas incertidumbres se acumulan a lo largo del proceso de análisis: la calidad de los datos de entrada, la variabilidad espacial, los procedimientos de interpretación de ensayos de campo y laboratorio, el comportamiento acoplado hidráulico-mecánico de las presas a largo plazo y, sobre todo, la lectura de los resultados de los análisis *pushover*. Desde el punto de vista científico, la licuación es el resultado de un aumento localizado de presión de poros y no, como se asume en los modelos geomecánicos, un problema de ablandamiento por deformación. Todavía no es claro hasta qué punto esta diferencia es inofensiva o afecta los resultados y las conclusiones de los análisis.

6 HOMENAJE A UN ESTOICO

Los muchos coautores de los artículos referidos en este texto y yo tuvimos la oportunidad de trabajar juntos en estos temas porque el 14 de Abril de 1993, a los 29 años y con cuatro hijos, yo le dije a Eduardo Núñez "quiero hacer un doctorado con usted", y el contestó "si". El 10 de Julio de 2020, tres días después de su muerte, yo publiqué una nota (https://www.linkedin.com/pulse/homenaje-un-estoico-alejo-o-sfriso/?originalSubdomain=es) que repito acá, a manera de homenaje:

La primera vez que Eduardo Núñez influyó en mi vida fue cuando dictó – junto con Oscar Vardé – una clase sobre ensayos triaxiales en un curso del CAI en 1974, a profesionales entre los que estaba Oscar Sfriso, mi padre. Papi volvió a casa ese día, tomó la cámara triaxial CIENTEC que todavía no sabía usar e hizo un ensayo triaxial escalonado, que graficó en un papel cuadriculado grande, papel que ahora es un cuadro amarillento en la pared de mi oficina. Fui testigo (y quizás colaborador) de aquel ensayo, yo tenía entonces 10 años.

La siguiente oportunidad que tuve fue en 1987, cuando cursé Mecánica de Suelos. Pero no la aproveché. No asistí a teóricas – estaba casado, ya con dos hijos y trabajaba en una fábrica de Valentín Alsina. Rendí el final en 1989, después de leer los libros que tenía mi papá en casa – unos ocho o diez libros comprados al azar por un autodidacta. No me fue muy bien y (hoy) sé exactamente porqué. Núñez me puso un 7, quizás un puntito más que lo que yo me pondría hoy a mi mismo por aquel examen.

Aprendí la lección. Cursé las teóricas de Mecánica de Suelos en 1989, 1990, 1991, 1992 y 1993, el año en que finalmente me recibí de ingeniero. El mismo día que me gradué, y antes de salir a la puerta donde me llenarían de harina, lo busqué a Núñez que también estaba tomando examen final y le dije "quiero hacer un doctorado y que usted sea mi Director". Aceptó, y me dio a leer algunos libros, entre ellos un congreso de Boulder de 1960 que es fundacional para la geotecnia moderna. Me dijo "lo veo la semana que viene". Entendí mal, y leí el libro de Boulder en una semana. ¿Cuánto entendí? En ese momento, casi nada.

Fue entonces cuando me invitó a ir a su oficina, Maipú 42, Of. 224. Encontré a dos hombres solos, Eduardo y Roberto Núñez, su hermano arquitecto que oficiaba de secretario y archivo viviente. Fue la primera de infinitas reuniones en las que a lo largo de diez años el Profesor– por entonces ese era el nombre, con los años fue el Maestro – desgranó conmigo, uno por uno, todos los problemas que él consideraba que un buen ingeniero geotécnico debía saber resolver – y puedo dar fe que eran muchos, muchos esos problemas. Más de una vez, en cada

reunión, paraba en seco, miraba al infinito y casi gritaba "Roberto, ¿te acordás donde estaba…?"

Esas reuniones entre el Maestro y su discípulo fueron la síntesis del acto universitario, ese momento íntimo en el que alguien que quiere enseñar comparte lo que sabe con alguien que quiere aprender. Ambos se enriquecen, sin duda, pero más se enriquece el discípulo, que se endeuda con su Maestro. Él lo sabía y me lo dijo: "Usted no contrae una deuda conmigo sino con la Ingeniería, y va a tener que pagarla algún día". Estoicas macanas. A elegir siempre el camino largo me enseñó Eduardo Núñez, no "La Ingeniería". A hacer las cuentas en vez de imaginar su resultado, también. Viene su cara a mi memoria: "Tiene que ir a ver a Segado en 'Copenhague' en el San Martín. Tiene que oir a Bohr decirle a Heisenberg ¡Pero no hiciste la cuenta!" (el discípulo Heisenberg, del lado alemán, descartó que la bomba atómica fuera posible porque intuyó que sería necesaria demasiada energía para enriquecer uranio; hoy sabemos que falló su intuición, que Bohr sí hizo la cuenta en el proyecto Manhattan, y que su enojo con su discípulo no fue por su error, fue por su pereza).

"Estoico" es la palabra que define a Eduardo Núñez. Me tocó la suerte de que él quiso enseñarme y que quiso apoyar mi carrera. Para un congreso en el año 2000 en el que él tenía que dar la conferencia de cierre, me pidió "prepare diez filminas sobre sus modelos numéricos". Las preparé y las expuse justo en el medio de su conferencia, con sala llena. Después me explicó lo que había pasado: "le di la alternativa". Claro, no entendí la frase hasta que la busqué, ya de noche en mi casa.

(Casi) nunca me mostró sus emociones. Podía ser colérico pero no rencoroso, y comentaba las miserias de los hombres con estoica resignación. Impreso en un papel A4 que colgaba de una chinche clavada en un mueble estaba su himno, el poema "Ítaca" que me leyó e hizo leer muchas veces. Cuando hace ya años me anunció que se volvía a su pueblo natal, Gualeguay, me dijo "está claro que voy allá a morir" pero yo no le di importancia a esa nueva estoica macana. Recordé a "Ítaca" y supe muy bien a qué iba a Gualeguay. En esta carrera, siento que desde el martes pasado tengo su posta.

5 REFERENCIAS

ANCOLD (2019). *Guidelines on tailings dams– planning, design, construction, operation and closure, revision 1*. www.ancold.org.au.

Andrade J. , Ramos A. and Lizcano A. (2013). *Criterion for flow liquefaction instability*. Acta Geotechnica, 8(5), 525-535.

Bernardo K., López Rivarola F. and Sfriso A. (2023). *Stability analysis of TSFs using a simplified quasi-1D deformation model*. 10 NUMGE.

Brinkgreve R., Kumarswamy S., Swolfs W., Engin E., Fonseca Arévalo F., Ragi Manoj N., Zampich L. and Zalamea N. (2020). *Plaxis Manuals*. Bentley Systems.

Casagrande A. (1936). *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills*. J Boston Soc of Civil Eng, 23, 257–276.

Casagrande A. (1975). *Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review*. Proc 5 PCSMGE, Vol. 5, pp. 79–133.

Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Pierce Hall, Cambridge, Massachusetts.

Federico, A., Elia, G., Murianni, A. 2009. *The at-rest earth pressure coefficient prediction using simple elasto-plastic constitutive models*. Computers and Geotechnics 36, 187-198.

Fourie A., Tshabalala L. (2005). *Initiation of static liquefaction and the role of K0 consolidation*. Canadian Geotechnical Journal 42, 892-906.

ICMM (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management*. International Council on Mining and Metals, GlobalTailingsReview.org.

Ishihara K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique, 43 (3): 349–415.

Jefferies M (1993). *Nor-Sand: A simple critical state model for sand*. Géotechnique 43(1), 91-103.

Jefferies, M.G. and Been, K. 2016. *Soil Liquefaction - A critical state approach*. 2nd ed., CRC Press, London.

Ladd, C. and DeGroot, J. (2003). *Recommended practice for soft ground site characterisation: Arthur Casagrande Lecture*. 12th PCSMGE.

Lade P. and Pradel D. (1990). *Instability and plastic flow of soils. I: Experimental Observations*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 116 (11): 2532–2550.

Lade P. and Yamamuro, J. (2010). *Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes*. Canadian Geotechnical Journal, 48 (2): 247–264.

Ledesma O., Manzanal D., and Sfriso A. (2021). *Formulation and numerical implementation of a state parameter-based generalized plasticity model for mine tailings*. Computers and Geotechnics, 135 (2021) 104158.

Ledesma O., Sfriso A. and Manzanal D. (2022). *Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams*. Computers and Geotechnics, doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104632.

Ledesma, O. (2023). *Modelación numérica de licuación de presas de relaves*. Tesis Doctoral: Universidad de Buenos Aires, 227 p.

Li, X. and Dafalias, Y. (2000). Dilatancy for cohesionless soils. Géotechnique. 50(4), 449–460

López Rivarola F., Tasso N., Bernardo K. and Sfriso A. (2022a). *Numerical aspects in the evaluation of triggering of static liquefaction using the HSS model*. XXXIX MECOM.

López Rivarola F., Tasso N., Bernardo K. and Sfriso A. (2022b). *Quasi-1d deformation modelling of a TSF under undrained loading*. XXXIX MECOM.

López Rivarola F., Tasso N., Bernardo K., Sottile M. and Sfriso A. (2023). *Evaluation of the triggering of static liquefaction of tailings dams considering the SWCC*. Mine Waste and Tailings 2023.

Noël M., Vega I., López Rivarola F.,Ezama I., McGregor M. and Terlisky A. (2023). *Coupling tailings deposition modelling with Hydrus-1D and Python for pseudo-3D seepage predictions*. Tailings & Mine Waste 2023.

Rowe P. (1962). *The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proc Royal Soc London 269:500-527.

Santamarina C., Torres-Cruz L.A., Bachus R.C. (2019). Why coal ash and tailings dam dis-asters occur. Science, 364(6440): 526-528. DOI: 10.1126/science.aax1927.

Schanz T. and Vermeer P. (1999). *The Hardening soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Rotterdam, p. 281-290.

Sfriso A (2008). *Caracterización mecánica de materiales constituídos por partículas*. Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, UBA.

Sfriso A. and Weber G. (2010). *Formulation and validation of a constitutive model for sands in monotonic shear*. Acta Geotechnica, doi 10.1007/s11440-010-0127-y.

Sfriso A., Sottile M. and Cobos D. (2022). *Análisis de vulnerabilidad a la licuación estática de presas de relaves*. XVII CGC.

Sottile M., Cueto I. and Sfriso A. (2020). *A simplified procedure to numerically evaluate triggering of static liquefaction in upstream-raised tailings storage facilities*. XX COBRAMSEG.

Sottile M., Cueto I., Sfriso A., Ledesma O. and Lizcano A. (2022). *Flow liquefaction triggering analyses of a tailings storage facility by means of a simplified numerical procedure*. XX ICSMGE.

Taylor D (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York.

Yu H. (1998). *CASM: a unified state parameter model for clay and sand*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 22, 621–653.

Utilización de elementos estructurales como intercambiadores geotérmicos; comportamiento mecánico de un pilote geotérmico experimental

Use of structural elements as geothermal exchangers; mechanical behavior of an experimental geothermal pile

Fernando Pardo de Santayana
Laboratorio de Geotecnia – CEDEX, España, f.pardo.s@cedex.es

RESUMEN: Se realiza una introducción a la utilización de diferentes elementos estructurales (revestimientos de túneles, cimentaciones, pantallas, pavimentos) como intercambiadores geotérmicos y se presenta de forma resumida los resultados de un estudio llevado a cabo a partir de ensayos sobre un pilote geotérmico experimental de hormigón prefabricado hincado en Valencia, España, cuyo objetivo principal fue analizar el comportamiento mecánico del pilote sometido a cargas mecánicas y térmicas (de calentamiento), simulando su funcionamiento durante el verano, en modo climatización.

ABSTRACT: An introduction is made to the use of different structural elements (tunnel linings, foundations, diaphragm walls, pavements) as geothermal exchangers and summarizes the results of a study carried out in Spain from tests on an experimental geothermal pile of precast concrete driven in Valencia, whose main objective was to analyze the mechanical behavior of the pile subjected to mechanical and thermal loads (of heating), simulating its operation during the summer, in air conditioning mode.

PALABRAS CLAVE: estructuras geotérmicas - pilote geotérmico - pilote hincado - ensayos experimentales.

KEYWORDS: geothermal structures - geothermal pile - driven pile - experimental tests.

1 INTRODUCCIÓN.

El aprovechamiento de la energía geotérmica somera en un edificio o estructura se basa en la mayor eficiencia energética del intercambio de calor con el terreno, en vez de con el aire, por su mayor estabilidad térmica frente a oscilaciones estacionales y por su capacidad de almacenamiento de calor. Se trata de una energía renovable que reduce la demanda eléctrica y con un impacto ambiental netamente positivo. Se consigue la calefacción del edificio en la estación fría y su refrigeración en el verano a través del intercambio de calor con el terreno, con la ayuda de una bomba de calor, con un considerable ahorro energético. La bomba de calor conecta dos circuitos, uno de ellos instalado en el terreno y otro en la estructura o edificio cuya temperatura se quiere acondicionar. El circuito en el terreno se instala típicamente en sondeos perforados al efecto y localizados próximos al edificio o estructura. Existe una amplia experiencia en muchos países en la utilización de sondeos como intercambiadores de calor con el terreno.

Una solución técnica y económica, que evita la perforación de sondeos para la instalación de tubos geotérmicos de intercambio de calor con el terreno, es el aprovechamiento de elementos estructurales soterrados del edificio o estructura, tales como muros-pantalla, losas o pilotes. Las posibilidades de utilización de elementos estructurales como intercambiadores de energía geotérmica poco profunda, no sólo en edificios, sino también en las obras públicas, son muy amplias; en ocasiones, las soluciones combinan intercambiadores en elementos estructurales y en sondeos. El fluido caloportador circula en tubos dentro de los elementos de cimentación, normalmente de hormigón, aprovechándose la alta capacidad de transferencia térmica de este material. Obviamente, es fundamental verificar en estos casos el adecuado comportamiento estructural de estos elementos que desarrollan una doble función: geotérmica, pues han de servir como intercambiadores de calor; y estructural, soportando las acciones, no sólo mecánicas, procedentes de la estructura y terreno circundante, sino también térmicas.

Los elementos estructurales utilizados como intercambiadores geotérmicos son variados, e incluyen cimentaciones profundas (pilotes, pozos de cimentación), cimentaciones superficiales (zapatas, losas) estructuras de retención (muros, pantallas), revestimientos de túneles; pavimentos, e incluso anclajes o bulones. Los objetivos de esta utilización son variados: calefacción o refrigeración de edificios o estructuras; producción de agua caliente; suministro de calor para evitar la formación de hielo en pavimentos (carreteras; puentes; plataformas de estaciones; aeropuertos); o almacenamiento de calor. En todos estos casos, el fundamento tecnológico es el mismo, la utilización de tuberías de material polimérico para la circulación del fluido caloportador, que se fijan a las armaduras o quedan embebidas en el hormigón de las estructuras, o bien se fijan directamente a perfiles metálicos. Se utilizan diferentes configuraciones para estas tuberías: en forma de U, en forma de U doble, en forma de U múltiple, en forma de W, en espiral, tubería coaxial, etc. (Fig. 1). La interfaz puede ser aire-sólido (intercambio de calor con el aire en estructuras subterráneas); o sólido-sólido (intercambio de calor con el terreno).



Figura 1. Diferentes configuraciones de tuberías caloportadoras en túneles, pantallas y pilotes geotérmicos (Laloui y Rotta Loria, 2020).

2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES GEOTÉRMICOS

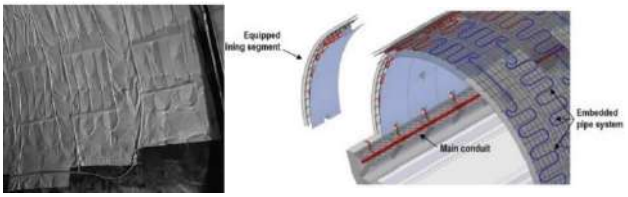
La tecnología para el estudio y proyecto del aprovechamiento geotérmico en elementos estructurales es, sin duda,

multidisciplinar. Desde el punto de vista del ingeniero geotécnico, es fundamental garantizar que el calentamiento y enfriamiento del elemento no comprometan su función estructural. En países como España, con ciudades densamente urbanizadas y con poca disponibilidad, en general, de áreas abiertas, existe una gran necesidad de utilizar el espacio subterráneo: túneles, intercambiadores de transporte, metros, estacionamientos subterráneos, áreas comerciales, etc., y esto constituye una oportunidad para el aprovechamiento de diferentes elementos estructurales como intercambiadores de energía geotérmica. Se refieren a continuación algunos ejemplos.

2.1 *Túneles*

Los túneles, tanto urbanos como interurbanos, pueden ser aprovechados geotérmicamente. Desde este punto de vista, se pueden clasificar como túneles "fríos" o "calientes" en función de sus condiciones térmicas. Los túneles fríos son aquellos en los que la temperatura del aire es relativamente fría (alrededor de 15ºC) a lo largo de todo el año, presentan un tráfico moderado que no provoca aumentos significativos de temperatura. Típicamente se trata de túneles de carretera o ferrocarril de corta longitud y con gran diámetro interno. Estos túneles pueden ser utilizados para calentar o refrigerar estructuras externas, usando la energía térmica de la masa de terreno. Los túneles calientes son aquellos que presentan altas temperaturas (30 °C); suelen ser túneles urbanos (de ferrocarril de cercanías o de metro), con reducido diámetro interno; el calor se genera, en estos casos, por las maniobras de frenado y arranque, como resultado de la existencia de numerosas estaciones y alta frecuencia de circulación; la temperatura del aire del túnel calienta el terreno circundante. También son túneles calientes los situados a gran profundidad bajo montañas, calentados por el propio macizo rocoso. Estos túneles pueden aprovecharse para extracción de calor.

Tanto los túneles fríos como los calientes se pueden utilizar para la activación térmica. Existen diferentes métodos de colocación de las tuberías de fluido de transferencia de calor en ellos. Así, pueden colocarse entre revestimientos primarios y secundarios con ayuda de geosintéticos (Fig. 2a). También pueden utilizarse segmentos de revestimiento de hormigón prefabricado con los tubos incorporados y con conexiones hidráulicas entre segmentos adyacentes para formar circuitos en el anillo de revestimiento (Fig. 2b).



a) b)

Figura 2. a) Colocación de tuberías de transferencia de calor entre revestimientos en el túnel de Lainzer (Brandl, 2016); b) Utilización de tuberías caloportadoras en segmentos prefabricados de revestimiento de túneles. (Barla y Di Donna, 2021).

Desde el punto de vista del diseño geotécnico y estructural, hay que tener en cuenta que la introducción de acciones térmicas en los revestimientos de túneles en principio va a inducir fuerzas en los anillos durante las fases de calentamiento y enfriamiento y momentos de flexión adicionales.

Como ventajas de la activación geotérmica de túneles se puede mencionar que suponen un muy limitado coste adicional con relación al presupuesto total del túnel; son obras que ofrecen una alta superficie para el intercambio térmico entre el hormigón y el terreno, comparando con sondeos o pilotes; y en el caso de los túneles calientes, se aprovecha una producción de calor que habría que disipar en todo caso.

2.2 *Losas de cimentación y pantallas de retención*

Las losas y pantallas son elementos estructurales que ofrecen, como los revestimientos de los túneles, una gran superficie de para el intercambio de calor entre el hormigón y el terreno o el aire. Las estaciones subterráneas de metro o ferrocarril contienen este tipo de elementos, así como los pasos urbanos subterráneos. La localización en zonas urbanas es una ventaja para poder aprovechar el calor producido, pudiéndose utilizar tanto para calentar como para refrigerar edificios o instalaciones próximas. Las tuberías para el fluido de intercambio de calor se colocan en las paredes o en las losas de estas estructuras. Desde el punto de vista del diseño geotécnico y estructural, en el caso de pantallas y muros, hay que tener en cuenta, como efectos típicos inducidos por las cargas térmicas, los siguientes: desplazamientos verticales y horizontales adicionales; fuerzas normales, de corte y momentos flectores adicionales; movilización de empujes pasivos y resistencias axiales; fuerzas adicionales en elementos de conexión (puntales, anclajes, losas, etc.).

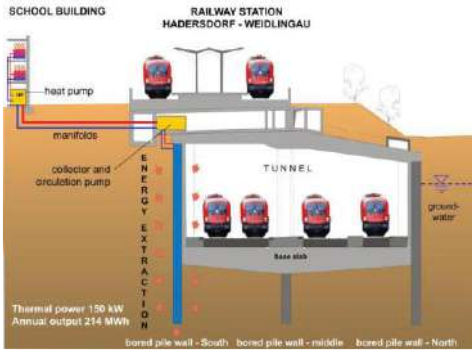


Figura 3. Sección transversal esquemática de la planta de energía geotérmica en la estación de ferrocarril Hadersdorf-Weidlingau, Austria, con pantalla lateral termoactiva (Brandl, 2016).

2.3 *Pavimentos*

La energía geotérmica se puede utilizar para prevenir la acumulación nieve y la formación de hielo en pavimentos en climas fríos. En este tipo de aplicaciones se incluyen las carreteras, las calles y aceras urbanas, los aeropuertos o los puentes. El intercambio de calor con el terreno se puede llevar a cabo mediante sondeos, pilotes o incluso tuberías horizontales colocadas en capas de terraplenes o rellenos. Una vez instaladas, pueden utilizarse tanto para calentar el pavimento en invierno, como para enfriarlo en verano.



Figura 4. Instalación de tuberías intercambiadoras de calor en pavimento urbano en Japón (Morita y Tago, 2005).

2.4 *Cimentaciones*

Dentro de las tecnologías existentes de explotación geotérmica somera, las cimentaciones energéticas o termo-activas (en particular los pilotes, aunque también se pueden aprovechar las cimentaciones superficiales, y conforme referido, las losas y pantallas) son estructuras de cimentación que incorporan tuberías para el intercambio de calor y permiten

captar y disipar la energía térmica del terreno cumpliendo así una doble funcionalidad, estructural y geotérmica.

Desde que aparecieron en Austria al principio de los años 80 (Brandl 2006), este tipo de instalaciones se han ido incrementando hasta la actualidad Los pilotes termoactivos deben compaginar su función estructural con la de intercambiadores de energía con el terreno, aprovechando la elevada capacidad de transferencia térmica del hormigón, para lo cual se colocan en su interior conducciones hidráulicas por las que circula fluido caloportador. Para el adecuado funcionamiento como elemento de cimentación del pilote, debe verificarse que ni su comportamiento estructural ni su capacidad portante (resistencia por fuste y por punta) se ven significativamente afectados por los ciclos de intercambio de calor con el terreno.

Los pilotes termoactivos ofrecen una solución sostenible para satisfacer las demandas térmicas de las edificaciones, combinados con sistemas de bomba de calor geotérmica de circuito cerrado y un segundo circuito de distribución o captación de calor en el edificio. Los pilotes han de proporcionar soporte estructural al edificio a la vez que actúan como fuente de calor y disipador de calor. El rendimiento del sistema geotérmico está influenciado por factores como el número de bucles, la longitud del pilote, y las propiedades del terreno. La utilización de pilotes implica normalmente el aprovechamiento de profundidades de intercambio más reducidas que la solución de sondeos geotérmicos tradicionales. En todo caso, es necesario un cuidadoso proceso de diseño e instalación, ya que la integridad estructural del pilote viene condicionada por la magnitud de la carga térmica aplicada.

Respecto al funcionamiento mecánico del pilote termoactivo, hay que tener en cuenta que cuando se calienta, el pilote tiende a dilatarse, pero solo puede hacerlo hasta un cierto porcentaje de la dilatación libre ("grado de libertad"). La dilatación está constreñida por el terreno circundante, en fuste y punta, y por la estructura suprayacente en la cabeza del pilote. Como consecuencia de esta constricción a la libre dilatación, aparecen tensiones de corte y axiales de origen térmico, además de las tensiones mecánicas. La distribución de estas tensiones de origen térmico depende del perfil del terreno y de las condiciones de contorno. Tanto la deformación máxima posible del pilote y la carga axial de origen térmico están limitadas por el cambio de temperatura. Las tensiones y esfuerzos de origen térmico se suman a los de origen mecánico, resultantes del trabajo normal del pilote como elemento de cimentación (Fig. 5).

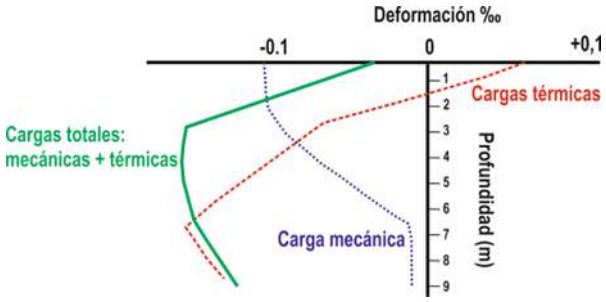


Figura 5. Perfil en profundidad de las deformaciones de origen mecánico, térmico y totales en un pilote geotérmico en Viena, Austria (Brandl, 2006).

El comportamiento mecánico de pilote geotérmico se puede explicar, en primera aproximación, a partir del modelo propuesto por Bourne-Webb et al. (2013), creado a partir de experiencias pioneras en Austria, Inglaterra y Suiza. Si una columna equivalente en composición y longitud al pilote estudiado es sometida a una carga térmica sin restricciones físicas a su movimiento o deformación axil, se desarrollará una deformación uniforme de origen térmico (ε_T): (ε_T): $\varepsilon_T = \lambda \cdot \Delta T$, donde ε_T es la deformación axil debido a la carga térmica aplicada, λ es el coeficiente de dilatación térmica ($^oC^{-1}$) y ΔT es la diferencia de temperatura (^oC). En tales condiciones, la longitud del pilote variará: $\Delta L_{libre} = \varepsilon_T \cdot L_0$, donde L_0 es la longitud inicial del pilote (m). El valor de ΔL_{libre} constituye, por lo tanto, una cota superior del valor del desplazamiento de la cabeza del pilote por efecto térmico. Si, por el contrario, el pilote se encuentra totalmente restringido y no se le permite deformarse axialmente variando su longitud, se desarrollará una carga axil uniforme de origen térmico, N_T, (kN): $N_{T;fijo} = \varepsilon_T \cdot A \cdot E$, donde A es el área de la sección del pilote (m^2) y E es el módulo de Young (Pa) del material que compone la columna. Este valor, $N_{T;fijo}$, es, a su vez, el límite superior que puede adoptar la carga axil debida al efecto térmico. Por otro lado, si se asume que el terreno es homogéneo, que la resistencia generada es uniforme a lo largo de todo el fuste, que no hay constricciones en cabeza y pie del pilote, que no hay cargas mecánicas y que los cambios térmicos son uniformes en toda su longitud del pilote, el máximo de la carga axil generada térmicamente (por calentamiento o enfriamiento) se situará en el punto medio de la longitud del pilote; en ese punto, la deformación de origen térmico será nula y las tensiones tangenciales fuste-pilote invierten su sentido; ese punto se denomina punto o plano neutro, y su profundidad real dependerá de las condiciones de contorno: cargas mecánicas, variaciones de la resistencia por fuste a lo largo del pilote, restricciones en cabeza y pie (Bourne-Webb y Bodas Freitas, 2020). En la Fig. 6 se representan diferentes casos simplificados, correspondientes a un pilote flotante, resistiendo sólo por fuste, sin constricciones por punta o cabeza, de acuerdo con este modelo.

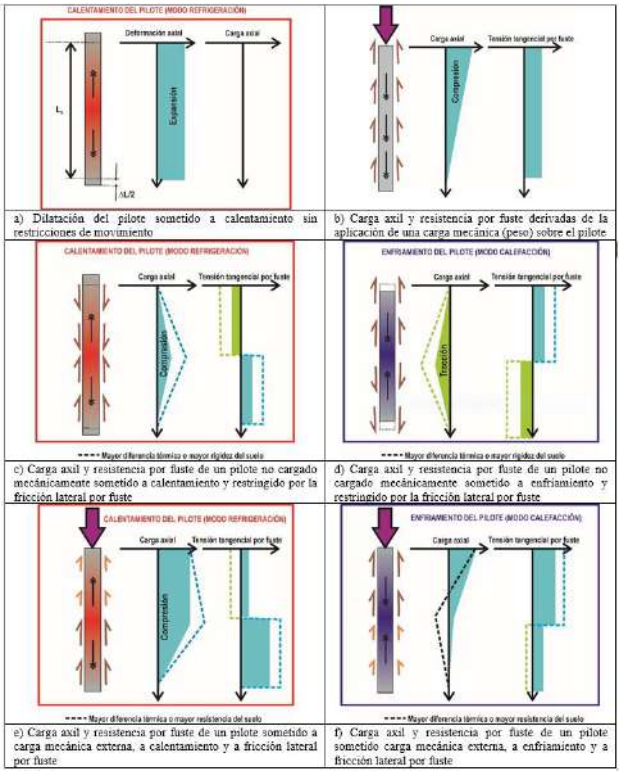


Figura 6. Modelo simplificado de comportamiento termo-mecánico de un pilote flotante (adapt. de Bourne-Webb et al., 2013).

Los antecedentes de este tipo de tecnología hay que situarlos en varios países europeos como Austria (Brandl, 2006), Suiza (Laloui et al., 2003; 2006; Laloui, 2008; 2011), Inglaterra (Bourne-Webb et al., 2013, Amatya et al., 2012) o Alemania (Katzenbach et al., 2008), algunos de ellos con una notable trayectoria de utilización. Ya en el año 2003 (Laloui, 2008), de los 1110 GWh de energía geotérmica producidos en Suiza en el año, un 1,2 %, (13 GWh) fueron extraídos del terreno mediante

cimentaciones termoactivas. Una breve descripción de estas primeras experiencias, así como de otras pruebas experimentales más recientes, se resumen en (Pardo de Santayana et al., 2021).



Figura 7. Pilote experimental en Lambeth College: sección instrumentada y vista de la instrumentación (Bourne-Webb et al., 2009).

3 PILOTE GEOTÉRMICO, ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1 *Planteamiento del estudio experimental*

En los años 2011 a 2014, se llevó a cabo en España un proyecto de I+D+i denominado "Caracterización termo-mecánica y nuevas técnicas de diseño de pilotes termoactivos – PITERM", subvencionado por el Plan Nacional de I+D+i. Se pretendía estudiar el comportamiento termo-mecánico de un pilote prefabricado, debidamente instrumentado, hincado en el campus de la Universidad Politécnica de Valencia y preparado para funcionar como elemento de cimentación e intercambiador de calor bajo la acción simultánea de cargas mecánicas y térmicas (CEDEX, 2014; Pardo de Santayana et al., 2021). El consorcio creado para este proyecto estaba constituido por el CEDEX, la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y las empresas Rodio-Kronsa y Energesis. Aunque, conforme referido, ya se habían realizado pruebas similares en pilotes hormigonados in situ, se disponía de muy poca información sobre el comportamiento de los pilotes prefabricados hincados geotérmicos. En el proyecto, previamente a la activación térmica del pilote experimental, se llevaron a cabo dos pruebas in situ de carga estática vertical (Ensayos A y B) para analizar su comportamiento mecánico como elemento de cimentación. Posteriormente, manteniendo constante la carga mecánica de servicio sobre el pilote, se realizaron dos pruebas térmicas (Ensayos C y E). Este estudio dio lugar a una tesis de doctorado (De Groot, 2017) al amparo del programa de becas del CEDEX.

El pilote de hormigón armado, fabricado en la factoría de Rodio-Kronsa de Madrid, con una sección transversal cuadrada de 35 cm de lado y una longitud total de 17,4 m, estaba formado por dos piezas, cada una de ellas de 8,7 m de longitud, conectadas por una junta. Se utilizó una tubería de acero, con un diámetro de 11,3 cm, para crear un orificio circular vertical en el centro de la pila, con el fin de instalar, después de la hinca, dos tubos de polietileno con una configuración en forma de doble U para permitir el paso del fluido portador de calor para la activación térmica del pilote. El pilote fue hincado en la ciudad de Valencia, en un lugar con las siguientes condiciones de terreno: Una capa superficial de relleno de grava arenosa (1m de espesor); una segunda capa de arcilla rígida (1 m de espesor); una capa de 6 m de espesor de arcillas orgánicas blandas y negras; una capa de arenas sueltas de 3 m de espesor; y por debajo de los 11 m, capas de gravas arenosas extendiéndose hasta una profundidad de al menos 27 m, intercaladas con algunos niveles de arcillas rígidas. El nivel freático se encontraba a una profundidad de 2,0 m. Bajo estas condiciones litológicas, el pilote debía trabajar transfiriendo cargas a los niveles del suelo ubicados a más de 11 m de profundidad.

A partir de los métodos establecidos en el Código Técnico de la Edificación español, se calculó una resistencia a la compresión vertical del pilote de 2571 kN (resistencias por fuste y punta de 611 kN y 1960 kN, respectivamente). Consecuentemente fue establecida una carga de compresión de servicio de 1000 kN en la cabeza del pilote.

El pilote se instrumentó internamente para controlar las distribuciones de temperatura y deformación axial en profundidad durante los ensayos (Fig. 8 y Tabla 1).

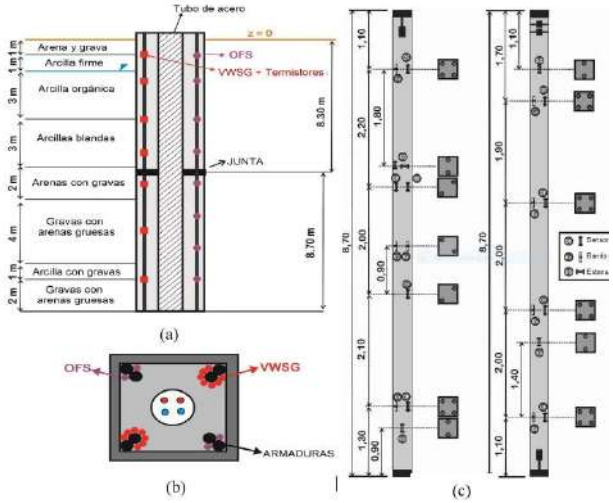


Figura 8. Perfil del terreno e instrumentación del pilote PITERM: VWSG, extensómetro de cuerda vibrante; OFS, sensores de fibra óptica: (a) corte vertical; (b) corte horizontal; (c) detalle de la instrumentación (Pardo de Santayana et al., 2021).

3.2 *Montaje de los ensayos*

Como el pilote constaba de dos piezas fabricadas, transportadas e hincadas separadamente, hubo que diseñar especialmente el elemento de unión (Fig. 9) para este proyecto con el fin de permitir la conexión de los cables de instrumentación (VWSG y OFS) desde la mitad inferior del pilote hasta la mitad superior durante la operación de hinca. Se llevaron a cabo pruebas de hinca para evaluar la capacidad portante frente a cargas verticales, dando como resultado una resistencia de punta de 1800 kN y una resistencia por fuste de 711 kN, siguiendo el método Case Pile Wave Analysis Q15 Program (CAPWAP).

Se necesitaron dos sistemas de aplicación de carga para las pruebas: mecánicos y térmicos. La carga mecánica se aplicó mediante un gato hidráulico y un bastidor metálico anclado, como elemento de reacción, fijado al suelo mediante tres anclajes de 25 m de largo e inclinados 5º. Una célula de carga calibrada midió la carga real durante toda la prueba.

La carga térmica fue proporcionada por una instalación térmica, formada por una bomba de calor reversible, un tanque, una válvula de tres vías para regular la temperatura del agua inyectada, un medidor de flujo y sondas de temperatura con un registrador de datos para registrar las temperaturas de entrada y salida durante la prueba.

Una vez que el pilote se introdujo en el suelo, los tubos del intercambiador de calor se colocaron en el orificio central del pilote, y posteriormente se rellenó este orificio con mortero de alta conductividad térmica. Finalmente, se instalaron sensores adicionales externos para controlar el comportamiento del pilote durante las pruebas (Tabla 1).



Figura 9. (a) Vista del pilote en la bancada de prefabricación, mostrando el tubo axil; (b) elemento de junta; (c) sensores fijados a las armaduras; (d) proceso de conexión de cables de instrumentación durante la hinca del pilote; (e) proceso de hinca; (f) introducción de los tubos intercambiadores de calor tras la hinca (De Groot, 2017).

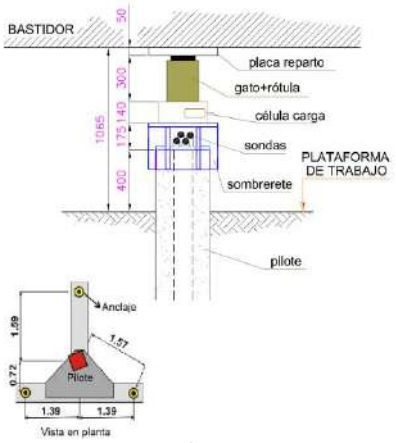


Figura 10. Sistema mecánico de carga en cabeza de pilote (Pardo de Santayana et al., 2021).

Tabla 1. Sistema de instrumentación del pilote.

Localización	Instrumentación
Exterior del pilote	7 flexímetros, 5 de desplazamiento vertical y 2 de desplazamiento horizontal en cabeza de pilote. 6 transductores diferenciales LVDT, para la medida de desplazamientos en la cabeza del pilote (4 verticales, 2 horizontales). 1 LVDT en el bastidor de reacción. Célula de carga.
Interior del pilote	Extensómetros de cuerda vibrante (VWSG) en siete niveles en armaduras diametralmente opuestas a lo largo del pilote. Sensores de fibra óptica (OFS), en 2 bucles diametralmente opuestos para medición de deformación y temperatura cada 2 m.
Anclajes	VWSG en cada anclaje para medir tensión y temperatura.

3.3 *Ensayos de carga estática vertical*

Se realizaron dos pruebas de carga vertical estática, A y B, de acuerdo con el esquema de tiempo de carga que se muestra en la Fig. 11. El análisis detallado del comportamiento mecánico de la pila durante estas dos pruebas de carga estática se puede consultar en (Pardo de Santayana et al. 2016).

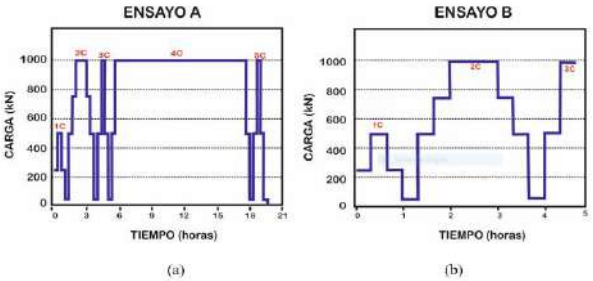


Figura 11. Secuencia de escalones de carga en los ensayos de carga estática A (a) y B (b) (Pardo de Santayana et al., 2016).

En la Tabla 2 se presenta una comparación entre los valores máximos del asiento en cabeza de pilote, el asiento en la punta a una profundidad de 16,2 m y el acortamiento del pilote durante los ensayos A y B; los aproximadamente 2 mm de diferencia de los asientos de cabeza y punta de pilote entre los dos ensayos corresponden al asiento permanente registrado en el ensayo A.

Tabla 2. Comparación entre movimientos en cabeza, acortamiento del pilote y asiento de la punta obtenidos en los ensayos A, B, C y E (Pardo de Santayana et al., 2021).

ENSAYO:	A (ciclo 3)	B (ciclo 2)	C (Cb)	E (ciclo 2)
Max. movimiento en cabeza (mm)	-7,2	-5,3	+1,23	+0.18
Max. acortamiento del pilote (mm)	-4,1	-4,1	+1.6	+0.23

La Fig. 12 muestra la evolución de la distribución de la carga axil con la profundidad en el pilote durante el ensayo B, determinada a partir de las deformaciones verticales medidas por los sensores OFS.

Los resultados de los ensayos A y B mostraron que a lo largo de los 10-12 m superiores del terreno (suelos blandos), el pilote apenas transfirió carga a los suelos circundantes. Por fuste, el pilote transmitía al terreno unos 400 kN de carga, fundamentalmente a lo largo de los metros inferiores, y unos 600 kN por punta. De esta manera, bajo la carga vertical de servicio de 1000 kN, con un coeficiente de seguridad global de 2,5 para el pilote, la distribución de coeficientes de seguridad por punta y por fuste era de alrededor de 3,1, y 1,7, respectivamente.

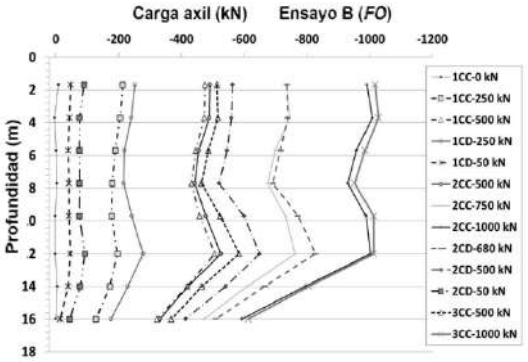


Figura 12. Evolución de las curvas carga axil-profundidad a lo largo del ensayo B (fibra óptica); (notación: 1 CC-250 kN = ciclo 1, curva de carga, escalón de 250 kN) (Pardo de Santayana et al., 2016).

3.4 *Ensayos de carga térmica*

El ensayo C se realizó para analizar el comportamiento termomecánico del pilote bajo una carga vertical constante de 1000 kN y una serie de acciones térmicas, simulando el uso en modo verano (enfriamiento del edificio y calentamiento de la cimentación), siguiendo las etapas que se muestran en la Fig. 13. Se utilizaron tres tasas de inyección de calor diferentes, relativamente altas, y se utilizaron una serie de momentos de control (C_0, C_a, C_b, C_c, C_d y C_e). La Fig. 14 muestra las curvas de temperatura/profundidad medidas en esos momentos dentro del pilote. La Fig. 15 muestra los movimientos verticales ascendentes registrados en la cabecera de la pila durante la prueba, que reflejaron la evolución de las temperaturas. En el momento C_b, se midió un movimiento vertical ascendente máximo de 1,23 mm, un asentamiento máximo de la punta de 0,34 mm y un alargamiento máximo del pilote de 1,6 mm, que representa un 43% de la dilatación libre que correspondería al incremento de temperatura ($\Delta T \approx 15°$) si no existiesen restricciones por parte del suelo circundante.

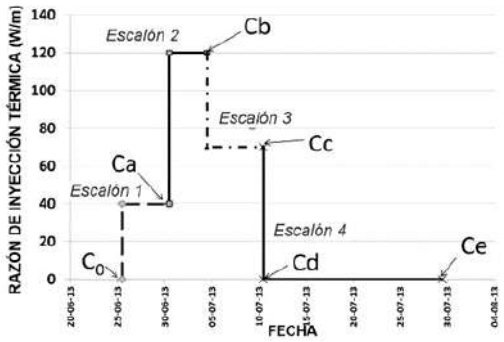


Figura 13. Esquema del ensayo C e identificación de los momentos de auscultación C0, Ca, Cb, Cc, Cd y Ce (De Groot, 2017).

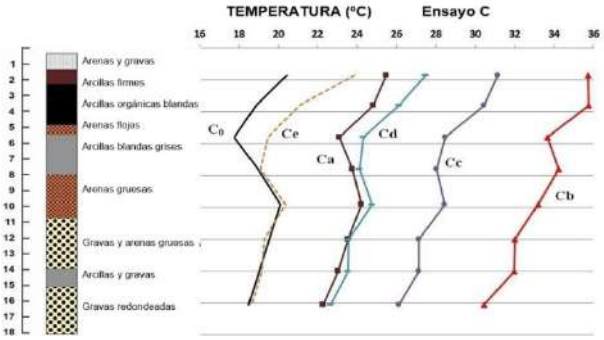


Figura 14. Evolución de los perfiles de temperatura durante el ensayo C curvas carga axil-profundidad a lo largo del ensayo B (fibra óptica) (De Groot, 2017).

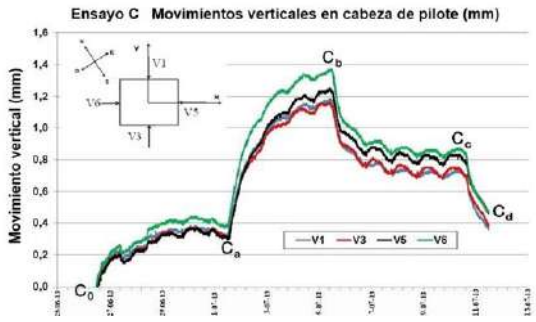


Figura 15. Movimientos verticales en cabeza de pilote medidos con los 4 transductores LVDT situados en los cuatro lados del pilote durante el ensayo C (De Groot, 2017).

La aplicación de calor durante el ensayo C indujo la dilatación del pilote. A medida que el pilote tiende a dilatarse durante el calentamiento, el suelo circundante restringe esta tendencia y aparecen nuevas tensiones de corte en la interfaz fuste/suelo que se oponen a la dilatación. En consecuencia, se generan tensiones de compresión de origen térmico a lo largo del pilote, y aparecen cargas axiales adicionales, en relación con la distribución de carga axial generada por la carga mecánica de 1000 kN aplicada a la cabeza del pilote. En la Figura 16 se muestran los perfiles de carga axial total (mecánica + térmica) a lo largo del pilote durante el ensayo C. Se observa que las cargas axiales tienden a un valor de 1000 kN en la cabeza del pilote, donde no se generaron tensiones adicionales, ya que no existe restricción a la dilatación. Los resultados muestran un aumento máximo de unos 400 kN en la carga axial en el pilote, correspondiente al momento C_b, lo que significa un incremento considerable sobre 1000 kN de carga mecánica. Este aumento es máximo y homogéneo a lo largo de una sección del pilote entre los 4 y 12 m de profundidad. Debido a las características del perfil del terreno, la resistencia a la dilatación sólo es eficiente en ambos extremos del pilote. En la Fig. 17 se muestran las tensiones tangenciales de origen térmico en el momento C_b a lo largo del fuste. De los 400 kN adicionales de carga axial debidos a la acción térmica, aproximadamente 340 kN son soportados por la punta del pilote. Esto significa que la carga vertical en la punta aumentó de 600 kN, debido a la acción mecánica, a aproximadamente 940 kN, debido al efecto combinado de las acciones mecánicas y térmicas, lo que redunda en una reducción considerable del coeficiente de seguridad de resistencia por punta del pilote (de un valor de 3,1 a un valor de aproximadamente 1,9). Claramente, este aumento en la carga axial también afecta el coeficiente de seguridad frente a la resistencia estructural del pilote.

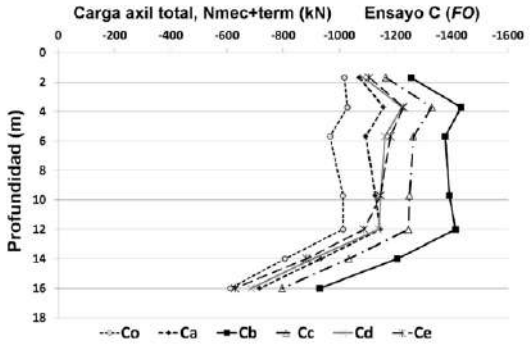


Figura 16. Evolución de las curvas carga axil total/profundidad durante el ensayo C, a partir de la instrumentación de fibra óptica (De Groot, 2017).

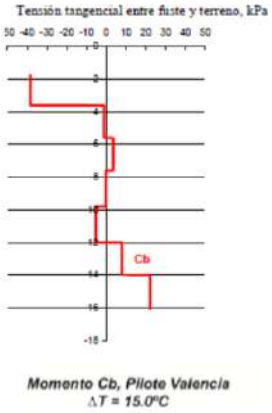


Figura 17. Esfuerzos de corte de origen térmico a lo largo del fuste del pilote (kN/m^2) registrados en el ensayo C (instante C_b).

El ensayo E consistió en 14 ciclos diarios de cargas térmicas, en modo enfriamiento, aplicadas a una tasa de potencia más baja que en el ensayo C. La relación máxima de potencia inyectada térmica fue de 80 W / m, por lo tanto, simulando de una manera más realista un pilote geotérmico real de una instalación en un edificio de oficinas. El ensayo también se realizó bajo una carga mecánica constante de 1000 kN. La Fig. 18 muestra un esquema del ensayo.

Los resultados obtenidos en el ensayo E en cuanto a movimientos verticales, deformaciones verticales, tensiones y cargas axiales fueron similares a los del ensayo C, aunque en menor medida como consecuencia de la menor potencia inyectada. En cuanto a la evolución de estas magnitudes con el número de ciclos, se observó una tendencia a la estabilización hacia el final del ensayo. La carga axial máxima en la punta del pilote fue de aproximadamente 720 kN, lo que corresponde a un coeficiente de seguridad en la punta de 2,5. Los valores máximos de la carga axial en el pilote se registraron cuando se alcanzaban las temperaturas más altas en cada ciclo. Estos valores fueron del orden de 1150 kN, considerablemente inferiores a los determinados en el ensayo C.

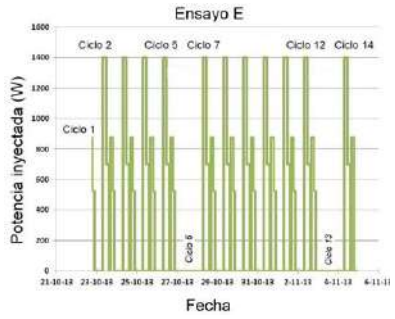


Figura 18. Ciclos de inyección térmica utilizados en el ensayo E (De Groot, 2017).

3.5 *Análisis de resultados*

Se presentan a continuación algunas conclusiones generales resultantes de este estudio. Un análisis más detallado puede consultarse en Pardo de Santayana et al. (2021). Al ser calentado el pilote tiende a dilatar, lo que se refleja en los movimientos verticales medidos en la cabeza del pilote durante el ensayo. Con la aplicación de calor el pilote dilata, pero no todo lo que le correspondería, de acuerdo con el incremento de temperatura, si la dilatación fuera libre. El terreno constriñe esa dilatación por punta y por fuste, lo cual da lugar a que se generen tensiones verticales internas en el pilote. El perfil de estas tensiones de origen térmico responde a las características litológicas del terreno atravesado y las condiciones de contorno del ensayo, en particular en la cabeza. La oposición a la dilatación del pilote no se distribuye uniformemente, sino que depende del perfil del suelo, específicamente de la existencia de niveles blandos o rígidos. Sólo aquellas capas de materiales rígidos o friccionales pueden oponerse a la dilatación o contracción del pilote. Por el contrario, a profundidades donde el pilote atraviesa suelos blandos, la oposición a la dilatación térmica o contracción del pilote resulta insignificante.

En este caso experimental, la carga vertical mecánica en cabeza se mantuvo en un valor constante de 1000 kN. Por este motivo, las tensiones de origen térmico en cabeza de pilote tendieron a ser nulas, pues no había oposición en este extremo a la dilatación. La oposición a la dilatación del pilote parece haberse concentrado en las capas de terreno extremas atravesadas por el pilote, donde el suelo es más rígido, mientras que, en la zona intermedia, la resistencia que ejercía el terreno a la dilatación del pilote era mínima. Esto demuestra la importante influencia de la columna estratigráfica en el comportamiento termomecánico del sistema.

Las tensiones de origen térmico generadas por la oposición a la dilatación que ejerce el terreno se tradujeron en incrementos de la carga axial a lo largo del pilote, que fueron considerables en el caso del ensayo C. También se observó un notable aumento de la carga por punta. En cabeza, sin embargo, donde el gato imponía una carga vertical constante, no hubo oposición a la dilatación, por tanto. Un caso diferente sería el de un pilote integrado en una estructura, donde la carga transmitida a la cabeza del pilote pudiese variar. Las condiciones de restricción, tanto en cabeza, como en la punta del pilote determinan también el comportamiento mecánico del pilote termoactivado.

La aplicación de calor al pilote provocó una alteración de la distribución de las tensiones tangenciales entre fuste del pilote y terreno, produciendo en la zona superior del mismo un incremento de las tensiones tangenciales de signo negativo (el suelo ejerce una fuerza hacia abajo sobre el fuste), y contrario al correspondiente a la carga mecánica. Por el contrario, en la zona inferior del pilote, el incremento de tensiones tangenciales es positivo, sumándose a las de origen mecánico. El comportamiento observado en el pilote experimental responde bien, por tanto, al modelo teórico esperado, muy influido, no obstante, por las características litológicas locales.

Durante el invierno (calentamiento del edificio, enfriamiento del pilote) los esfuerzos compresivos en el pilote disminuyen con respecto al estado neutro (compresión debida únicamente a la presión de estructura suprayacente). Esta disminución de esfuerzos compresivos, en función de las condiciones, puede llegar a inducir niveles de tracciones en el pilote. Por el contrario, durante el verano (enfriamiento del edifico, calentamiento del pilote), caso del pilote experimental de Valencia, se produce un aumento de los esfuerzos compresivos que depende en gran medida de las condiciones de contorno. El comportamiento del pilote oscila entre las dos situaciones límite: pilote completamente libre para deformarse térmicamente, o pilote con deformación completamente restringida por el terreno circundante y por las condiciones de contorno en ambos extremos, cabeza y punta. Em ambos casos es fácil determinar las cotas superiores de deformación o de carga axial, si se conoce el incremento de temperatura medio que va a experimentar el pilote.

En definitiva, la aplicación de cargas térmicas al pilote produce un aumento de carga axial que puede ser significativo, tanto en lo que respecta a la resistencia estructural del pilote, como a su capacidad portante. En relación con esta última, los coeficientes de seguridad (resistencias por punta y por fuste) se ven afectados por las acciones térmicas. Debe tenerse en cuenta que, cuando se introduce una carga térmica, el pilote no está funcionando de la misma manera que si estuviese sometido sólo a la carga mecánica. Hay una tendencia del pilote a dilatar, cuando se calienta, o a comprimir, cuando se enfría, que desarrolla tensiones de corte en el contacto fuste-terreno de diferente signo a lo largo del pilote. Si esas tensiones de corte se integran a lo largo de toda la longitud del pilote, los valores positivos y negativos pueden anularse entre sí y la carga axial resultante transmitida por el fuste del pilote al terreno sería pequeña. Esto significa que, en relación con la capacidad portante del fuste del pilote, el margen de seguridad para eventuales cargas adicionales aplicadas en cabeza de pilote se limitaría a cambios en el signo de las tensiones de cizallamiento de la interfaz en aquellas profundidades en las que, debido a las cargas térmicas, estas tensiones no se oponen a la carga mecánica. En cuanto a la punta, al calentar el pilote, la carga por punta aumenta, mientras que si se enfría tiende a disminuir, aspectos que se deben tener en cuenta para determinar el margen de seguridad disponible en relación con la capacidad portante del pilote.

4 CONCLUSIONES

Existe una gran variedad y potencialidad de aplicaciones de la energía geotérmica somera en la construcción civil, y particularmente en las zonas urbanas, donde hay una tendencia al aprovechamiento máximo del espacio subterráneo. El uso de elementos estructurales enterrados o en contacto con el terreno como intercambiadores de energía ofrece una serie de ventajas, tanto técnicas, como económicas en relación con el uso tradicional de sondeos geotérmicos. Estos elementos estructurales incorporan una serie de tubos por los que circula un fluido caloportador, conectados a una bomba de calor en la superficie del terreno, de la cual parte el circuito exterior de aclimatación del edificio o estructura. El proyecto de los elementos estructurales termoactivos, cuyas funciones son servir tanto de estructuras geotécnicas como de intercambiadores de calor, exige un enfoque multidisciplinar. Por un lado, las estructuras termoactivas (cimentaciones profundas, pantallas de retención, revestimientos de túneles) deben satisfacer, total o parcialmente, tanto la demanda de calefacción como la de refrigeración de edificios y otras estructuras. Por otro lado, deben cumplir sus funciones estructurales y hacer frente tanto a las acciones mecánicas como a las que surgen inducidas térmicamente. El diseño de geoestructuras termoactivas incluye, por tanto, aspectos térmicos, geotécnicos y estructurales. La transferencia de calor entre el suelo y la estructura termoactiva se evalúa en función de las necesidades energéticas (es decir, la demanda de energía para calefacción y refrigeración).

La evaluación de la interacción entre el suelo y la estructura termoactiva, debido a ciclos de calentamiento y enfriamiento, implica tener en cuenta: desplazamientos de la estructura inducidos térmicamente; fuerzas estructurales adicionales en la estructura debido a que su movimiento está restringido por el terreno circundante y la estructura soportada; y variaciones en la capacidad portante de los pilotes o en las presiones de la tierra contra las estructuras de retención. Los resultados del estudio llevado a cabo sobre el comportamiento del pilote geotérmico experimental demuestran estos aspectos y clarifican los efectos de la aplicación de cargas térmicas sobre el comportamiento mecánico del pilote. Este comportamiento está fuertemente influenciado por el perfil litológico del terreno así como por las condiciones de contorno, en cuanto a restricciones de movimiento, en cabeza y punta del pilote. Debido a los efectos inducidos térmicamente en el pilote, que incluyen la aparición de esfuerzos axiales adicionales, cambios en la distribución de las tensiones tangenciales a lo largo del fuste y variaciones en la carga vertical y desplazamientos en los extremos del pilote, es fundamental en este tipo de obras contar con una adecuada instrumentación y monitorización que confirme el adecuado funcionamiento del pilote, o elemento estructural termoactivo, a lo largo de su vida útil.

5 REFERENCIAS

Amatya, B. L.; Soga, K.; Bourne-Webb, P. J.; Amis, T.; Laloui, L. (2012) *Thermo-mechanical behaviour of energy piles. Geotechnique*, 62(6), 503-519.

Barla, M. y Di Donna, A. (2018) *Energy tunnels: Concept and design aspects. Underground Space 3(4),* DOI:10.1016/j.undsp. 2018.03.003

Bourne-Webb, P.J.; Amatya, B.; Soga, K.; Amis, T.; Davidson, C.; Payne, P. (2009). *Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. Géotechnique* 59(3): 237–248.

Bourne-Webb P.J.; Amatya, B.; Soga, K. (2013) *A framework for understanding energy pile behaviour*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering* 166(2): 170–177, http://dx.doi.org/10.1680/geng.10.00098.

Bourne-Webb, P.J.; Bodas Freitas, T.M. (2020) *Thermally activated piles and pile groups under monotonic and cyclic thermal loading – A review. Renewable Energy* 147: 1040 2572–2581.

Brandl, H. (2006) *Energy foundations and other Thermo-Active Ground Structures*. *Geotechnique* 56(2), 81-122.

Brandl, H. (2016) *Geothermal Geotechnics for Urban Undergrounds*. *15th International scientific conference "Underground Urbanisation as a Prerequisite for Sustainable Development*". *Procedia Engineering* 165 (2016) 747– 64.

CEDEX (2014) *Caracterización termo-mecánica y nuevas técnicas de diseño de pilotes termoactivos*. Proyecto PITERM (2011-2014). Informe Técnico del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, España.

De Groot, M. (2017) *Comportamiento termodinámico de pilotes prefabricados*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, España.

Katzenbach, R.; Clauss, F.; Waberseck, T.; Wagner, I. (2008). *Coupled Numerical Simulation of Geothermal Energy Systems. 12th International Conference of Inter-national Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, Goa, India.

Laloui, L. (2008) *Heat exchanger geostructures. Static behaviour under temperature variations. Energetic geostructures*. Workshop, London.

Laloui, L. (2011) *In-situ testing of heat exchanger pile*. *Proc. GeoFrontiers 2011*, J. Han and D. E. Alzamora, eds., ASCE, Reston, VA, 410-419.

Laloui, L.; Moreni, M.; Vulliet, L. (2003) *Comportement d'un pieu bifonction, fondation et échangeur de chaleur*. *Can. Geotech. J.* 40, 388-402.

Laloui, L.; Nuth, M.; Vulliet, L. (2006) *Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile*. *International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics* 30(8), 401-413.

Laloui, L. y Rotta Loria, A.F. (2019) *Analysis and Design of Energy Geostructures: Theoretical Essentials and Practical Application.* Elsevier. ISBN 9780128162231.

Morita, K. y Tago, M. (2005) *Snow-Melting on Sidewalks with Ground-Coupled Heat Pumps in a Heavy Snowfall City*. *World Geothermal Congress 2005*, Antalya, Turquía, abril.

Pardo de Santayana, F., de Santiago, C., de Groot, M., y Arcos, J. L. (2016) *Comportamiento de un pilote prefabricado experimental bajo ensayos de aplicación de cargas estáticas. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, SEMSIG. ISBN :978-84-945282-2-2, La Coruña, España; pp. 461-470.

Pardo de Santayana, F., de Santiago, C. y de Groot. M. (2021) *Comportamiento mecánico de pilotes geotérmicos. estudios experimentales. Geotecnia, nº 152*, julio, pp. 369-403, ISSN o379-9552, SPG.

Similitudes y diferencias de las barreras ambientales para contener lixiviados inorgánicos e hidrocarburos

Comparisons between environmental barriers for inorganic leachates and hydrocarbons containment

Franco M. Francisca, Marcos A. Montoro, Clara A. Mozejko & Daniel A. Glatstein
Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina. Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET y Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina. franco.francisca@unc.edu.ar

Pablo M. Nieva
Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina.

RESUMEN: Las barreras ambientales son sistemas de fundamental importancia en la contención y/o aislación de contaminantes. La implementación de barreras es una alternativa frecuentemente utilizada para prevenir la migración o desplazamiento de contaminantes, tales como los lixiviados de rellenos sanitarios, lagunas, o colas mineras, y para evitar la dispersión de contaminantes como prevención ante eventuales pérdidas en tanques de almacenamiento de combustibles. Por lo general, estas barreras se componen de lodos de arcilla, suelo-arcilla compactado y/o geomembranas o barreras compuestas de geosintético-arcilla, comúnmente denominadas GCLs. El uso de barreras requiere de aspectos de diseño que son únicos para cada proyecto, ya que las mismas están sometidas a fenómenos de interacción con el líquido que contienen, resultando esto en complejos mecanismos de transporte de contaminantes donde se encuentran acoplados fenómenos físicos, químicos y biológicos. En este trabajo se presenta una descripción de los principales mecanismos que controlan el desplazamiento de líquidos y el transporte de contaminantes a través de barreras, y se presenta y discuten los fenómenos de interacción fluido-barrera. A partir de ello se analizan los aspectos de mayor relevancia para lograr un diseño eficiente para la contención de líquidos inorgánicos y orgánicos mediante la selección de barreras por desempeño equivalente. Los resultados que se presentan permiten demostrar que el correcto manejo del proyecto de contención reviste una relevancia similar al material elegido y al contaminante que se necesita contener.

ABSTRACT: Environmental barriers are of fundamental relevance for contaminant fluids containment and isolation. Barriers and liners systems are frequently used as an alternative for preventing the migration or displacement of contaminant liquids, such as landfill leachates, surface impoundments and mine tailings, and to avoid the dispersion of contaminant liquids from accidental leakages in fuel storage tanks. These barriers are composed either of slurry walls, compacted clayey soils, and geomembranes or geosynthetic-clay liners. Adopting specific liners and barrier systems requires unique engineering aspects for each project. A mayor aspect is that liner materials are subjected to interaction phenomena with the liquid they may retain, resulting in complex contaminant transport mechanisms with coupled physical-chemical and biological phenomena. This article describes main mechanisms that control the liquid flux and contaminant transport through barriers. Different fluid-barrier interaction phenomena are briefly presented and discussed. From this, the most relevant aspects for the design of liner systems are analyzed to achieve barriers with equivalent performance for the containment of inorganic and organic liquids. Presented results show that the proper management of the containment project has a similar relevance to the chosen material for the liner and the contaminant that needs to be contained

PALABRAS CLAVE: Barreras – arcilla – geomembranas – desempeño - diseño

KEYWORDS: Liners – clay – geomembrane – performance - design

1 INTRODUCCIÓN

La contaminación del suelo y agua subterránea es un aspecto de suma relevancia en la actualidad, afectando fundamentalmente la calidad de los recursos naturales, perjudicando las posibilidades de desarrollo de las generaciones futuras. Este tipo de problemas se encuentra asociado a las actividades del hombre, siendo que su magnitud y frecuencia se ha visto incrementado con el paso del tiempo debido al crecimiento poblacional y desarrollo urbano e industrial.

En los proyectos de ingeniería geotécnica son cada vez más frecuentes los casos de estudios asociados a la contaminación antes descrita en distintas etapas, entre las que se destaca la investigación del terreno, diagnóstico, evaluación de impactos, diseños y proyectos de obras y monitoreo de las mismas.

Existen distintas estrategias que son implementadas para la contención y remediación de contaminantes en el subsuelo, entre los que se encuentran las alternativas de contención, aislación, extracción, y remediación. En este ámbito, las barreras ambientales consisten en una de las estrategias más utilizadas a nivel global para la aislación y contención de contaminantes, tanto orgánicos como inorgánicos. Estos contaminantes líquidos pueden provenir de la degradación de residuos, volcamientos o derrames accidentales, como también ser originados por la precipitación y consecuente infiltración de agua a través de los depósitos de residuos. El objeto principal de las barreras es constituir un obstáculo para el desplazamiento o migración de los contaminantes, reduciendo tanto el volumen de líquido que migra como las concentraciones de contaminantes que percolan a través de la misma (Benson et al., 2001).

Entre los principales tipos de barrera se encuentran las denominadas geológicas o de mezclas de suelo-arcilla compactadas, las barreras de lodos arcillosos, las barreras de geosintéticos y las compuestas, entre otras. Las regulaciones actuales para el diseño de barreras en general se basan en el diseño en base a su desempeño estableciendo los requerimientos o especificaciones técnicas mínimas que debe cumplir la misma en cuanto a geometría, materiales y propiedades de sus componentes (Manassero et al., 2000).

En todos los casos, los factores principales que controlan el transporte de contaminantes y la eficiencia de la barrera en su contención/retención se vinculan a la conductividad hidráulica de los materiales constitutivos y la integridad del sistema (Giroud et al., 1997; Touze-Foltz et al., 1999; Rowe, 2012; Glatstein at al., 2017).

En este trabajo se sintetizan los aspectos fundamentales del mecanismo de transporte de contaminantes a través de barreras, se analiza la equivalencia entre diversas tipologías de barreras y se demuestra la importancia de considerar la interacción entre los contaminantes y los materiales constitutivos de la barrera.

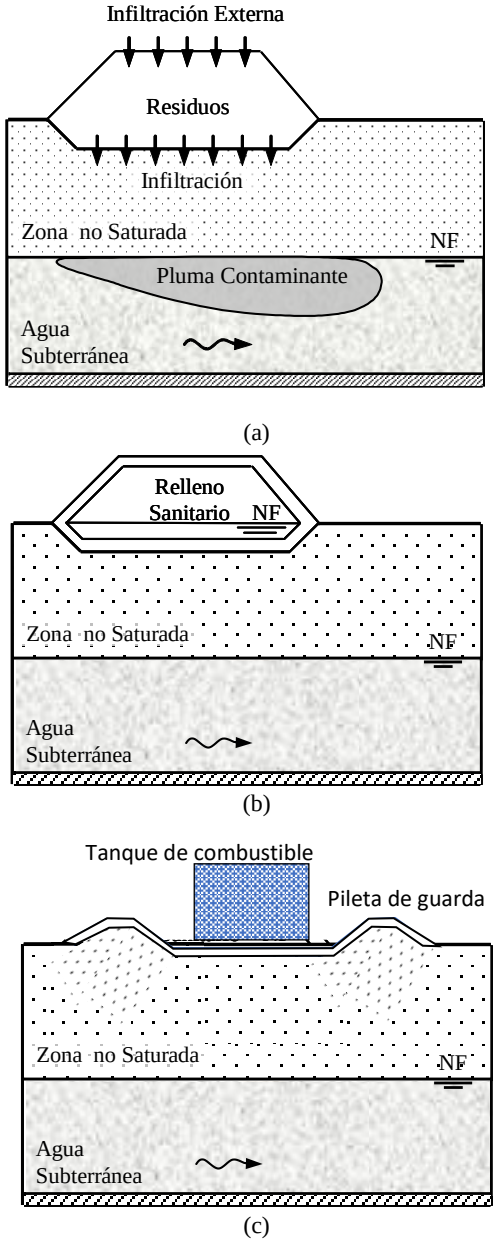


Figura 1. a) Percolación de líquidos contaminantes al subsuelo por falta de barrera, b) Representación esquemática de relleno sanitario con sistema de barrera, c) barrera en piletas de guarda para prevención de pérdidas de hidrocarburos almacenados en tanques.

2 MECANISMOS DE TRANSPORTE

Los contaminantes se transportan a través de medios porosos y a través de los sistemas de barreras de aislación por la acción de diversos mecanismos de flujo directos o indirectos. Dentro del primer grupo se encuentran los procesos movilizados por un gradiente de la misma naturaleza, ya sea hidráulico, químico, térmico o eléctrico.

En el ámbito de la geotecnia, el mecanismo de flujo directo más estudiado y conocido ampliamente por toda la comunidad, es el hidráulico estudiado a través de la conocida ley de Darcy. Sin embargo, en el ámbito de la geotecnia ambiental, el flujo químico producido por un gradiente del mismo tipo, explicado por la ley de Fick, cobra la misma importancia.

En el segundo grupo se encuentran los procesos donde se desarrollan flujos producto de un gradiente de naturaleza diferente, tal como el flujo de iones por el desplazamiento de agua debido a un gradiente hidráulico y sin necesidad de la existencia de un gradiente de concentraciones, denominado comúnmente como flujo advectivo. Estos fenómenos de acoplamiento resultan de fundamental interés para la evaluación del desempeño de una barrera ambiental.

2.1 *Flujo hidráulico*

El flujo de líquidos a través de un medio poroso se encuentra gobernado por la ley de Darcy, la cual relaciona la velocidad de Darcy o caudal específico (v) con el gradiente hidráulico (i_h) mediante la conductividad hidráulica (k), de la siguiente manera:

$$v = k\, i_h = k \frac{\partial H}{\partial x} \tag{1}$$

Donde H es la altura de presión total y x es la longitud del camino de flujo.

Por otro lado, la conductividad hidráulica se encuentra íntimamente relacionada con las propiedades del medio poroso y los fluidos permeantes. En este marco existen diversas ecuaciones que explican dicha relación entre las que se destaca la ecuación teórica de Kozeny-Carman (Mitchell y Soga, 2005):

$$k = \frac{\gamma_p}{\mu} \frac{1}{k_0 T_m^{\,2} S_0^2} \left(\frac{e^3}{1+e} \right) S^3 \tag{2}$$

Donde γ_p y μ son el peso unitario y la viscosidad dinámica del líquido permeante, k_0 un factor de forma de los poros, T_m es la tortuosidad de flujo, S_0 es la superficie mojada por volumen unitario de partículas, e es la relación de vacíos y S es el grado de saturación del medio poroso.

En la literatura, en general se considera que la ecuación de Kozeny-Carman es aplicable solamente a suelos de granos gruesos (tamaños superiores a limos). Esta ecuación falla en la predicción del comportamiento hidráulico de suelos arcillosos debido a las interacciones de tipo doble capa (fuerzas Coulómbicas) entre las cargas negativas de las caras de las partículas de arcilla y los iones en solución (iones de intercambio). Sin embargo, hay experiencias publicadas en las que la ecuación en cuestión es empleada con éxito en la predicción de la permeabilidad de suelos del tipo de arcillas con la consideración de que la superficie específica debe ser determinada con mucha precisión (Chapuis y Aubertin, 2003).

Al desplazarse el agua dentro de los poros del suelo se produce arrastre de iones (flujo químico). El flujo hidráulico puede además resultar como consecuencia de otro tipo de flujo. Por ejemplo, el flujo eléctrico puede movilizar iones, los cuales poseen agua adsorbida que es también desplazada provocando un flujo hidráulico. Esta asociación de flujos es conocida como

flujos acoplados o indirectos. Una revisión de los flujos directos y acoplados que tienen lugar en una masa de suelo puede verse en Mitchell y Soga (2005).

2.2 *Flujo de contaminantes en solución*

Los contaminantes pueden ser transportados por gradientes de concentración o gradientes hidráulicos. En el primer caso, los contaminantes disueltos se desplazan de un lugar de mayor concentración al de menor concentración debido al proceso de difusión molecular. En el segundo caso, el flujo hidráulico produce el arrastre de iones disueltos dando lugar al fenómeno denominado advección.

El transporte de masa por unidad de área debido a mecanismos de difusión y advección unidimensional en un medio homogéneo, isótropo, saturado, que sigue la ley de Darcy, puede calcularse como (Sharma y Reddy, 2004):

$$F = n_e v_e C - n_e D_L^* \frac{\partial C}{\partial x} \tag{3}$$

Donde F es la masa total transportada, n_e es la porosidad efectiva, v_e es la velocidad efectiva, C es la concentración y D_L* es el coeficiente de dispersión hidrodinámico o coeficiente de mezcla.

A partir de la conservación de masa en un volumen elemental se puede demostrar que:

$$\frac{\partial F}{\partial x} = -n_e \frac{\partial C}{\partial t} \tag{4}$$

Donde t es el tiempo.

Luego, reemplazando la ecuación (3) en (4) se obtiene la ecuación diferencial que representa el transporte de iones disueltos en medios porosos, conocida como modelo de advección-difusión:

$$D_L^* \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_e \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \tag{5}$$

La ecuación (5) considera que no se producen reacciones en el soluto. Sin embargo, dentro de una barrera ocurren reacciones que alteran las concentraciones iónicas con el tiempo. Por tal motivo se debe introducir en la ecuación diferencial un término adicional que contempla la tasa de producción o consumo de masa (r), como sigue (Sharma y Reddy, 2004):

$$D_L^* \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_e \frac{\partial C}{\partial x} \pm \frac{r}{n_e} = \frac{\partial C}{\partial t} \tag{6}$$

En el caso de que exista adsorción de iones en la fracción arcillosa del suelo, se produce un atraso en la percolación y transporte de iones a través de una barrera. Por lo tanto, el tiempo necesario para que el centro de masa de una pluma contaminante atraviese una barrera aumenta considerablemente, resultando esto en un retardo en el transporte del contaminante (Musso et al., 2022).

2.2 *Flujo de contaminantes no miscibles*

Cuando el líquido que se desea contener o aislar es un hidrocarburo, aparecen mecanismos adicionales de flujo. Los hidrocarburos son habitualmente conocidos como fase líquida no acuosa (NAPL), los cuales forman una interfaz cuando entran en contacto con el agua o aire. Estos fluidos pueden ser más o menos densos que el agua y, en general, la fracción no acuosa puede quedar retenida en los poros del suelo por acción de fuerzas capilares formando ganglios y contribuyendo a aumentar la saturación residual de contaminantes (Figura 2).

La contaminación de suelos con hidrocarburos livianos es muy común en áreas urbanas e industriales en una gran cantidad de ciudades alrededor de todo el mundo. En nuestro país es común observar este tipo de problemas cuando se produce el derrame de combustibles durante el transporte por carretera, o debido a pérdidas en los tanques de almacenamiento, como por ejemplo, en estaciones de servicio. Estos contaminantes modifican las propiedades físico-mecánicas del suelo y generan grandes impactos en el ambiente debido a la contaminación del suelo y del agua subterránea.

Cuando se desplazan fluidos no miscibles dentro de un material poroso, el fenómeno se encuentra gobernado por fuerzas capilares, másicas o asociadas a la gravedad y la diferente densidad de los líquidos (agua e hidrocarburo) y efectos viscosos (Lenormand et al., 1988; Mercer y Cohen, 1990; Francisca y Arduino, 2007; Montoro y Francisca 2013).

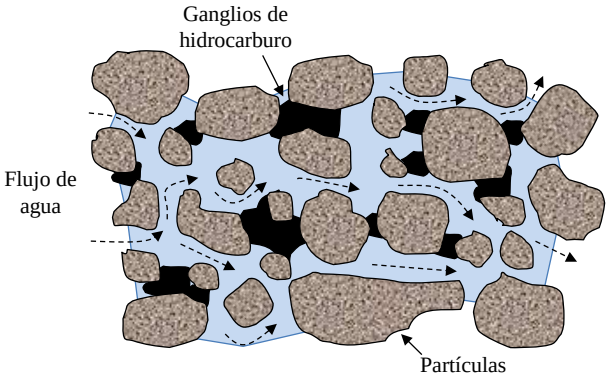


Figura 2. Desplazamiento no miscible de agua e hidrocarburo en medios porosos.

Para describir el flujo de los fluidos no miscibles en un medio poroso se utilizan la ecuación de conservación de masa y la ley de Darcy generalizada (Dullien 2012). Para cada fluido, la expresión de balance de masa o de continuidad resulta:

$$\frac{\partial(\rho_i \, n \, S_i)}{\partial t} + \nabla(\rho_i \, v_i) = 0 \tag{7}$$

Donde ρ_i es la densidad del fluido i, n es la porosidad del medio, S_i es la saturación del mismo con la fase i, t es el tiempo y v_i es la velocidad de Darcy.

La velocidad de Darcy para cada una de las fases, agua e hidrocarburo, puede ser escrita como (Dullien, 2012):

$$v_i = -\frac{K \, k_{ri}}{\mu_i} (\nabla P_i - \rho_i \, g \cos\alpha) \tag{8}$$

Donde K es la permeabilidad absoluta del suelo (o del material poroso) y kr_i es la conductividad hidráulica relativa del fluido i, g es la aceleración de la gravedad y α es el ángulo de contacto que define la mojabilidad del medio y depende de las tensiones interfaciales solido-agua, solido-hidrocarburo y agua-hidrocarburo.

Debido a la presencia de más de una fase dentro del suelo, la saturación depende de la presión capilar, siendo la permeabilidad relativa de cada fase una función de la saturación de la misma ($kr_i = kr_i(S_i)$). Estas relaciones indican que la movilización de la fase orgánica depende del grado de saturación.

La permeabilidad relativa (kr_i) no resulta constante ya que la misma depende las características del suelo y del fluido permeante. Algunos de los parámetros que influyen en la

permeabilidad del suelo son: la granulometría y tamaño de partículas, la relación de vacíos, la superficie específica, la composición mineralógica, la estructura, la fábrica del suelo, el grado de saturación y las características del permeante (Mitchell y Soga, 2005; Francisca y Mozejko, 2022).

3 INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN FLUIDO-PARTÍCULA EN EL FLUJO HIDRÁULICO

En los últimos años se han realizado numerosos trabajos determinando la influencia de diferentes variables en la conductividad hidráulica de medios porosos. En términos generales, la conductividad hidráulica decrece significativamente con el contenido de finos (Sivapullaiah et al., 2000) y, cuando la fracción arcillosa es mayor del 5% a 7%, la misma controla el comportamiento hidráulico del suelo (Santamarina et al., 2001). Por debajo de este contenido de finos, la fracción granular gruesa y el grado de "bentonificación" son los dos principales factores que controlan el flujo hidráulico en mezclas de suelo-bentonita (Abichou et al., 2004). Entre otras contribuciones significativas, merece destacarse el trabajo de Ruhl y Daniel (1997), quienes determinaron el efecto de la presencia de lixiviado de residuos sólidos en la permeabilidad de barreras de suelo compactado. Posteriormente, Francisca y Glatstein (2010) y Glatstein y Francisca (2014) demostraron que la presencia de microorganismos dentro de los poros de una barrera de limo-bentonita produce una significativa reducción de la conductividad hidráulica a largo plazo. Jo et al., (2001) determinaron cuál es el efecto de la concentración iónica, valencia, pH, tamaño del ión hidratado y prehidratación de los suelos con agua y con otras sustancias químicas en la conductividad hidráulica. Kolstad et al., (2004) realizaron ensayos para cuantificar las consecuencias de la presencia simultánea de varias especies iónicas en el fluido permeante. Jo et al., (2005) realizaron ensayos para determinar la influencia del tiempo de contacto fluido-partícula en la conductividad hidráulica de una barrera. Finalmente Mozejko y Francisca (2020) demostraron que la conductividad hidráulica puede sufrir importantes reducciones cuando se favorece el desarrollo de reacciones puzolánicas en la matriz del suelo que conforma una barrera ambiental.

Cuando los suelos tienen un importante contenido de finos, los fenómenos de interacción con las moléculas de agua se tornan muy importantes (Mitchell y Soga, 2005). La modificación en la química de los fluidos dentro de los poros del suelo, puede acarrear un cambio de varios órdenes de magnitud en los valores de permeabilidad (Montoro y Francisca 2010).

La concentración iónica, la valencia de los iones, y el tipo de ion presente generan cambios en los espesores de las doble capas difusas que se forman alrededor de las partículas finas. Gleason et al., (1997), Petrov y Rowe (1997), Aringhieri y Giachetti (2001), Lee y Shackelford (2005) reportan aumentos entre 2 y 5 órdenes de magnitud en la permeabilidad de muestras de bentonitas sódicas y arenas mezcladas con diferentes porcentajes de bentonita, cuando se cambia el fluido permeante por soluciones monoiónicas con concentraciones entre 0.25 M y 1 M. Jo et al., (2001) encontró que la permeabilidad aumenta con la valencia iónica, reportando cambios más importantes cuando se cambia de valencia +1 a valencia +2 que cuando el cambio es de valencia +2 a +3, siendo más importante los cambios a medida que se aumenta la concentración de electrolitos.

Cuando en la solución permeante existe presencia simultánea de más de una especie iónica se verifica un incremento en la permeabilidad con el aumento de la concentración iónica (Kolstad et al. 2004). Además, existen evidencias contundentes que demuestran que a corto plazo, la presencia de altas concentraciones salinas como las encontradas en los líquidos lixiviados de los RSU provocan aumentos de conductividad hidráulica (Nieva y Francisca 2009), mientras que a largo plazos otros mecanismos, tales como desarrollo microbiano dentro de los poros del suelo, deben ser considerados.

En la Figura 3 se presenta la influencia del contenido de iones en el fluido permeante en mezclas de limo y limo escoria compactados permeados con agua deionizada, con lixiviado y con agua con iones en solución. Los resultados obtenidos demuestran que los mecanismos de interacción fluido partícula y el efecto de los iones en solución puede producir aumentos de aproximadamente un orden de magnitud en la conductividad hidráulica.

La bentonita contiene minerales expansivos (unión débil entre capas) y la mayor parte del agua en la muestra forma la doble capa difusa alrededor de las partículas. En este caso, cualquier cambio de conductividad hidráulica puede estar asociado a mecanismos de expansión/contracción de la fracción arcillosa en respuesta a cambios en el espesor de la doble capa. En el caso ensayado la mayor concentración de iones estaría produciendo una contracción de la doble capa, generando una menor resistencia al flujo hidráulico dentro de los poros del suelo.

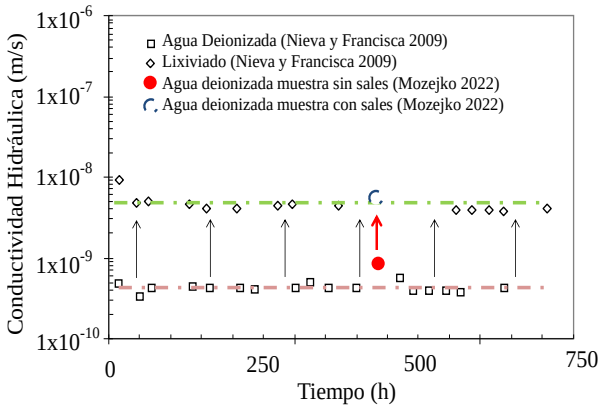


Figura 3. Aumento de la conductividad hidráulica en suelo limoso con 6% de bentonita debido a la presencia de iones en el líquido permeante.

La Figura 4 muestra la conductividad hidráulica medida en muestras de arena con diferentes contenidos de bentonita permeada con agua destilada y una hidrocarburo para lo cual se seleccionó querosén. Las muestras permeadas con agua destilada muestran una clara correlación entre la conductividad hidráulica y el contenido de bentonita, y para valores superiores al 5% la conductividad hidráulica disminuye aproximadamente 5 órdenes de magnitud. Sin embargo, las muestras permeadas con hidrocarburo muestran un efecto menos marcado en la conductividad hidráulica con el contenido de bentonita, reduciendo la primera solo dos órdenes de magnitud con el aumento del contenido de bentonita. La menor relevancia de los mecanismos de interacción fluido-partícula observados en los especímenes permeados con hidrocarburos es responsable de esta última tendencia, dado que este líquido no polar no puede desarrollar una doble capa difusa alrededor de las partículas de bentonita. Por lo tanto, el volumen efectivo de poros disponibles para el flujo de hidrocarburo es mayor para las muestras permeadas con hidrocarburos que con agua.

La presencia de hidrocarburo aumenta el flujo hidráulico de manera significativa a través de barreras de suelo-arcilla debido a la naturaleza hidrofílica de estos materiales y, por lo tanto, resultan poco efectivas las barreras de arcilla para la contención de fluidos no-polares. En estos casos, para obtener una efectiva reducción de la conductividad hidráulica en las mezclas de suelo-arcilla es necesario generar un ambiente donde el fluido pueda reaccionar con el medio sólido a través de fuerzas de atracción orgánico-orgánico. Este efecto requiere en el caso de barreras del uso de bentonitas modificadas orgánicamente, comúnmente denominadas arcillas orgánicas (Benson et al. 2015).

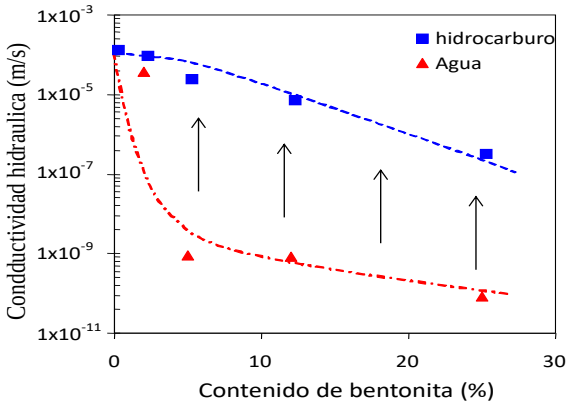


Figura 4. Efecto de la presencia de hidrocarburo en el flujo hidráulico a través de un modelo físico de barrera de arena con distintos contenidos de bentonita. Datos de Montoro y Francisca (2010).

4. CONFIGURACIONES DE BARRERAS

Existen distintas configuraciones de barreras que limitan el desplazamiento de líquidos contaminantes. En general, se componen de capas de suelo-arcilla, barreras compuestas de geomembrana y suelo arcilla compactado o barreras compuestas de geomembrana y GCL (Figura 5). Distintas variantes sobre las barreras aquí expuestas han sido ampliamente reportadas en la literatura. Los espesores de las distintas capas en general varían desde 0,3 m hasta 5 m dependiendo de las regulaciones locales y el contaminante a contener (Chai y Miura, 2002).

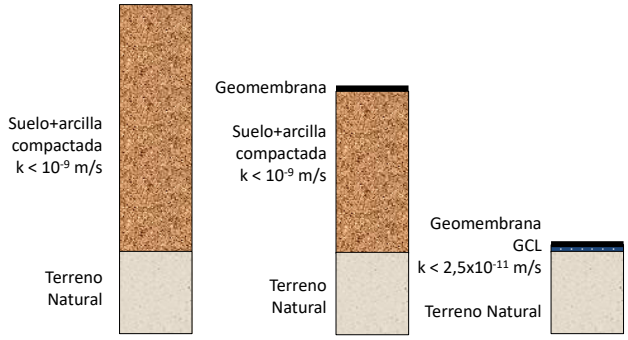


Figura 5. Diseño de barreras alternativas para la contención de líquidos contaminantes.

Al día de la fecha, existe una creciente concientización a nivel mundial acerca de la importancia de proteger el medio ambiente. Debido a los diversos procesos de difusión de contaminantes que existen en la actualidad, la ciencia ambiental requiere esfuerzos en la detección y eliminación de múltiples contaminantes y contaminantes emergentes mediante técnicas y/o tecnologías apropiadas. Existen diversos escenarios en donde estas técnicas de contención son necesarias. Tal es el caso, por ejemplo, de los rellenos sanitarios, debido a los lixiviados acuosos generados durante el proceso de descomposición de los RSU, o bien las fugas de los tanques de almacenamiento o tuberías enterradas, los cuales provocan contaminación por metales pesados o hidrocarburos respectivamente.

Con el objetivo de minimizar la migración de contaminantes hacia el subsuelo o reservas de agua subterránea o bien, con el fin de retener contaminantes dañinos, se diseñan sistemas de barreras. Estos sistemas consisten en una secuencia de capas de revestimiento caracterizadas por su baja conductividad hidráulica. La migración de contaminantes a través de la capa de revestimiento se caracteriza por la conductividad hidráulica del material del revestimiento (Giroud et al. 1997). De acuerdo con las pautas de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA 1993), la conductividad hidráulica saturada del revestimiento debe ser inferior, en todos los casos, a $1x10^{-9}$ m/s.

Las distintas capas de este sistema de barreras se pueden construir tanto con materiales granulares naturales y suelos locales como mediante el empleo de materiales geosintéticos, tales como geomembrana y/o geocompuestos bentoniticos (Criterios de Diseño para Rellenos Sanitarios de residuos municipales sólidos – 40CFR – Subparte D). En base a ello, estos sistemas se pueden caracterizar como sistemas simples, cuando se diseñan con una capa de suelo bentonita, o sistemas múltiples, cuando se diseñan con la combinación de dos o más elementos de contención, siendo que la selección del sistema dependerá, fundamentalmente, de los recursos disponibles (Sharma y Reddy, 2004).

Se ha demostrado que los revestimientos compuestos, que generalmente involucran una geomembrana (GM) sobre un revestimiento de arcilla geosintética o un revestimiento de arcilla compactada, son muy efectivos para limitar el escape de gas, la fuga de lixiviados y la difusión de contaminantes a los sistemas de agua subterránea mientras la geomembrana permanece relativamente intacta (Rowe et al., 2004). Los GCL pueden ofrecer varias ventajas sobre los revestimientos tradicionales de suelo-arcilla compactada, incluyendo la facilidad de instalación, el espesor limitado y la baja permeabilidad al agua, entre otras (Bouazza, 2002). La eficiencia como barreras hidráulicas de los GCL sin geomembrana depende, exclusivamente, de la baja conductividad hidráulica de la bentonita sódica.

Es importante destacar que la pérdida de líquidos contaminantes a través de las barreras compuestas con geomembrana se encuentra condicionada por la presencia de eventuales daños u orificios y por arrugas que pueden aparecer durante la instalación de la misma. Para el cómputo de las pérdidas por defectos, uno de los primeros modelos fue desarrollado por Giroud et al. (1997), quienes demostraron que:

$$Q_h = n_d C_{ql0} \left[1 + 0.1 \left(\frac{h}{t_s}\right)^{0.95}\right] a^{0.1} h^{0.9} k_s^{0.74} \qquad (9)$$

Donde n_d es el número de defectos, C_{ql0} es un factor de calidad de contacto entre la geomembranas y la barrera de suelo-arcilla, h es la altura de líquido sobre la geomembrana, ts es el espesor de la barrera de suelo arcilla y a es el área superficial del daño en la geomembrana.

Existen diferentes modelos y avances recientes para predecir el caudal que se fuga por los orificios, sin embargo, Rowe (1998) determinó que la diferencia entre modelos es tan baja que no tiene relevancia para todos los fines prácticos. Para el diseño, en el caso de rellenos sanitarios, se recomienda adoptar una altura de líquido de 0,3 m (EPA 1993), y 5 defectos/ha con una superficie de daño de 290 mm² (Giroud y Bonaparte 1989, Touze-Foltz y Barroso, 2006).

Para tener en cuenta la presencia de arrugas, que constituyen un camino preferencial para el desplazamiento de líquido entre la geomembrana y la barrera de suelo-bentonita cuando se encuentran en proximidad de algún daño u orificio, las pérdidas pueden calcularse a partir del modelo desarrollado por Rowe (1998) de la siguiente manera:

$$Q_w = 2L[k_s z + (k_s t_s Tr)^{0.5}](h + t_s)/t_s \qquad (10)$$

Donde L es la longitud de pliegues interconectados, z es el ancho promedio del pliegue, y Tr es la transmisibilidad entre la barrera de geomembrana y la barrera de suelo-bentonita.

Existen diferentes alternativas para considerar el efecto de los pliegues y las condiciones de contacto (Touze-Foltz et al., 1999). Sin embargo, se recomienda el modelo de Rowe debido a que el mismo pudo ser validado a través de la comparación con mediciones de campo en rellenos sanitarios (Rowe, 2012). Rowe et al. (2004) recomienda considerar 1 orificio en coincidencia

con una pliegue de una longitud representativa de 100 m, con un ancho medio de 20 cm y condiciones de contacto pobre entre la geomembrana y la barrera de suelo arcilla compactada.

La Figura 6 presenta los tiempo que demoran los contaminantes en atravesar una barrera de suelo-bentonita compactada considerando la misma como un material inerte, una barrera análoga pero considerando que el material de la barrera reacciona con el líquido permeante (ecuación 6) produciendo un retardo en la migración del frente de concentración de contaminantes, y de una barrera compuesta con una geomembrana con pliegues y orificios.

Los resultados obtenidos demuestran que, aún con la presencia de pliegues y orificios, que como demuestra la práctica y la literatura son extremadamente difíciles de evitar, resulta la mejor alternativa para la contención de contaminantes. Evidentemente a mayor número de orificios mayor cantidad de líquido atravesará la barrera (ecuación 9) y el mismo efecto produce una mayor cantidad de pliegues (ecuación 10).

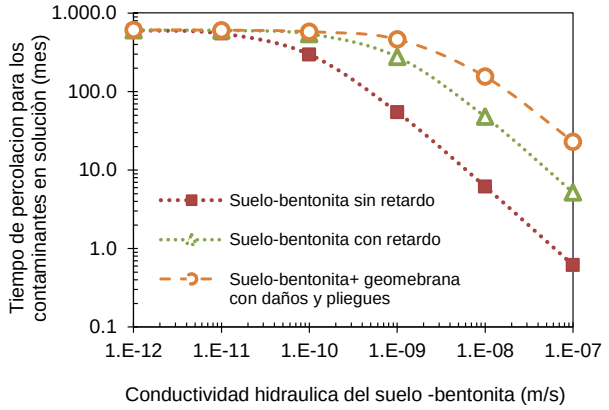


Figura 6. Influencia de la presencia de daños y pliegues Diseño de barreras alternativas para la contención de líquidos contaminantes.

4.1 *Equivalencia entre barreras*

La adopción de una barrera en ocasiones se realiza en función de especificaciones o regulaciones a partir de la normativa local. Sin embargo, en muchas ocasiones en la práctica geotécnica dichas regulaciones no existen o han quedado obsoletas. Además, es común que los profesionales deban enfrentarse a situaciones prácticas donde la materialización de un sistema de barrera puede sufrir desvíos, debido a múltiples causas, respecto de lo originalmente planificado. En estos casos el diseño por desempeño cobra vital importancia.

En el diseño por desempeño, criterio adoptado por ejemplo por la EPA para las barreras ambientales en Estados Unidos, lo importante es la determinación del flujo de líquido y transporte de contaminantes a través de la barrera. Esto genera la posibilidad de que el proyectista pueda proponer barreras alternativas, algunas de ellas de alta eficiencia, siempre que demuestre el buen desempeño del sistema propuesto.

En la Figura 5 se presentan tres alternativas de barreras. La adopción de una u otra dependerá del líquido que se desee contener, la existencia o no de regulaciones locales y de la experiencia del profesional geotécnico. Existen diversas alternativas para definir la equivalencia entre barreras, entre las cuales se destacan consideraciones físicas, hidráulicas, de difusión química, constructivas y condicionantes locales (Szabó et al 2001, Rowe y Brachman 2004). La Tabla 1 presenta una comparación de la equivalencia entre barreras de suelo-bentonita y barreras y barreras de GCL. Existen discrepancias en la literatura sobre la equivalencia o falta de equivalencia entre barreras. Sin embargo, estas diferencias se deben a los distintos criterios que puedan tomarse como se desprende de la Tabla 1. Entre los diversos principios de equivalencia el más utilizado es el de la equivalencia en el transporte advectivo.

Cuando se consideran distintas geometrías para las barreras, como las mostradas en la Figura 5, Rowe y Brachman (2004) demostraron que el desempeño de una barrera que contiene GCL es similar al de una barrera de suelo-arcilla compactada siempre que se tengan en cuenta los siguientes aspectos:

- Que exista un buen contacto entre la geomembrana y la barrera aislante que se encuentra por debajo, tanto sea GCL como suelo-arcilla compactada

- El transporte de contaminante a través de las barreras sería equivalente siempre que se considere una capa de atenuación por debajo de la misma. En este caso las diferencias en concentraciones en el desplazamiento de inorgánicos a partir de la solución del a ecuación (6) es inferior al 1% entre las distintas barreras, lo que se considera muy inferior a efectos que produce la propia variabilidad espacial de propiedades del terreno natural y asociadas a razones constructivas.

La Figura 7 presenta un análisis de equivalencia entre una barrera de suelo-bentonita compactada de 0,6 m de espesor con una conductividad hidráulica k = $1x10^{-9}$ m/s y un GCL de 7 mm de espesor con una conductividad hidráulica k = $2,5x10^{-11}$ m/s. En el eje vertical se presenta la relación de flujo advectivo, la cual se adoptó en este trabajo como factor de equivalencia.
Cuando el factor de equivalencia es inferior a 1 significa que las pérdidas a través de una barrera con GCL son inferiores a las de la barrera de suelo-bentonita compactada, a la inversa para valores superiores a 1, y en el caso de la igualdad se obtiene el punto la altura de líquido límite por encima de la barrera para el cual podría considerarse una alternativa de remplazo del suelo-bentonita compactado por GCL.

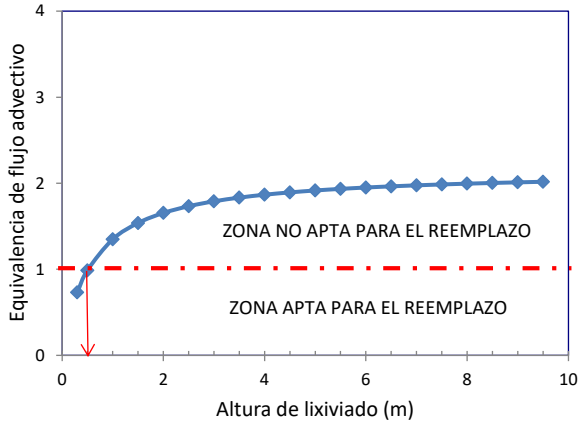


Figura 7. Análisis de la equivalencia entre barreras ambientales de suelo-bentonita compactado y GCL para contención de líquidos inorgánicos.

Este análisis permitió por lo tanto determinar cuál es el nivel máximo de lixiviado para el cual las barreras pueden ser consideradas equivalentes. Los resultados obtenidos demuestran que las equivalencias planteadas en la Tabla 1 serían relativas ya que dependen del nivel de lixiviado por encima de la barrera. En el caso analizado sólo serían equivalentes las barreras si el nivel de lixiviado no supera los 0,5 m por encima de la barrera.

Tabla 1. Análisis de equivalencia una barrera geosintética de arcillas (GCL) con una de suelo-bentonita compactadas

Aspecto	*Criterio de evaluación*	*Superior*	*Equivalente*	*Inferior*	*Depende del sitio/ producto*
Hidráulicos	Flujo normal de agua con tirante de diseño		X		
	Flujo normal de solutos con tirante de diseño		X		
	Flujo normal de agua con tirante superior a diseño			X	
	Flujo normal de solutos con tirante superior a diseño			X	
Transporte de contaminantes	Capacidad de adsorción			X	
	Capacidad de atenuación de lixiviados			X	
	Tiempo de quiebre para agua				X
	Tiempo de quiebre para solutos				X
	Flujo horizontal entre sellos o capas		X		
	Transmisividad interfaz con geomembrana	X			
Físico - Mecánicos	Comportamiento ciclos congelamiento – deshielo	X			
	Asentamiento total		X		
	Asentamiento diferencial	X			
	Estabilidad taludes				X
	Resistencia interfaz geomembrana			X	
Constructivos	Resistencia al punzonado			X	
	Condiciones subbase			X	
	Facilidad de instalación	X			
	Velocidad de construcción	X			
	Disponibilidad de materiales				X
	Requerimientos de agua	X			
	Generación de contaminación atmosférica en el sitio	X			
	Restricciones meteorológicas				X
	Control de calidad fabricación	X			
	Control de calidad instalación	X			
	Optimización volumen disponible para residuos	X			
	Demanda de equipo pesado en obra	X			
Económicos	Costo producción + flete + instalación				X
Sustentabilidad					X

Es importante destacar la influencia significativa del nivel de lixiviado, dado que aquí podría haber una discrepancia entre lo proyectado y lo que ocurre en la realidad. Para el caso de rellenos sanitarios, el nivel máximo de líquido lixiviado por encima de la barrera se establece en 0,3 m. Con este criterio ambas barreras, la de suelo arcilla compactada y la de geosintético con arcilla serían equivalentes ya que satisfacen el criterio de minimizar el flujo advectivo. Sin embargo, es común que se acumule lixiviado dentro de las celdas, en ocasiones se han reportado niveles excesivos y con varios metros por encima de la barrera de fondo. Este riesgo sería mayor en los países en vía de desarrollo donde los controles ambientales suelen ser más laxos. Sin embargo es una problemática global ya que también es conocido en la geotecnia que los filtros y drenes tienden a colmatarse, lo que necesariamente produce aumentos locales en el nivel del líquido que se pretende contener dentro de las celdas del relleno sanitario.

4. SÍNTESIS Y CONCLUSIONES

En este trabajo se analizan los principales mecanismos que controlan el flujo de líquido y transporte de contaminantes a través de barreras ambientales y se discuten las principales propiedades de una barrera, tanto materiales como geométricas.

La conductividad hidráulica del suelo-bentonita compactado o del GCL es la propiedad que más influencia tiene en el caudal de líquido y concentración de contaminantes que puede atravesar una barrera.

Los mecanismos de interacción fluido-partícula afectan significativamente la conductividad hidráulica. Se demostró experimentalmente que estos mecanismos son relevantes debido a que el material geológico comúnmente utilizado para construir barreras contiene arcillas de alta superficie específica como las bentonitas sódicas. La presencia de lixiviado de rellenos sanitarios o líquidos con alta fuerza iónica o concentración salina provocan aumentos de más de un orden de magnitud en la conductividad hidráulica. De la misma manera, cuando el líquido contaminante que se desea contener o aislar es un fluido orgánico se desarrollan complejas reacciones con los minerales del suelo que compone la barrera, los cuales por naturaleza son hidrofílicos. La conductividad hidráulica de los materiales hidrofílicos como bentonita natural adicionada al suelo o dentro de un GCL resultó más de 3 órdenes de magnitud más elevada que cuando se permea con agua.

La presencia de orificios o daños en las geomembranas y de pliegues que se generan durante la instalación generan aumentos muy significativos en el tiempo necesario para que los contaminantes puedan atravesar una barrera.

Los aspectos antes mencionados, resumidos como propiedades hidráulicas del material, mecanismos de interacción, condiciones de flujo de líquido, posibles reacciones durante el transporte de contaminantes, presencia de geomembranas o GCL, y presencia de daños y pliegues en geomembranas, son todos aspectos fundamentales que controlan el comportamiento y eficiencia de una barrera para contener líquido y retener contaminantes. El diseño geotécnico de barreras debe contemplar dichos mecanismos para el desarrollo de diseños modernos basados en el desempeño de una barrera.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CONICET y FONCyT por el financiamiento parcial de investigaciones que contribuyeron al desarrollo del proyecto en el que se enmarca el presente trabajo y muchas de los trabajos relacionados referenciados. Se agradece la colaboración de tesistas de grado, maestría y doctorado que se entusiasmaron con trabajar en temas relevantes para el diseño de barreras ambientales.

6 REFERENCIAS

Abichou T., Benson C.H., Edil T.B. (2004). *"Network model for hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures".* Can. Geotech. J. 41 (4): 698 – 712.

Aringhieri R., Giachetti M. (2001). *Effect of Sodium Adsorption Ratio and Electrolyte Concentrations on the Saturated Hydraulic Conductivity of Clay – Sand Mixtures*. European Journal of Soil Science, 52, 449 – 458.

Benson, C. H., Jo, H. Y., & Musso, T. (2015). *Hydraulic conductivity of organoclay and organoclay-sand mixtures to fuels and organic liquids.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 141(2), 04014094.

Bouazza, A. (2002). *Geosynthetic clay liners.* Geotextiles and Geomembranes, 20(1), 3-17.

Chai, J. C. y Miura, N. (2002). *"Comparing the performance of landfill Liner systems"*. Journal Mater Cycles Waste Manag. Vol. 4. pp. 135 – 142.Chen, J. N., Benson, C. H., & Edil, T. B. (2018). Hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners with sodium bentonite to coal combustion product leachates. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 144(3), 04018008.

Chapuis, R. P. y Aubertin, M. (2003). *"On the Use of the Kozeny – Carman Equation to Predict the Hydraulic Conductivity of Soils"*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, pp. 616 – 628.

Dullien, F. A. (2012). *Porous media: fluid transport and pore structure*. Academic press.

EPA (1993). *Solid waste disposal facility criteria: Technical manual*. EPA530-R-93-017.

Francisca, F. M., & Arduino, P. (2007). *Immiscible displacement model for anisotropic and correlated porous media.* International Journal of Geomechanics, 7(4), 311-317.

Francisca, F. M., & Glatstein, D. A. (2010). *Long term hydraulic conductivity of compacted soils permeated with landfill leachate.* Applied Clay Science, 49(3), 187-193.

Francisca, F. M., & Mozejko, C. A. (2022). *Hydraulic and mechanical behavior of compacted silts modified by waste steel slag*. Geomechanics for Energy and the Environment, 32, 100323.

Giroud J.P., Bonaparte R. (1989). *Leakage through liners constructed with geomembranes. Part I.* Geomembrane liners. Geotextiles and Geomembranes 8(2), 27-67.

Giroud, J. P., Badu-Tweneboah, K., & Soderman, K. L. (1997). *Comparison of leachate flow through compacted clay liners in landfill liner systems.* Geosynthetics International, 4(3-4), 391-431.

Glatstein, D. A., & Francisca, F. M. (2014). *Hydraulic conductivity of compacted soils controlled by microbial activity.* Environmental technology, 35(15), 1886-1892.

Glatstein, D. A., Montoro, M. A., Carro Pérez, M. E., & Francisca, F. M. (2017). *Hydraulic, chemical and biological coupling on heavy metals transport through landfills liners.* The Journal of Solid Waste Technology and Management, 43(3), 261-269.

Gleason, M. H.; Daniel, D. E., Eykholt, G. R. (1997). *Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic Containment Applications*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 5, pp. 438 – 445.

Jo, H. Y., Benson, C. H., Shackelford, C. D., Lee, J. M., Edil, T. B. (2005). *Long – Term Hydraulic Conductivity of a Geosynthetic Clay Liner Permeated with Inorganic Salt Solutions,* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 4, pp. 405 – 417.

Jo, H. Y.; Katsumi, T.; Benson, C. H., Edil, T. B. (2001). *Hydraulic Conductivity and Swelling of Nonprehydrated GCLs Permeated with Single – Species Salt Solutions*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 7, pp. 557 – 567.

Kolstad, D. C.; Benson, C. H., Edil, T. B. (2004). *Hydraulic Conductivity and Swell of Nonprehydrated Geosynthetic Clay Liners Permeated with Multispecies Inorganic Solutions*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 12, pp. 1236 – 1249.

Lee, J. M., Shackelford, C. D. (2005). *Impact of Bentonite Quality on Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(1), 64 – 77.

Lenormand, R., Touboul, E., & Zarcone, C. (1988). *Numerical models and experiments on immiscible displacements in porous media.* Journal of fluid mechanics, 189, 165-187.

Manassero, M., Benson, C. H., & Bouazza, A. (2000, November). *Solid waste containment systems.* In ISRM International Symposium (pp. ISRM-IS). ISRM.

Mercer, J. W., & Cohen, R. M. (1990). *A review of immiscible fluids in the subsurface: Properties, models, characterization and remediation.* Journal of contaminant hydrology, 6(2), 107-163.

Mitchell J.K., Soga K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.

Montoro M.A., Francisca F.M. (2010). *Soil permeability controlled by particle-fluid interaction*. Geotechnical and Geological Engineering 28, 851-864.

Montoro, M. A., & Francisca, F. M. (2013). *Digital image analysis of distribution of immiscible fluids in natural porous media*. American Society Testing Materials.

Montoro, M.A. & Francisca, F.M. (2010). *Soil permeability controlled by particle-fluid interaction.* Geotech. Geol. Eng. 28, 851-864.

Mozejko C.A. (2022). *Reutilización de residuos siderurgicos para la estabilización de suelos loessicos compactados del centro de argentina*. Tesis doctoral, Universidad Nacional de Cordoba, Cordoba, Argentina

Mozejko, C. A., & Francisca, F. M. (2020). *Enhanced mechanical behavior of compacted clayey silts stabilized by reusing steel slag*. Construction and Building Materials, 239, 117901.

Musso, T. B., Carlos, L., Parolo, M. E., Francisca, F. M., Pettinari, G., Giuliano, V., & Ruffato, M. (2022). *Mudstones as Landfill Liner Material for Heavy Metal Removal: Equilibrium and Dynamic Sorption Study*. Water, Air, & Soil Pollution, 233(4), 144.

Nieva P.M., Francisca F.M. (2009). *Conductividad hidráulica de mezclas de limo – bentonita compactadas.* III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotecnicos Jóvenes, Córdoba, 193-196.

Petrov R., Rowe R. (1997). *Geosynthetic Clay Liner (GCL) – Chemical Compatibility by Hydraulic Conductivity Testing and Factors Impacting its Performance*, Canadian Geotechnical Journal 34, 863–885.

Rowe R.K. (1998). *Geosynthetics and the minimization of contaminant migration through barrier systems beneath solid waste. Keynote paper,* Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, IFAI, Vol. 1, Atlanta, Georgia, USA, March 1998, pp. 27-103.

Rowe, R. K., & Brachman, R. W. I. (2004). *Assessment of equivalence of composite liners.* Geosynthetics International, 11(4), 273-286.

Rowe, R. K., Quigley, R. M., Brachman, R., & Booker, J. R. (2004). *Barrier systems for waste disposal facilities*. Crc Press.

Rowe, R.K. (2012). *Short and long-term leakage through composite liners.* The 7th Arthur Casagrande Lecture, Canadian Geotechnical Journal, 49(2), 141-169.

Ruhl, J.L., Daniel, D.E. (1997). *Geosynthetic Clay Liners Permeated with Chemical Solutions and Leachates*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 4, pp. 369 – 381.

Santamarina J.C., Klein K.A., Fam M.A. (2001). *Soils and Waves*. John Wiley & Sons, West Sussex.

Sharma H.D. y Reddy K.R. (2004). *Geoenviromental Engineering: Site remediation, waste containment and Emerging Waste Management Technologies*.

Sivapullaiah P.V., Sridharan A., Stalin V.K. (2000). *Hydraulic conductivity of bentonite–sand mixtures*, Canadian Geotechnical Journal, 37(2), 406–413.

Szabó, I., Kovacs, B., & Horvath, I. (2001). *The evaluation of geotechnical barriers using equivalency calculations.* In International Conference on soil mechanics and geotechnical engineering (pp. 1929-1934).

Touze-Foltz N., Barroso M. (2006). *Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through GCL-geomebrane composite liners.* Geosynthetic International 13(2), 73-82.

Touze-Foltz, N., Rowe, R.K. & Duquennoi, C. (1999). *Liquid flow through composite liners due to geomembrane defects: analytical solutions for axi-symmetric and two-dimensional problems.* Geosynth. Int. 6(6), 455-479.

Posible mecanismo de falla del dique de colas Castaño Viejo Superior

Possible failure mechanism of the Upper Castaño Viejo Tailings Dam

Luciano A. Oldecop, Gustavo Navarta & Francisco Zabala
Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi", Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan, Avenida Libertador General San Martín Oeste 1290, San Juan, Argentina, oldecop@unsj.edu.ar

RESUMEN: El caso del dique de colas Castaño Viejo Superior es probablemente la única falla de "flujo" ocurrida en Argentina. Aproximadamente 9000 m^3 de colas licuadas descendieron en forma de avalancha por el cauce de un arroyo, con una pendiente media del 7%, recorriendo una distancia de al menos 3 Km. El accidente data de la década del 60 y la escasa información disponible sobre sus causas y consecuencias proviene sólo de relatos orales. Al parecer, tres trabajadores que circulaban por el cauce del río en un camión fueron alcanzados por la avalancha. Actualmente se pueden reconocer en el sitio la geometría original del depósito, la superficie de deslizamiento y los relictos de la avalancha a lo largo del cauce. Las condiciones que causaron la rotura y sus mecanismos son desconocidos. Este trabajo se enfoca en tratar de deducir cuáles fueron dichas condiciones en base a la información de campo recogida en campañas de relevamiento y la caracterización de materiales realizada en laboratorio, complementadas con modelos matemáticos. Se concluye que es posible que el factor disparador de la falla pudo ser el mal funcionamiento de una tubería de decantación tendida en el fondo vaso. En el trabajo se explica cómo se habría desencadenado la falla, lo cual permite comprender lo extremadamente peligrosas que eran este tipo de instalaciones, hoy afortunadamente casi en desuso. Otra conclusión interesante es que las propiedades no saturadas del material (curva de retención y permeabilidad no saturada) tuvieron influencia en el desarrollo de la falla.

ABSTRACT: The Upper Castaño Viejo tailings dam is probably the only "flow" failure that has occurred in Argentina. Nearly 9000 m^3 of liquefied tailings descended in the form of an avalanche down a streambed with an average gradient of 7%, covering a distance of at least 3 km. The accident dates from the 1960s, and the scant information available about its causes and consequences comes only from oral accounts. Apparently, three workers, who were traveling along the creek in a truck, were hit by the avalanche. Nowadays, the original geometry of the deposit, the sliding surface, and the remnants of the avalanche along the creek can be recognized on the site. The conditions that caused the rupture and its mechanisms are unknown. This work focuses on trying to deduce what these conditions were, based on field information collected in several campaigns and the characterization of materials carried out in the laboratory, complemented with mathematical models. It is concluded that the most likely triggering factor for the failure was the malfunction of a decant pipe installed at the bottom of the deposit. The paper explains how the failure would have been triggered, leading to the realization of how extremely dangerous these types of facilities were, which are today, fortunately, almost in disuse. Another interesting conclusion is that the unsaturated properties of the material (retention curve and unsaturated permeability) had an influence on the development of the failure.

PALABRAS CLAVE: colas mineras - presa - falla de flujo - tuberías de decantación - no saturado

KEYWORDS: mine tailings – dams – flow failure – decant pipe – unsaturated

1 INTRODUCCIÓN.

Muchas fallas de flujo de presas de colas mineras han tenido consecuencias devastadoras: Merriespruit 1975, Bafokeng 1974, Stava 1985, Aznalcóllar 1998, Las Palmas 2010, Mount Polley 2014, Fundao 2015, Brumadinho 2019, son ejemplos de casos que han causado un elevado número de víctimas o daños ambientales muy severos. En todos estos casos se advierte que la causa inmediata de la falla, el factor disparador, fue diverso: sobrepasos, deslizamiento de taludes, problemas de fundación, erosión interna, falla de estructuras auxiliares o terremotos. Pero con independencia del mecanismo disparador, la característica común fue el escape incontrolado de un gran volumen de colas en estado licuado, en forma de avalancha con gran capacidad destructiva.

En Argentina, el número de presas de colas es relativamente pequeño si se lo compara con otros países sudamericanos, como Chile o Perú. Sin embargo, Argentina registra un caso de falla de flujo en la década del 60. Se trata de la Presa Castaño Viejo Superior. La Mina Castaño Viejo, estaba ubicada a 2300 m.s.n.m. en la Cordillera Frontal, Departamento de Calingasta, Provincia de San Juan, Argentina (Figura 1). La explotación se extendió desde 1955 hasta 1964, extrayendo por flotación plomo y zinc y, en menor cantidad, también cobre y plata. Junto a la mina subterránea y la planta se construyó un pequeño pueblo que albergaba a unos 500 trabajadores.

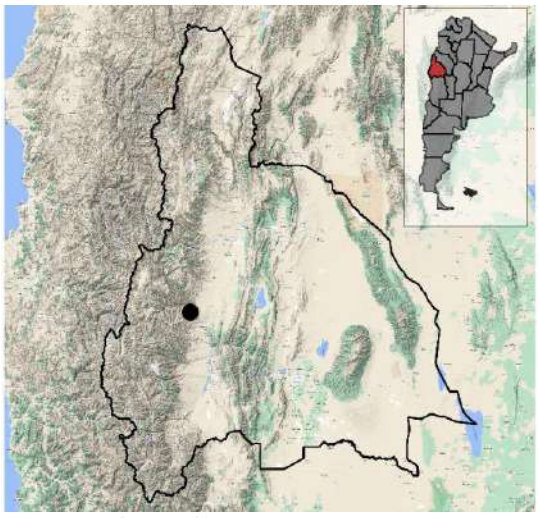


Figura 1. Ubicación geográfica de la mina Castaño Viejo.

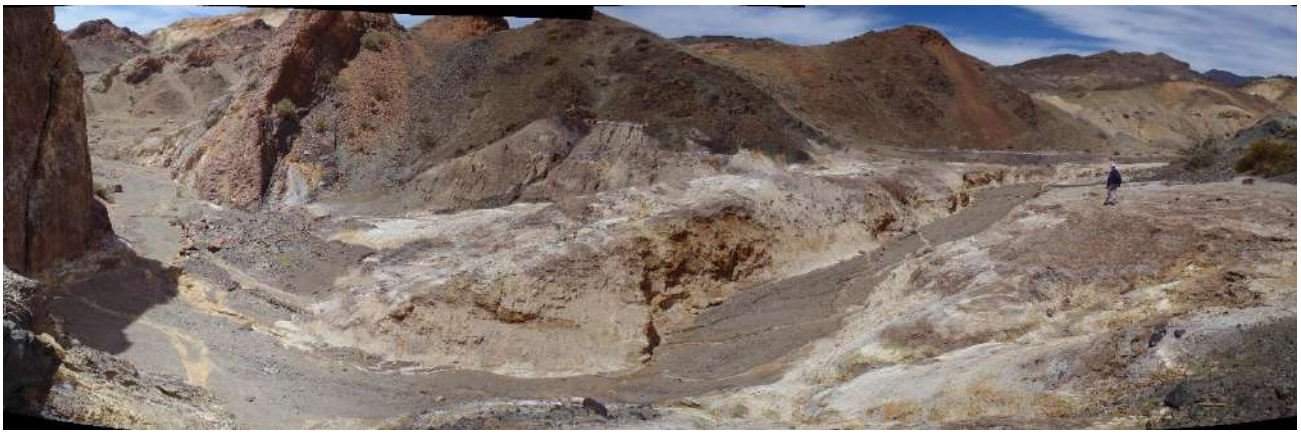


Figura 2. Vista panorámica de los relictos del depósito de colas Castaño Viejo Superior, desde margen izquierda. El cierre se ubicaba en coincidencia con un dique ígneo (extrema izquierda). La laguna de decantación se ubicaba en la extrema derecha de la fotografía.

El espacio para ubicar los residuos cerca de la mina era bastante exiguo por lo abrupto del relieve. Por ello, parte de las colas mineras se transportaron por gravedad unos 3 Km hacia aguas abajo, donde el valle fluvial es más amplio. Allí se almacenaron la mayor parte de las colas, formando 23 depósitos de tamaño es más bien pequeño. El mayor de estos depósitos tiene 6 has de superficie y 15 metros de altura máxima. El resto no supera la media hectárea ni los 10 metros de altura. Un único dique de colas se construyó cercano a la planta de extracción, aprovechando un estrecho valle fluvial sin caudal permanente. Esta presa es la denominada Castaño Viejo Superior y es el caso de estudio de este trabajo (Figura 2).

La información que se tiene sobre la falla del dique Castaño Viejo Superior proviene únicamente de relatos orales. Se desconoce la fecha del accidente y no existe información escrita sobre las posibles causas de la rotura ni sobre sus consecuencias. Los relictos de colas en el sitio permiten identificar la geometría original del depósito y sus principales componentes. A lo largo del cauce del río también se observan los relictos de la avalancha de colas licuadas, que permiten deducir que la misma se extendió como mínimo 3 km aguas abajo de la presa y alcanzó tirantes de hasta 2 m sobre el lecho del río. El cauce tiene en ese tramo una pendiente media del 7%, por lo que cabe suponer que la velocidad de la avalancha fue elevada. Algunos relatos indican que un camión que transitaba por el camino de acceso a la mina fue alcanzado por la avalancha y que tres trabajadores que viajaban en el vehículo murieron. Otra versión indica que consiguieron escapar, salvando su vida. A pesar de que no se dispone de información suficiente para reconstruir con exactitud lo sucedido, este trabajo intenta deducir cuales fueron los posibles mecanismos que condujeron a la falla de la presa. El análisis se basa en la información recogida en varias campañas de relevamiento en el sitio. Desde una perspectiva más general, el objetivo es intentar aprender sobre la seguridad de este tipo de instalaciones.

2 EL CASO DE ESTUDIO

2.1 *Características generales de la presa de relaves Castaño Viejo Superior*

Se realizó un relevamiento topográfico del área del depósito mediante GPS diferencial, marcando además la posición de las singularidades que pudieran ayudar a reconstruir la geometría original del depósito, indicios de la manera en que fue operado y que pudieran ayudar a dilucidar su mecanismo de falla.

La Figura 3 muestra la geometría original del depósito al momento de la falla, reconstruida en base al relevamiento realizado. Los relictos de colas conservados en las laderas del valle permitieron reconstruir con buena aproximación la geometría del talud principal, la playa y la posición de la laguna. El depósito ocupaba un área de 0.6 Has, tenía al momento de la falla un volumen estimado de 24.000 m^3 y una altura máxima de 11.3 m, medidos entre el pie de aguas abajo y la cresta del talud principal. La construcción comenzó con un pequeño dique inicial (*starter dam*) de 2.3 metros de altura y 5 metros de ancho en su coronamiento, construido con escollera de 30 cm de tamaño máximo. En la zona de aguas arriba del dique inicial, los vacíos de la escollera aparecen totalmente intruidos por las colas (Figura 4a), por lo que su permeabilidad debió ser notablemente menor a la esperable en un material de este tipo.

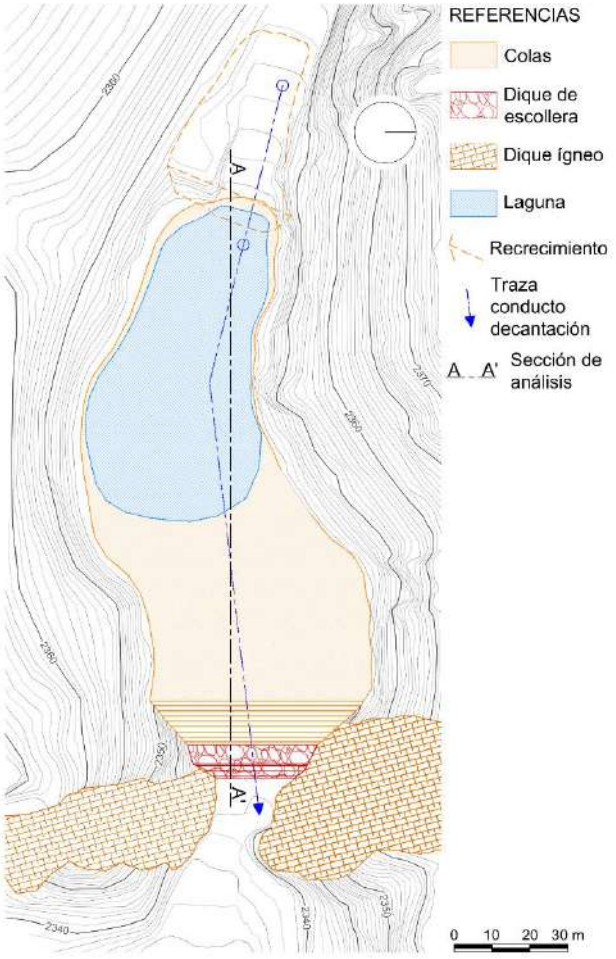


Figura 3. Planta del depósito al momento de la falla, reconstruida en base al relevamiento y observaciones de campo. Se indica también la extensión de la laguna, la traza del conducto de decantación, el dique inicial y una posible ampliación aguas arriba.

El proceso de recrecimiento se realizaba hacia aguas arriba por relleno hidráulico. Probablemente se utilizó el sistema de hincado de filas de palos que sostenían tablones a modo de encofrado temporal, para contener las colas recién vertidas hasta que se estabilizaran por secado. Esto no se puede observar directamente en el caso de estudio ya que el talud principal desapareció a consecuencia de la falla, pero se ve en otros depósitos de colas de la mina (Figura 4b). Las colas se traían de la planta, probablemente por gravedad, mediante un conducto o por canaletas. Se encuentran aún las estructuras de soporte de ese sistema de transporte. El vertido se hacía a lo largo del coronamiento formando la playa hacia aguas arriba, de manera que la laguna de decantación se ubicara en el extremo de aguas arriba del depósito. Al parecer, existió además un segundo dique aguas arriba del primero (su planta se ha esbozado en la Figura 3). Su altura no superaba los dos metros y los relictos de este depósito casi han desaparecido por completo. Se trató probablemente de una ampliación, cuyo llenado había comenzado poco tiempo antes de la falla.

En la posición de la mencionada ampliación, se encontró un tubo de acero de 3 pulgadas de diámetro instalado en forma vertical. Es probable que este tubo haya sido la chimenea de decantación, ya que su borde superior se ubica a un nivel que pudo ser el de rebalse (Figura 4c). La disposición típica de este tipo de instalaciones incluía un conducto tendido en el fondo del depósito, conectado con la chimenea, y que evacuaba el agua rebalsada de la laguna hacia aguas abajo del depósito. Se encontraron algunos tramos de una tubería de hormigón premoldeado de 200 mm de diámetro, apoyada directamente sobre el material aluvial (Figura 4d), que indudablemente cumplía esa función. Actualmente, la mayor parte de la instalación de decantación ha desaparecido por acción de las crecidas del río. Las crecidas también tallaron un canal en las colas, cortando el depósito hasta su base en el material aluvial. En la Figura 3 se indica la traza estimada de la tubería de decantación y la posición de las chimeneas (probablemente hubo más de una).

Para completar la información básica sobre el caso, es importante considerar el clima del lugar, que es marcadamente árido. La temperatura media anual es de 13.6°C y la humedad relativa promedio de 31%. La precipitación media anual es de 150 mm y se estima una evapotranspiración potencial de 1250 mm (a partir de mediciones en Tanque Clase A, Garino, 2018). La mayor parte de las lluvias ocurren en verano, cuando mayor es la tasa de evaporación. Esto hace que a lo largo de todos los meses del año exista un franco déficit hídrico. Las lluvias de verano suelen ser de tipo torrencial, con duraciones que no exceden media hora. En invierno pueden ocurrir temperaturas bajo cero y algunas precipitaciones níveas, que representan una media de 20 mm de equivalente agua anuales. No es habitual que haya acumulación de nieve más que por unos pocos días. El clima seco ha contribuido en gran medida a preservar los relictos del depósito, que permiten inferir muchas de sus características al momento de la falla, a pesar de haber transcurrido más de 50 años.



Figura 4. Observaciones de campo: a) Dique inicial de escollera. b) Sistema de recrecimiento por hincado de palos. c) Tubo de acero de 3” que servía de chimenea de decantación. d) Conducto de decantación de hormigón premoldeado de 200 mm de diámetro.

2.2 *Materiales*

Debido a la dificultad de acceso, fue imposible realizar un programa de exploración completo en el caso de estudio. Se tomó un número reducido de muestras testigo para compararlas con las de otros depósitos de colas de la mina, verificando que se trataba del mismo residuo. Por otra parte, dos de los depósitos accesibles con vehículo todo terreno, fueron extensamente estudiados. Las campañas incluyeron muestreo superficial, sondeos, ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de permeabilidad in situ, tomografías de velocidad de onda de corte y de resistividad eléctrica (Garino 2017, 2018). En consecuencia, los datos básicos para el análisis que se presenta en este trabajo, fueron adoptados en base a los datos recolectados en esos depósitos más fácilmente accesibles.

2.2.1 *Propiedades físicas*

Como sucede en todos los depósitos construidos por relleno hidráulico, la granulometría de las colas es variable con la posición dentro del depósito, debido a la segregación que ocurre al fluir las colas sobre la playa. La granulometría se hace más fina a medida que el punto de muestreo se aleja del punto de vertido. Por otra parte, también es típico encontrar fuertes variaciones granulométricas en la vertical, debido a la estratificación que genera el vertido intermitente y desde múltiples puntos del perímetro del depósito. Simplificando el problema, se puede asumir que existen en el depósito tres tipos de colas, cuyas propiedades índice se resumen en la Tabla 1. Cada tipo corresponde a una zona del depósito: 1) la zona de vertido, 2) la zona de playa y 3) la zona de la laguna de decantación. La Figura 5 muestra la distribución granulométrica media de cada uno de esos materiales tipo. Se puede ver que en todos los casos se trata de distribuciones más bien uniformes, típico resultado del proceso de molienda de la roca.

Tabla 1. Propiedades índice de las colas de Castaño Viejo (Garino 2018).

ZONA DEL DEPÓSITO	*Vertido*	*Playa*	*Laguna*
Dist. al punto de vertido [m]	1	27	54
Clasificación (SUCS)	SM	SM/ML	ML/CL
Gravedad específica	2.91	2.83	2.68
Peso unitario seco [kN/m^3]	14.8	15.0	13.7
Porosidad /Índice de poros (e)	0.48/0.93	0.46/0.85	0.44/0.79
LL / LP [%]	---	---	35/21
Pasa #200 [%]	37	66	95
D_{50} [mm]	0.107	0.054	0.024
D_{10} [mm]	0.029	0.019	0.010
C_u	4.58	3.81	2.94

2.2.2 *Permeabilidad*

Se tienen datos de permeabilidad de mediciones in-situ mediante un permeámetro tipo Boutwell (ASTM D6391-11), en las mismas posiciones de los puntos de muestreo indicados en la Tabla 1. En la Tabla 2, además de los valores medidos in-situ, se indican estimaciones por correlación con propiedades índice, mediante las fórmulas de Hazen (1892) y de Beyer (1964), según se detalla en Devlin (2015).

La permeabilidad que se obtiene de las fórmulas empíricas resulta en valores aproximadamente un orden de magnitud superiores a las mediciones de campo. Se puede pensar que los valores estimados en base al tamaño de granos corresponden a la permeabilidad horizontal, no afectada por la estratificación, en tanto que las mediciones in situ son más bien representativas de la permeabilidad vertical. Asumir una razón $K_H/K_V = 10$ parece razonable dadas la naturaleza estratificada de las colas que se puede apreciar claramente la fotografía de la Figura 6 (tomada en una calicata excavada en la zona de playa). Por otra parte, en la Figura 7, se grafican los valores de permeabilidad en función de la distancia al punto de vertido. La variación de la permeabilidad se ajusta bastante bien con la típica función exponencial decreciente con la distancia al punto de vertido (Blight 1994).

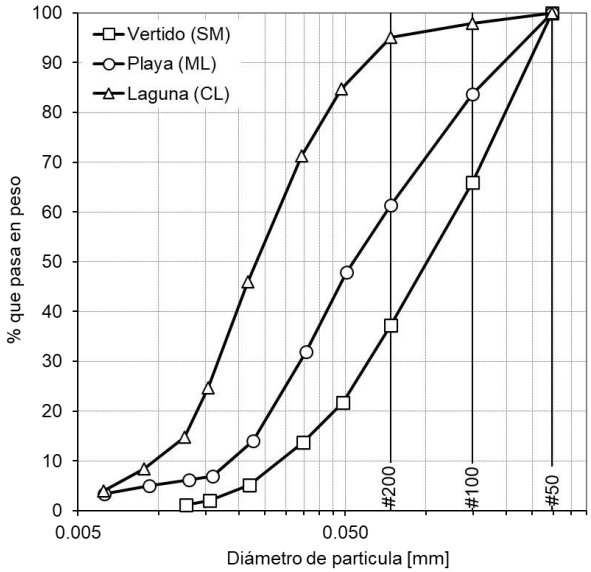


Figura 5. Distribución granulométrica promedio de los tres materiales tipo considerados.

Tabla 2. Permeabilidad de las colas de Castaño Viejo: mediciones in-situ (Garino 2018) y de correlaciones con propiedades índice. Valores de permeabilidad (conductividad hidráulica) en [m/s].

ZONA DEL DEPÓSITO	*Vertido*	*Playa*	*Laguna*
Permeámetro Boutwell (ASTM6391-11)	9.7E-07	1.71E-07	6.17E-08
Fla. de Hazen (1892)	8.46E-06	3.54E-06	9.45E-07
Fla. de Beyer (1964)	8.91E-06	3.87E-06	1.09E-06



Figura 6. Estratificación de las colas observada en una trinchera excavada en la zona de playa.

2.2.3 *Curva de retención de las colas.*

Las curvas de retención se determinaron para dos materiales: la arena de la zona de vertido y el limo de baja plasticidad de la zona de playa. La curva de retención del material de la laguna no es relevante para este caso, ya que permanece saturado en

prácticamente todo su volumen, durante todo el tiempo del análisis.

Se utilizaron dos técnicas complementarias: el método del papel de filtro (ASTM D5298-92) y mediciones con tensiómetro UMS-T5X (Garino et al 2018). Los resultados se presentan en la Figura 8 en forma de puntos de succión matricial vs. grado de saturación ($S = \theta/\theta_s$ con θ = humedad volumétrica θ_s = humedad volumétrica de saturación = porosidad).

A cada grupo de datos de laboratorio: 1) arena de la zona de vertido y 2) limo de la zona de playa, se ajustaron curvas de van Genuchten (1980):

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)/\left\{1 + \left[\alpha(p_g - p_l)\right]^n\right\}^m \quad \textbf{(1)}$$

donde θ_r = humedad volumétrica residual, p_g y p_l son la presión en la fase gaseosa y en la fase líquida, respectivamente. La diferencia (p_g - p_l) es la succión matricial. Por último α, n y m son parámetros cuyos valores se indican en la Tabla 3.

Además de los datos de laboratorio, se han incluido en la Figura 8 una serie de puntos obtenidos con mediciones de campo (Garino y Oldecop 2021). Estos datos (algo más de 30000 puntos) se obtuvieron en una parcela instrumentada en uno de los diques de colas de Castaño Viejo (diferente al caso de estudio). Corresponden a un estrato de limo en la zona de playa a 7 cm bajo la superficie. La instrumentación consistió en un sensor de succión tipo Decagon MPS-2 y un sensor de humedad volumétrica Decagon 5TE. Se midió también el peso unitario seco del estrato por lo que las lecturas de humedad volumétrica se convirtieron a grado de saturación para incluir los datos en la Figura 8. Se aprecia que la curva de retención delineada por los datos de campo tiene succiones más elevadas que las muestras de laboratorio para igual grado de saturación. Esto sugiere que el material es algo más fino. Una posible explicación para esta discrepancia es la fuerte heterogeneidad de las colas depositadas por relleno hidráulico. Se ajustó también una curva de Van Genuchten a los datos de campo cuyos parámetros se indican en la Figura 8.

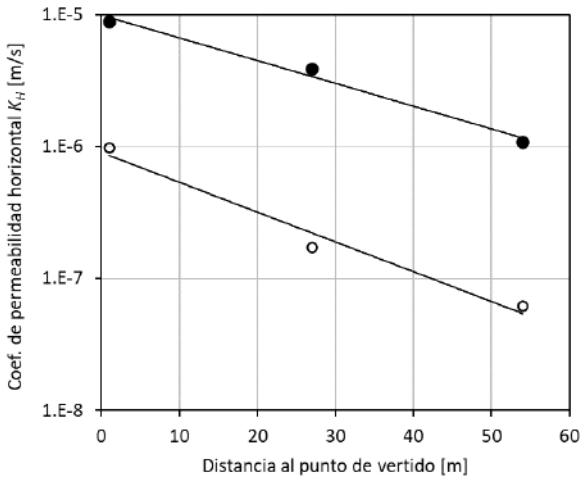


Figura 7. Variación de la permeabilidad en función de la distancia al punto de vertido (Línea contínua: función exponencial ajustada)

2.2.4 *Resistencia al corte y compresibilidad*

La resistencia de las colas se midió en ensayos de corte directo realizados sobre probetas reconstituidas de las colas de la Zona de Vertido y de la Zona de Playa (Garino et al 2017). Las propiedades mecánicas de las colas de la Zona de Laguna no son relevantes para la estabilidad.

No se cuenta con resultados de ensayos con control de succión para poder evaluar la contribución de las fuerzas capilares cuando el material está en condición no saturada. No obstante, es importante en este caso evaluar esa resistencia adicional, ya que el talud principal tiene una pendiente que supera ligeramente al ángulo de fricción drenado de las colas. Por lo tanto, el talud no sería estable sin la cohesión aparente que le otorga la succión, fenómeno favorecido por el clima árido del lugar.

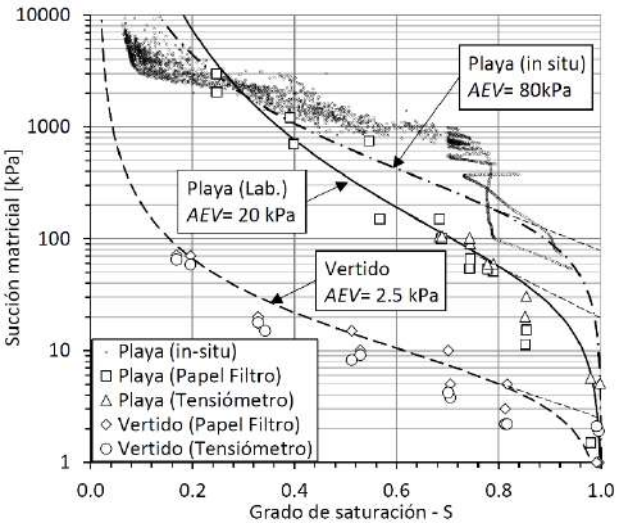


Figura 8. Curvas de retención de las colas de Castaño Viejo (Garino et al 2018). Las probetas de laboratorio se prepararon a un P.U. seco de 14.5 kN/m^3. Se indican los valores de entrada de aire de cada material (AEV del inglés *Air Entry Value*). Los datos se ajustaron con la ecuación de van Genuchten (1980), utilizando los parámetros indicados en la Tabla 3.

Tabla 3. Parámetros de la ecuación de van Genuchten (1980) para las curvas ajustadas a los datos de la Figura 8.

MATERIAL	*Zona de Vertido*	*Zona de Playa*	*Playa (in situ)*
α [kPa^{-1}]	0.1667	0.0250	0.0056
n	1.695	1.309	1.502
m	0.410	0.236	0.334
θ_r	0.015	0.000	0.000

Los ensayos de corte disponibles fueron realizados a humedad constante. Con los resultados se hizo una estimación de la resistencia en condición no saturada. Para cada probeta se calculó el grado de saturación, al momento de iniciar la etapa de corte. Luego los datos se graficaron en el plano tensión de corte en la rotura vs. tensión normal (Figura 9). Junto a cada resultado se indica el grado de saturación que tenía el material al inicio de la fase de corte del ensayo. Se aprecia un moderado incremento de la resistencia a medida que disminuye el grado de saturación. Como es de esperarse, el efecto es más notorio para el material de playa, más fino que el de vertido. Para este último, el incremento de resistencia es muy pequeño, pero aun así suficiente para estabilizar el talud, como se verá luego.

Para describir la resistencia al corte se utilizó la expresión propuesta por Vanapalli et al (1996), capaz de reproducir con buena aproximación el comportamiento de arenas y limos (Alonso et al 2010):

$$\tau = c' + (\sigma - p_g)\tan\emptyset' + \frac{(\theta-\theta_0)}{(\theta_s-\theta_0)}(p_g - p_l)\tan\emptyset' \quad \textbf{(2)}$$

donde τ es la resistencia al corte, c' es la cohesión para condición saturada, $\emptyset'$ el ángulo de fricción efectivo, σ la tensión normal al plano de deslizamiento.

El tercer sumando de la ec. (2) introduce la cohesión aparente debida a la condición no saturada. La fracción que multiplica a la succión es el "grado de saturación efectivo", que para

condiciones saturadas es igual a 1. En ese caso, también sería p_g=p_l, con lo que la expresión (2) se reduciría al criterio de rotura de Mohr-Coulomb en tensiones efectivas. El parámetro θ_0 es la humedad volumétrica a la que se anula la cohesión aparente cuando el material se encuentra muy seco.

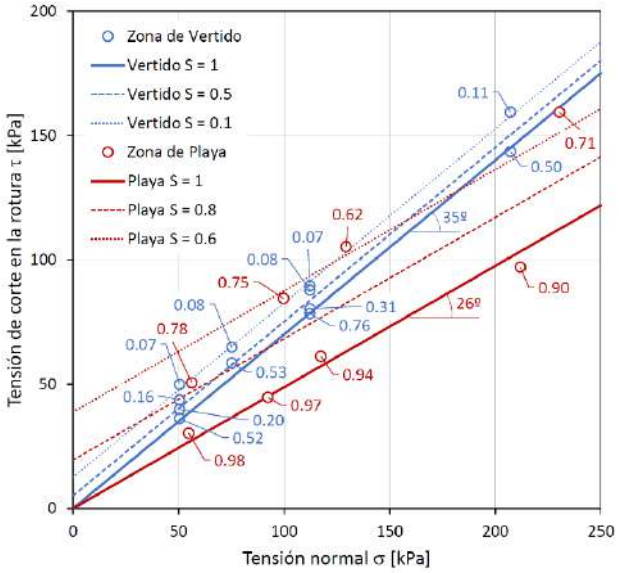


Figura 9. Resistencia al corte de las colas de la zona de vertido y de la zona de playa para diferentes grados de saturación *S* (indicado junto a cada punto), al inicio de la fase de corte del ensayo (Datos de Garino et al 2017). Envolventes de Mohr-Coulomb para diferentes grados de saturación que se obtienen con las ecs. (1) y (2) y los parámetros de las Tablas 3 y 4 (en el caso de las colas de playa sólo se muestran las envolventes correspondientes al juego de parámetros obtenidos del ajuste de los datos de laboratorio).

La ec. (2) debe usarse en conjunto con la (1), ya que el grado de saturación efectivo y la succión matricial son variables vinculadas por la curva de retención. En la Tabla 4 se indican los parámetros de resistencia adoptados para las colas de la zona de vertido y las colas de playa. En el segundo material se consideran dos posibles curvas de retención (la determinada en laboratorio y la deducida de las mediciones de campo) y, correspondientemente, se obtuvieron dos juegos de parámetros de la ec (2).

En la Figura 9 se han incluido las envolventes de Mohr-Coulomb para diferentes grados de saturación, que resultan de utilizar los parámetros de la Tabla 4 con la ec (2) y los parámetros de la Tabla 3 con la ec. (1). En el caso de las colas de playa se muestra sólo las envolventes para el juego de parámetros de la curva de retención ajustada a los datos de laboratorio. La diferencia al considerar la curva de retención ajustada a los datos de campo se puede ver en la Figura 10, que muestra la variación de la cohesión aparente con grado de saturación (*S*).

Tabla 4. Parámetros de la ecuación de Vanapalli et al (1996) para describir la variación de la resistencia al corte con la tensión normal y la presión de líquido (Ec. 2).

MATERIAL	*Zona de Vertido*	*Zona de Playa*	*Playa (in situ)*
ϕ' [º]	35	26	26
c'	0.0	0.0	0.0
θ_0	0.011	0.143	0.230

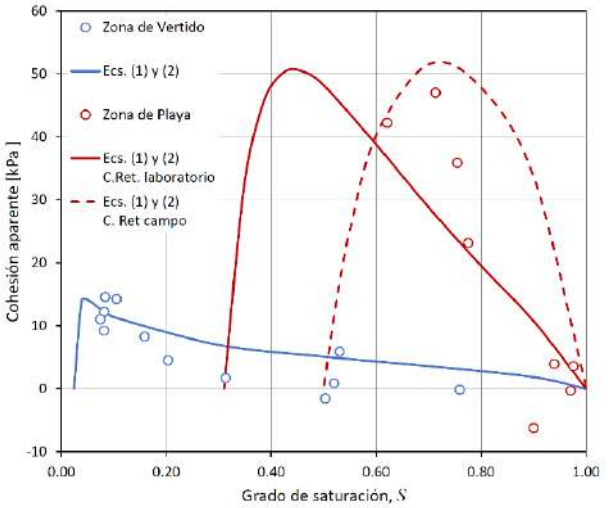


Figura 10. Variación de la cohesión aparente de las colas de la zona de vertido y de la zona de playa con el grado de saturación *S*. Datos de ensayo (Garino et al 2017) y curvas obtenidas con las ecs. (1) y (2) y los parámetros de las Tablas 3 y 4, respectivamente.

Por último, para calcular el término de almacenamiento en condición saturada en los análisis de flujo en régimen transitorio, es importante caracterizar la compresibilidad del medio poroso. La única indicación que se tiene de esta propiedad es el módulo compresibilidad volumétrica medido en ensayos edométricos de las colas de playa, en trayectorias de descarga/recarga (Garino 2023, comunicación privada). El valor medido es m_v = 2.0E-05 kPa^{-1}. Se adopta el mismo valor para todos los materiales.

3 HIPÓTESIS DE FALLA

3.1 *Posibles mecanismos de falla*

Entre todos los mecanismos de falla posibles, se identifican dos como los más probables en el caso estudiado. El primero es una falla por sobrepaso. El disparador pudo ser una tormenta de verano. La presa parece no haber tenido otro órgano de descarga que la tubería de decantación y su capacidad pudo resultar fácilmente excedida por un pico de caudal. El clima de la zona se caracteriza por las tormentas convectivas durante el verano, que pueden presentar intensidades de precipitación extraordinarias. Sin embargo, ninguno de los relatos orales que se tienen de la falla, menciona una tormenta de esas características. Por otro lado, se encontraron indicios de una superficie de deslizamiento que afectó al talud principal del depósito, con perfil circular, arranque aproximadamente a 15 metros aguas arriba del hombro del talud y salida en la base del talud, a la cota de coronamiento del dique inicial de escollera. La superficie de deslizamiento formó además una depresión aguas arriba del dique inicial. Un deslizamiento de ese tipo no es lo típico de una falla por sobrepaso, que más bien produce una brecha en el cierre y un escape de las colas de la laguna, que, por estar saturadas, fluyen al perder la contención.

La segunda hipótesis de falla que se puede formular es un malfuncionamiento de la tubería de decantación. Este tipo de falla se ha registrado con cierta frecuencia en el mundo, como el trágicamente conocido caso de Stava, ocurrido en Italia en el año 1985.

En este punto es necesario reconocer que ambos mecanismos pudieron ocurrir y que, con los datos disponibles, no es posible decir con certeza cuál fue el causante de la falla. Sin embargo, los indicios encontrados en el sitio llevan a pensar que el segundo de los mecanismos mencionado pudo efectivamente ocurrir. En el resto del trabajo se analiza esta posibilidad y los detalles del hipotético proceso de falla.

3.2 *Hipótesis de falla causada por malfuncionamiento del conducto de decantación*

Se postula que la falla se desarrolló en tres etapas:

- ETAPA 1: Teniendo en cuenta que el conducto de decantación estaba tendido en el fondo del valle, sobre el material aluvial, y que en la mayor parte de su recorrido se encontraba bajo el nivel freático, un sellado defectuoso de alguna de las juntas entre tramos pudo inducir un flujo de agua desde las colas hacia el interior del conducto. Este tipo de conductos se diseña para trabajar a superficie libre (la sección del tubo de acero que hacía de torre de decantación era significativamente menor que la del conducto de hormigón premoldeado). Con el conducto actuando como drenaje de las colas, pero sin un elemento filtrante que lo rodeara, pudo ocurrir arrastre de partículas de colas hacia el conducto. Un indicio que sustenta esta hipótesis es una zona de colas karstificadas detectada aproximadamente en el centro del depósito (zona de playa) y cercana a la traza del conducto de decantación. La formación de las cavidades observadas (Figura 11), no tienen otra explicación evidente, que no sea la migración de partículas hacia el conducto. En correspondencia con estas cavidades se observaron los estratos de las colas suprayacentes deformados por gravedad y en el coronamiento de las colas algunos hundimientos (*sinkholes*). Es interesante notar que el fenómeno sólo se observa en este único punto del depósito.



Figura 11. Zona de karst en las colas.

- ETAPA 2: Las partículas de colas, con textura entre arena y limo ingresaron al conducto y se depositaron en el fondo provocando su gradual oclusión. La iniciación del proceso pudo verse favorecida por el caudal intermitente en el sistema de decantación. Una vez iniciado el proceso de oclusión, la reducción progresiva de la sección exacerbó la sedimentación, al crear una zona de remanso aguas arriba del tapón.
- ETAPA 3: En un cierto momento, la sección disponible del conducto se redujo al extremo que el mismo dejó de funcionar a superficie libre y pasó a trabajar a presión. Para que esto ocurriera no era necesaria la obstrucción total del conducto. A partir de ese momento los acontecimientos pudieron sucederse muy rápidamente. Para mantener la erogación del caudal, la carga hidráulica en el conducto, aguas arriba de la obstrucción, debió ir aumentado en la medida en que la sección disponible disminuía. En el límite, la columna de agua pudo igualarse a la carga hidráulica que impone el nivel de la laguna de decantación. Al funcionar a presión, el conducto de decantación pasó a inyectar agua a presión en las colas. Es decir que el conducto conectó hidráulicamente la laguna con un punto dentro de la masa de colas. La inyección de agua pudo ocurrir a través de la misma junta defectuosa u otra, ubicada aguas abajo del punto dónde se encontró el karst. Esta situación, mantenida el tiempo suficiente, provocó la elevación del nivel freático en la masa de colas y su aproximación al talud. Esto último acabó por desestabilizar el talud y provocó la falla del depósito.

Es interesante notar que, en todo el proceso descripto, el operador no pudo notar ninguna anomalía, ya que el caudal de evacuación en el extremo de aguas abajo del conducto continuaba siendo el habitual. La única indicación de un mal funcionamiento ocurriría sólo si se llegara a una obstrucción completa. Sin embargo, como ya se ha explicado, esto no necesariamente tuvo que suceder para que ocurriera la falla.

La Figura 12 muestra la topografía actual del depósito y el relevamiento de los indicios de la falla ya mencionados. Se pudieron identificar algunas marcas que sugieren la posición de la escarpa de falla, particularmente cerca de las márgenes del depósito, en dónde los relictos de colas se conservan más intactos.

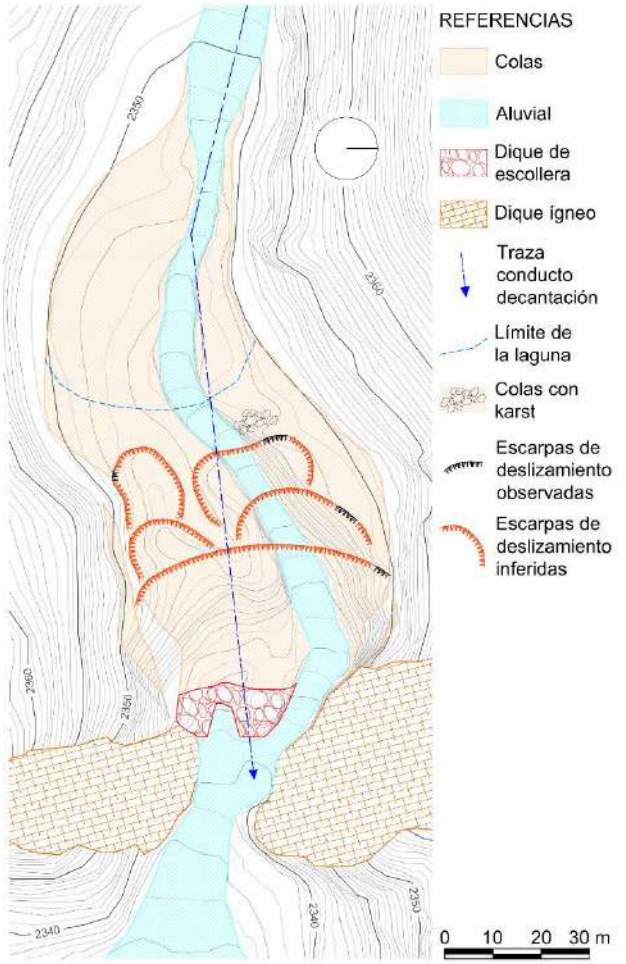


Figura 12. Topografía actual del depósito de castaño Viejo Superior. Se indica la posición de los relictos de colas e indicios de la falla observados en la campaña de relevamiento.

La reconstrucción de la superficie de deslizamiento resulta algo incierta, pues resulta difícil distinguir entre el volumen de colas involucrado en el deslizamiento y el que escapó por acción de la erosión hídrica con posterioridad, a lo largo del tiempo transcurrido hasta hoy. El volumen de las colas escapadas en el accidente se estimó en 9000 m^3. Lo más probable es que una vez

producido el deslizamiento inicial, la falla haya involucrado múltiples superficies de deslizamiento, que se activaron en forma retrógrada, tal como se observa en muchas fallas de este tipo (por ej. Brumandinho 2019, Brasil). La traza probable de las escarpas de tales superficies también se sugiere en la Figura 12. Se muestran también el trazado de la tubería de decantación y la posición de la zona de karst.

Tomando como punto de partida las hipótesis de falla que se describieron hasta aquí, en el siguiente apartado se desarrolla un modelo matemático de flujo y de estabilidad por equilibrio límite para analizar la falla, verificar la viabilidad del mecanismo propuesto e identificar qué factores pudieron influir en la misma.

4 ANÁLISIS DE LA FALLA POR MAL FUNCIONAMIENTO DEL CONDUCTO DE DECANTACIÓN

4.1 *Sección de análisis - Geometría*

Por simplicidad, todos los análisis de este trabajo se realizan en dos dimensiones. La sección escogida para análisis es la que se muestra en la Figura 13, cuya traza se indica en la Figura 3. Se identifican seis materiales que intervienen en el problema:

- Colas de zona de vertido
- Colas de playa
- Colas de laguna de decantación
- Material aluvial
- Escollera del dique inicial (*starter dam*)
- Escollera del dique inicial intruida por colas.

La pendiente de la playa se estimó en 1% hacia aguas arriba y la pendiente del cauce natural es de 7.3%. Se indican en la misma figura la posición y nivel estimado de la laguna y la posición conducto de decantación y su correspondiente torre. También se indica la ubicación en la sección de la zona con colas karstificadas y los puntos en dónde se supone que pudieron ocurrir las fugas del conducto de decantación. Por último, se indican las superficies de deslizamiento inferidas de las observaciones de campo. En fondo del valle existe un relleno aluvial cuya composición granulométrica corresponde a una arena gravosa. Dadas las características de los afloramientos rocosos en las laderas y lo estrecho del valle, se estimó que el espesor del aluvial es de 1 metro. La posición del dique inicial (*starter dam*) coincide con un dique ígneo. En este sitio la quebrada es más estrecha y el techo de roca aflora en algunos puntos del lecho, por lo que se asumió un espesor reducido de 30 cm del aluvial bajo el dique inicial, en coincidencia con el dique ígneo.

4.2 *Metodología de análisis*

El análisis de la falla se hace mediante tres modelos:

- Un modelo de elementos finitos para análisis de flujo en régimen estacionario. El resultado de este análisis se considera la condición de operación normal del depósito y condición precedente a la falla.
- Un modelo de elementos finitos para análisis de flujo en régimen transitorio. Este modelo reproduce el proceso de inyección de agua desde el conducto de decantación hacia las colas. La condición inicial para el modelo transitorio es la resultante del análisis en régimen estacionario y el tiempo inicial es el momento en que se supone que el conducto de decantación se pone a presión con la carga hidráulica de la laguna.
- Análisis de equilibrio límite para diferentes tiempos transcurridos desde el inicio de la inyección de agua en las colas. Para estos análisis se utiliza la distribución de presiones de poro que resulta del análisis de flujo en régimen transitorio para el instante considerado. El objetivo es detectar el momento en que ocurre el deslizamiento del talud.

4.3 *Parámetros de los materiales*

La Tabla 5 resume los parámetros de las leyes constitutivas utilizadas para caracterizar el comportamiento de los materiales. Para los análisis de flujo se utilizó la Ley de Darcy (para flujo saturado y no saturado). Se aplicó el modelo de Van Genuchten (1980) para describir la curva de retención y la variación de la permeabilidad relativa con el grado de saturación. Para el análisis de estabilidad por equilibrio límite, se utilizó la ley de Mohr-Coulomb para describir la resistencia al corte de los materiales. La contribución de la succión a la resistencia al corte se introdujo mediante el modelo de Vanapalli et al (1996).

Se analizaron cinco casos. Los parámetros de las colas en los casos BASE y 1 corresponden a los resultados de los ensayos de laboratorio descriptos en el apartado 2.2. En los casos 2, 3 y 4 la única modificación en los materiales considerados es la curva de retención de las colas de playa. En estos casos se adoptan los parámetros del ajuste de los datos obtenidos in situ, en lugar de los resultados de laboratorio. Los parámetros de los materiales aluvial y escollera del dique inicial se estimaron de la bibliografía para materiales similares.

Para el material del dique inicial intruido con colas, se generó un conjunto de parámetros asumiendo que la matriz del material son colas de playa con un 50% del volumen ocupado por roca sólida, supuesta impermeable y sin capacidad de retener agua. Por lo tanto, la forma de las curvas de retención y de permeabilidad relativa son idénticas a las de las colas de playa, adoptando valores menores para la porosidad y la permeabilidad saturada. Para la resistencia al corte se adoptaron parámetros idénticos a los de la escollera limpia del dique inicial.

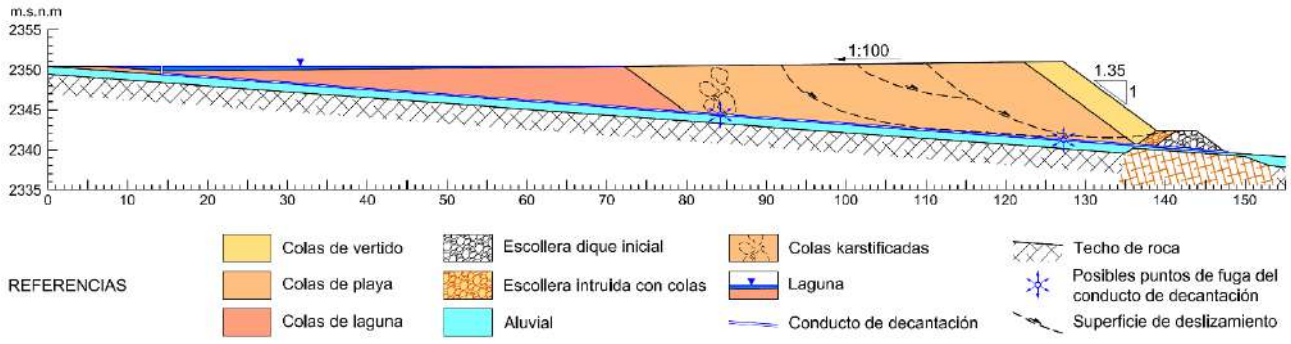


Figura 13. Sección de análisis (traza indicada A-A' en la Fig. 3).

Tabla 5. Parámetros para la modelación matemática.

Ley constitutiva	Parámetro	Colas Vertido	Colas Playa	Colas Laguna	Aluvial	Dique intruido con colas	Dique inicial
Propiedades físicas	$P.U._{seco}$ [kN/m3]	14.80	15.00	13.70	16.00	21.30	16.00
	θ_s	0.48	0.46	0.48	0.40	0.22	0.41
Resistencia al corte Mohr-Coulomb	ϕ [°]	35	26	26	35	40	40
	c [kPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Permeabilidad Darcy	K_{Hsat} [m/s]	9.0E-06	4.0E-06	6.0E-07	1.0E-04	4.5E-06	1.0E-03
	K_V/K_H	0.1	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0
Curva de retención Van Genuchten (1980)	α [kPa^{-1}]	0.1667	0.025 (0.0056)[1]	100	---	6	1
	n	1.69	1.31 (1.5)[1]	1.25	---	1.69	4
	θ_r	0.007	0	0	---	0.003	0
	m_V [kPa^{-1}]	2.0E-05	2.0E-05	---	---	2.0E-05	---
Cohesión aparente (Vanapalli 1996)	ϕ_b [°]	0.00	0.00	---	---	---	---
	θ_0	0.011	0.14 (0.23)[1]	---	---	---	---

[1] En el Caso Base y el Caso 1 se utilizan los valores indicados en primer lugar. En los casos 2, 3 y 4 se utilizan los valores indicados entre paréntesis.

4.4 *Análisis de resultados*

Los resultados de los cinco casos analizados se presentan en la Figura 14. La Figura 14.a) muestra los resultados del modelo de flujo en régimen estacionario para el Caso Base. Las figuras homólogas para los demás casos no se muestran porque tienen escasas diferencias con la 14.a.

Las Figuras 14.b) a 14.f) muestran los resultados de los análisis en régimen transitorio más el resultado del análisis de estabilidad por equilibrio límite de todos los casos analizados. En los apartados siguientes se explican las hipótesis utilizadas para generar cada caso, las condiciones de contorno para los análisis de flujo y se discuten los resultados obtenidos.

4.3.1 *Caso Base*

Las condiciones de contorno para el régimen estacionario son las siguientes: el techo de roca se considera impermeable, en la superficie de las colas de laguna se impone una condición forzada de carga total constante, igual al nivel de agua de la laguna (2350.4 m.s.n.m.). En el resto de la superficie de las colas, del dique inicial y el extremo de aguas abajo del aluvial, se asume una condición de rezume, es decir, se impide el flujo mientras la presión es inferior a la atmosférica y se impone una condición forzada de presión igual a la atmosférica si durante el análisis se alcanza la saturación. El extremo aguas de aguas arriba del aluvial se supone impermeable, es decir no se considera un ingreso de agua desde aguas arriba por el subálveo del río.

El resultado del análisis en régimen estacionario (Figura 14.a) sugiere una filtración desde la laguna, controlada por la baja permeabilidad de las colas de laguna. La superficie freática queda contenida mayormente en el aluvial. Al aproximarse a la zona del dique inicial, el afloramiento de la roca del dique ígneo hace que el nivel freático se eleve ligeramente. El caudal de filtración resulta en 20l/h por metro de ancho del modelo. Dependiendo del ancho del valle que se considere, el caudal total se puede estimar entre 0.17 y 0.28 l/seg. En estas condiciones, el talud resulta estable con un margen de seguridad amplio.

Para el análisis en régimen transitorio lo único que cambia es el agregado de un punto de inyección de agua a nivel del conducto de decantación, simulando la fuga. En la Figura 13 se indicaban 2 posibles puntos de fuga del conducto. En el Caso Base se considera activo únicamente el de aguas arriba (coincidente con la zona de karst).

El resultado del análisis en régimen transitorio (Figura 14.b) muestra que el nivel freático se eleva a medida que transcurre el tiempo. Transcurridos 120 días, el flujo se aproxima a un nuevo régimen estacionario, con una superficie freática sobreelevada que inunda las colas de playa, pero que no alcanza a aflorar en el talud. El caudal de filtración aumenta a 66 l/h/m (entre 0.55 y 0.9) l/seg. El cambio en las presiones de poro no es suficiente para desestabilizar el talud en ningún momento del proceso transitorio y el factor de seguridad mínimo cae de 1.8 en la condición inicial (régimen estacionario) a 1.4 a 120 días de iniciada la inyección de agua. La conclusión, por lo tanto, es que la falla del depósito no puede explicarse con las hipótesis asumidas en el Caso Base.

4.3.1 *Caso 1*

Puesto que el Caso Base no permite explicar la falla, se probó agregar un segundo punto de fuga del conducto de decantación en una posición más cercana al talud. Tal situación pudo ocurrir si la obstrucción se ubicó más cerca de la descarga del conducto y otra junta defectuosa o varias de ellas, actuaron como puntos de inyección de agua en las colas. En tal caso, la posición más desfavorable del nuevo punto de inyección sería en la zona del hombro del talud.

El análisis en régimen estacionario del Caso 1 es idéntico al del Caso Base. En el análisis en régimen transitorio se observa una sobreelevación de la superficie freática más rápida que en el Caso Base. La desestabilización del talud ocurre a las 24 horas de iniciada la inyección de agua por los dos puntos considerados. La situación al momento de la falla se muestra en la Figura 14.b. En ese momento el caudal de filtración es 190l/h/m (entre 1.6 y 2.7 l/seg). La superficie de deslizamiento que causa la falla es circular y profunda, alcanzando a interesar al material aluvial.

4.3.3 *Caso 2*

En este caso se prueba el efecto que tiene el utilizar un juego de parámetros diferente para la curva de retención y permeabilidad relativa de las colas de playa. Se adopta el juego de parámetros obtenidos del ajuste de los datos de campo (indicados entre paréntesis en la Tabla 5). Esto implica suponer un valor de entrada de aire de las colas de playa de *AEV*=80 kPa. Es decir, un material con granulometría más fina y por ello con mayor capacidad de producir ascenso capilar. Las condiciones de contorno aplicadas tanto en régimen estacionario como en el transitorio son idénticas a las del Caso 1.

Los resultados en régimen estacionario muestran una situación muy similar a la obtenida en los casos anteriores en cuanto a la forma y distribución de las equipotenciales, posición de la superficie freática y caudal de filtración. Sin embargo, cuando se analiza el resultado en régimen transitorio (Figura 14.c), se ve que la sobreelevación de la superficie freática ocurre con mayor rapidez y por ello la desestabilización del talud se alcanza en menos tiempo, a 17 horas de iniciada la inyección de agua. La causa de este efecto se puede deducir de la comparación de las Figuras 15.a y 15.b, que muestran la distribución del grado

de saturación de los materiales al final del análisis en régimen estacionario para el Caso Base y el Caso 2, respecti vamente.

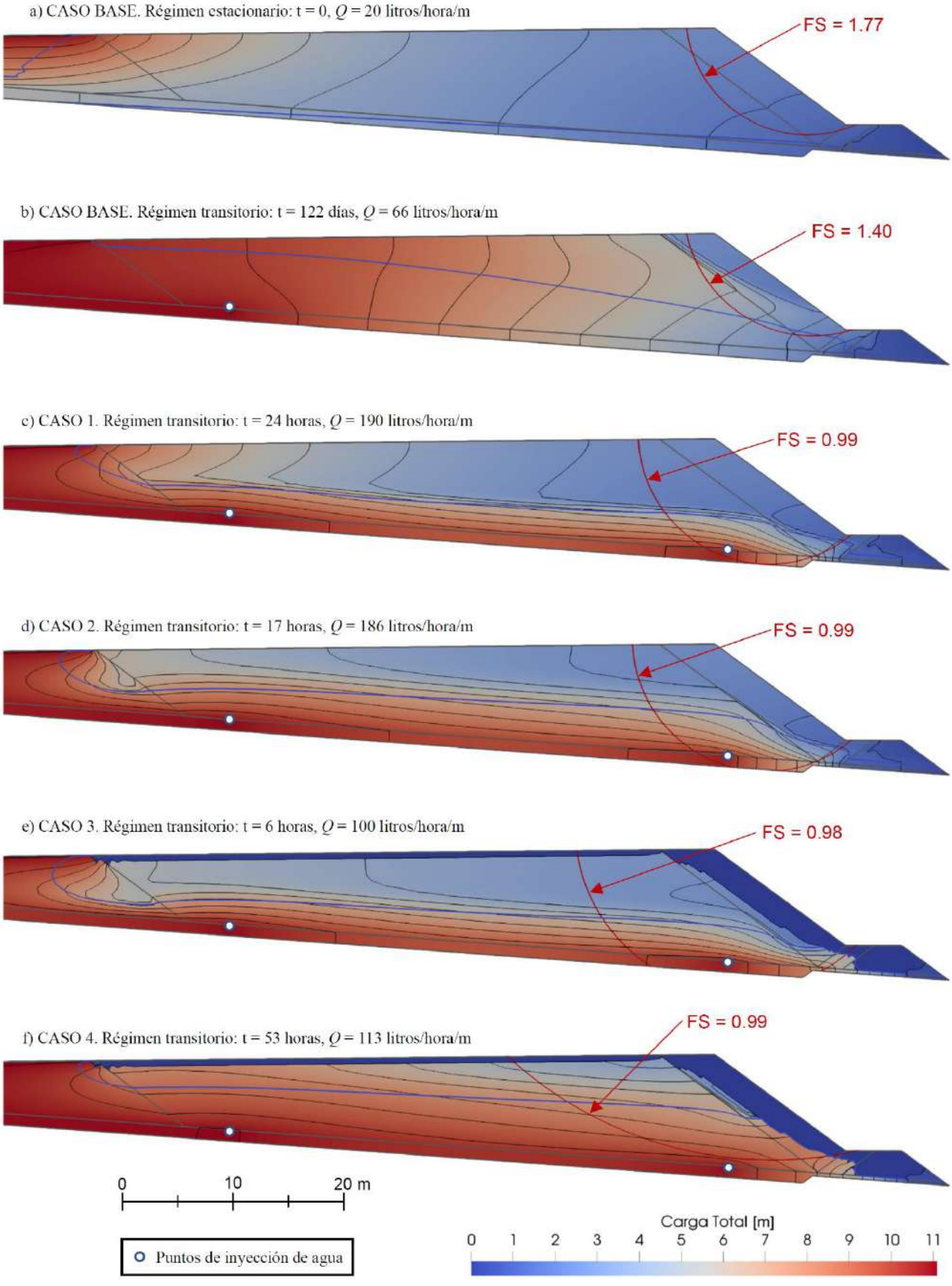


Figura 14. Resultados del análisis de los cinco casos analizados. a) Régimen estacionario del Caso Base. b) hasta e) Régimen estacionario. Para cada caso se indica el tiempo transcurrido desde el inicio de la inyección de agua hasta la falla, el caudal de filtración por metro de ancho (Q), la distribución de carga hidráulica total (equipotenciales), la superficie freática, la superficie de deslizamiento crítica y su factor de seguridad.

La mayor capacidad de ascenso capilar de las colas de playa hace que, en la condición precedente a la falla, este material ya se encuentre en una condición próxima a la saturación. Entonces, basta con un volumen adicional de agua relativamente pequeño para que se alcance la saturación y con ello que el nivel freático suba rápidamente.

4.3.4 *Caso 3*

En este caso se analiza el efecto de la interacción de las colas con la atmósfera. Esto se hace cambiando la condición de contorno aplicada a todas las superficies en contacto con la atmósfera, excepto la escollera del dique inicial. El resto de las condiciones de contorno se mantienen idénticas a las del Caso 2, tanto para el análisis en régimen estacionario como en régimen transitorio.

La interacción con la atmósfera se simula de una manera simplificada, aplicando una condición forzada con un valor de succión constante que simula la acción de secado a largo plazo que produce el clima árido. El valor se succión adoptado es el de equilibrio con la humedad relativa media anual (31%) y la temperatura media anual (13.6º). Utilizando la relación psicrométrica (Coussy, 1995) con estos valores, resulta una succión total de 155 MPa. Para obtener la succión matricial se debe descontar la componente osmótica, que en las colas mineras puede ser bastante elevada debido a la alta concentración de sales disueltas en el agua de los poros. Mediciones de succión osmótica en colas de minería metalífera con elevado contenido de sulfatos (Rodriguez et al 2021), similares a las de Castaño Viejo, resultan en valores entre 2 y 5 MPa. En consecuencia, la succión matricial adoptada para la condición de contorno es de 150 MPa. Al aplicar una condición de contorno de secado tan intensa, cabría esperar una gran pérdida de humedad en el modelo a través del contorno sometido a secado. Sin embargo, esto no sucede en el modelo y tampoco se verifica en la realidad. En la Figura 15.c puede verse el resultado del análisis en régimen estacionario del Caso 3. El efecto de la nueva condición de contorno es la formación de una capa superficial, de aproximadamente 1 metro de espesor extremadamente seca, sobre las colas de playa. Bajo esa capa o costra, se encuentra una gran masa de colas en condición de cuasi-saturación. De hecho, como se aprecia en la Figura 15.c, la mayor parte del depósito se encuentra en esas condiciones. Esto, lógicamente, lo hace más vulnerable a la inyección de agua desde la tubería de decantación.

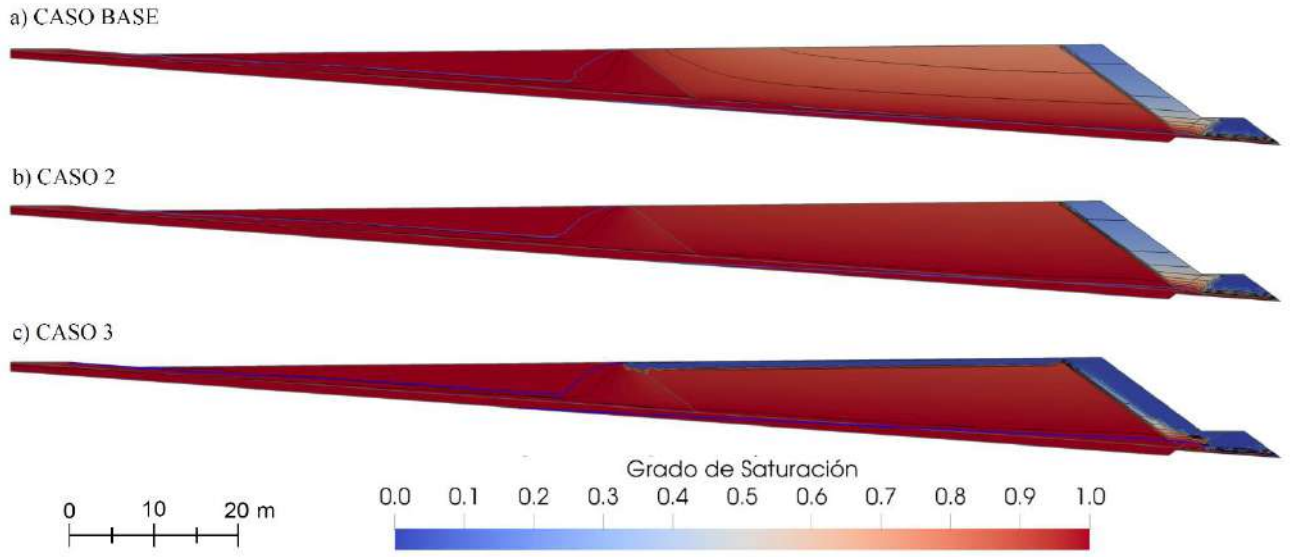


Figura 15. Comparación de la distribución del grado de saturación en régimen estacionario (t = 0) para a) Caso Base, b) Caso 2 y c) Caso 3.

El efecto generado por la condición de secado intenso, se debe a que la permeabilidad de las colas se reduce a valores insignificantes al ser sometido el material a una succión elevada. Físicamente, esto sucede porque la fase líquida pierde su continuidad y por lo tanto el único mecanismo de transporte de agua que sigue actuando es la difusión de vapor, mucho menos eficaz que el flujo líquido. A la vez, la masa de colas encerrada bajo la costra seca continúa siendo humedecida por ascenso capilar desde la superficie freática. La capa o costra superficial se convierte entonces en una envoltura prácticamente impermeable. Puesto que el flujo hacia la superficie queda interrumpido, las colas encerradas por la costra seca se aproximan a la condición de presión hidrostática, es decir la succión está determinada por la altura de la columna de agua hasta el nivel freático y su humedad es la que resulta de su curva de retención (de hecho, la interrupción del flujo es lo que permite utilizar la condición de contorno forzada como condición atmosférica simplificada en este caso particular).

Por otra parte, es interesante notar que todo el volumen de las colas de vertido (arena) se seca casi por completo, actuando también como costra de las colas de playa. La diferencia de comportamiento entre las colas de vertido y las de playa se debe al valor de entrada de aire asumido para cada material, mucho más elevado en el segundo caso. El secado del talud es un factor clave para la estabilidad del depósito en condiciones de operación normal. La configuración del depósito de colas con la costra exterior seca, prácticamente impermeable, encerrando una masa de colas muy húmedas se ha encontrado habitualmente al explorar depósitos de colas abandonados ubicados en zonas de clima árido (Oldecop et al 2011; Rodriguez et al, 2011; 2021).

El análisis de flujo en régimen transitorio y de equilibrio límite del Caso 3 (suponiendo los mismos dos puntos de inyección de agua supuestos en los Casos 1 y 2) indica que la falla del talud ocurriría a las 6 horas de iniciarse la inyección de agua (Figura 14.d).

4.3.5 *Caso 4*

Los casos anteriores muestran lo rápido que pudo alcanzarse la condición de inestabilidad del talud y por lo tanto el gran peligro que entraña un mal de funcionamiento de una tubería de decantación como la que se utilizaba en el caso estudiado. Entre más rápido se desarrolla un proceso de falla, menos posibilidades

tiene el operador de detectar el peligro y tomar medidas correctivas o de mitigación de la emergencia.

Sin embargo, es interesante notar que las superficies de deslizamiento obtenidas hasta aquí no reproducen con precisión la que surge de los relevamientos de campo. En efecto, las superficies obtenidas en los casos 1 a 3 tienen su parte más profunda en el material aluvial. Esto es esperable ya que es justamente el aluvial en dónde se desarrolla más rápidamente la burbuja con elevadas presiones de poro al ocurrir la fuga del conducto. Sin embargo, el relevamiento topográfico sugiere que la superficie de deslizamiento tiene su valle aproximadamente a 50 cm por arriba del contacto entre las colas y el aluvial. Una causa de esta aparente discrepancia puede ser el efecto tridimensional. Una superficie de deslizamiento más profunda tiene una mayor contribución de la resistencia lateral, por lo que su deslizamiento pudo quedar impedido.

Este efecto se analiza en el Caso 4, en el que se impiden todas las superficies que se desarrollan por debajo de un plano paralelo al fondo del depósito, ubicado 50 cm por arriba del contacto entre las colas y el aluvial. Todas las demás condiciones del análisis son idénticas a las del Caso 3.

El resultado del análisis en régimen estacionario es, lógicamente, idéntico al del caso anterior. El análisis en régimen transitorio y de equilibrio límite (Figura 14.e) muestra que la falla ocurre 53 horas después de haberse iniciado la inyección de agua desde el conducto de decantación. La superficie de deslizamiento crítica tiene una geometría notablemente parecida a la relevada en el sitio. Es justamente el hecho de que el desarrollo de la falla tome más tiempo que en los casos anteriores, lo que hace que sus consecuencias sean más graves en cuanto a volumen de colas y de agua escapado. Esto es porque el tiempo de inyección más prolongado hace que el nivel freático al momento de la falla se encuentre en una posición más elevada que en los casos anteriores. La masa de colas saturadas por detrás de la superficie de deslizamiento también debió ser inestable, dando lugar al típico fenómeno de deslizamientos sucesivos en superficies retrógradas, que incrementa el volumen de colas que escapa en la avalancha, dando lugar a lo que se conoce como falla de flujo.

5 CONCLUSIONES

Se concluye que es posible y muy probable que el factor disparador de la falla de Castaño Viejo Superior fuera el mal funcionamiento de la tubería de decantación. Este tipo de falla se ha registrado con cierta frecuencia en el mundo. El modelo desarrollado explica cómo pudo haberse desencadenado la falla, lo cual permite comprender lo extremadamente peligrosas que eran este tipo de instalaciones, hoy afortunadamente casi en desuso.

Una conclusión interesante de este trabajo es que las propiedades no saturadas del material (curva de retención y permeabilidad no saturada) pueden tener una influencia determinante para el desarrollo de la falla.

Es importante notar la incertidumbre prácticamente insalvable que supone la caracterización hidráulica de las colas (en particular las de playa) debido a su marcada estratificación, que lo hace un material fuertemente heterogéneo. El asumir que las colas son un material homogéneo, como habitualmente se hace en la práctica profesional, entraña el riesgo de errar por completo en el pronóstico de su comportamiento.

Desde el punto de vista más general de la seguridad de presas de colas mineras, es interesante notar que el proceso de imaginar el mecanismo que conduce a la falla es bastante tortuoso. Esto está íntimamente relacionado la multitud de factores que influye en el comportamiento del depósito, que determinan la condición precedente a la falla. Si bien las presas que se construyen actualmente son muy diferentes a las antiguas, no por ello son menos complejas. El modo de analizar la seguridad de estos depósitos, como muchas otras obras de ingeniería, es básicamente suponer una serie de escenarios o mecanismos de falla, para luego verificar que exista un margen de seguridad adecuado respecto a cada una de las situaciones de falla. Si, como sugiere este trabajo, imaginar mecanismos de falla es tan difícil, lo que puede suceder es que las fallas ocurran por mecanismos que nunca fueron verificados. Dicho de otra manera, las fallas pueden ocurrir (y de hecho ocurren) por un encadenamiento de condiciones y mecanismos que nunca se contemplaron en el proceso de diseño, en general más complejos de lo que es factible para el proyectista imaginar. Esto es justamente lo que se corrobora al examinar algunos casos recientes de falla de presas de colas con resonancia mundial.

4 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen los datos aportados por el Prof. Lucas Garino de la Universidad Nacional de San Juan, Argentina, indispensables para el estudio del caso presentado. También agradecen al Dr. Roberto Rodríguez Pacheco del Instituto Geológico Minero de España por sus ideas que sirvieron de base para este trabajo.

5 REFERENCIAS

Alonso, E., Pereira, J-M., Vaunat, J., Olivella, S. (2010) *A microstructurally based effective stress for unsaturated soils*. Géotechnique 60, No. 12, 913–925.

ASTM (D5298-92). *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper*. ASTM International, West Conshohocken, PA, 1992.

ASTM (D6391-11). *Standard Test Method for Field Measurement of Hydraulic Conductivity Using Borehole Infiltration.* ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.

Beyer, W. (1964). *Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve.* Wasserwirtschaft-Wassertechnik 14(6), 165-168.

Blight, G.E. (1994). *The master profile for hydraulic fill tailing beaches.* Proc. Instn. Civ. Engng., 107, 27–40.

Coussy, O. (1995). *Mechanics of porous continua*. Chichester: John Wiley & Sons.

Devlin, J.F. (2015). *HydrogeoSieveXL: an Excel-based tool to estimate hydraulic conductivity from grain-size analysis.* Hydrogeol J 23, 837–844.

Garino L., Rodari G., Oldecop L. (2017). *Characterization of mine waste materials after 50 years of climate interaction.* Second Pan-American Conference on Unsaturated Soils, Dallas, United States.

Garino, L. (2018). *Estudio del comportamiento mecánico e hidráulico de depósitos de residuos mineros ubicados en zonas áridas.* Tesis Doctoral. Universidad Nacional de San Juan.

Garino, L., Oldecop L., Romero Morales, E., Rodriguez Pacheco R. (2021) *Tailings desiccation process studied in environmental chamber experiment.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering

Hazen, A. (1892). *Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration.* Massachusetts State Board of Health, vol. 24th annual report, pp. 539-556.

Oldecop L., Garino L., Muñoz, J.J., Rodríguez, R., García C. (2011). *Unsaturated behavior of mine tailings in low precipitation areas*. En: *Unsaturated Soils – Alonso & Gens (eds)*, 1425-1430. Taylor & Francis Group, London,

Rodríguez R, García C, Zarroca M, Oldecop, L. (2011) *Características geológicas y geotécnicas de los lodos de flotación de la Sierra Minera de Cartagena-La Unión (SE España).* Boletín Geológico y Minero 122(2): 127–144.

Rodríguez, R., Muñoz, A., Caparrós, V., García, C., Brime, A., Arranz, J., Rodríguez, V., Fernández, F., Alcolea, A. (2021) *How to Prevent Flow Failures in Tailings Dams.* Mine Water Environ 40, 83–112.

Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. & Clifton, A. W. (1996). *Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction.* Can. Geotech. J. 33, No. 3, 379–392.

van Genuchten, M. Th. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.* Soil Sci. Soc. Am. J. 44:892-898.

Desafíos en la Estabilización de la Cascada del Saladillo en el Depto. Rosario, Santa Fe. Caso de estudio de erosión retrogradante.

Challenges in the Stabilization of Saladillo Waterfall in the Rosario district, Santa Fe. A Case Study of Retrogressive Erosion

Virginia Sosa
Universidad Nacional de Rosario, FCEIA, Rosario, Argentina, virsosa99@gmail.com

RESUMEN: El arroyo Saladillo es un límite físico entre la ciudad de Rosario y Villa Gobernador Gálvez. Presenta, en su tramo final de recorrido hacia el río Paraná, una cascada natural en forma de herradura denominada *Cascada del Saladillo*, sometida a erosión regresiva y aún no estabilizada, con un salto aproximado de 15 m, cuyo ancho de base es 65 m. A modo de ejemplo, en el año 2017 tuvo un retroceso durante el mes de enero de 400 m. El arroyo, con un caudal de base de 1 m3/s tiene caudales de diseño para 50 años de 1250 m3/s que, junto a su topografía de llanura y el salto mencionado en suelo hacen que las propuestas de solución resulten además con elevados costos. Por otro lado, su conformación geológica-geotécnica y condiciones hidráulicas, dan origen a procesos complejos de erosión regresiva con caída en bloque evidenciados en numerosos proyectos y soluciones temporarias a lo largo de más de 60 años. En este trabajo se muestra la evolución de la cascada, los estudios y proyectos anteriores y, finalmente, las obras públicas proyectadas en 2021, que se encuentran en ejecución. La particularidad de ser una cascada en suelo del tipo tosca, hace singular este caso y de difícil solución con los antecedentes disponibles de otros casos.

ABSTRACT: The Saladillo Stream serves as a physical boundary separating the city of Rosario from Villa Gobernador Galvez. While it presents a base flow is of 1 m3/s, the discharge uprises to 1250 m3/s for a 50-year return period. As it approaches the Parana River, it features a natural horseshoe-shaped waterfall known as the “Saladillo Cascade”. This waterfall, standing 15 m high and spanning 65 m in width, is exposed to significant forces of retrogressive erosion. As an example of its instability, in January 2017 it experienced a 400-meter retreat. Owing to the flat topography of the area and the presence of the aforementioned water jump, implementing effective measures to halt further retreat poses considerable financial burden. Conversely, the geological composition and hydraulic conditions of the stream foster intricate processes of retrogressive erosion, leading to block failures, as evidenced in various projects and interim solutions spanning over six decades. This comprehensive study showcases the waterfall's evolution, previous studies and projects, along with the ongoing public works planned in 2021. Notably, the unique characteristic of being a waterfall on tosca soil makes this case both distinctive and challenging to address, given the scarcity of comparable precedents from other scenarios.

PALABRAS CLAVE: estabilización - cascada - saladillo - erosión - protección

KEYWORDS: stabilisation - saladillo - waterfall - erosion - protection

1 INTRODUCCIÓN.

El arroyo Saladillo presenta, en su tramo final de recorrido hacia el río Paraná, una cascada natural en forma de herradura denominada Cascada del Saladillo con un salto aproximado de quince metros, cuyo ancho de base es sesenta y cinco metros. Su conformación geológica y condiciones hidráulicas, dan origen a procesos complejos de erosión hidráulica regresiva evidenciada en numerosos proyectos y soluciones temporarias a lo largo de los años.



Figura 1. Vista de la cascada del arroyo Saladillo en relación al puente Molino Blanco en 2017.

Tiene la particularidad de que aún no se encuentra estabilizada y en 70 años aproximadamente lleva un retroceso de más de 1700 m por las características de erosión en bloque, encontrándose en la actualidad a menos de 200 m del puente denominado Molino Blanco que une las localidades de Rosario con Villa Gobernador Gálvez e incluye un tramo de gasoducto, conducto de fibra óptica y otros servicios. El arroyo constituye el límite físico entre las ciudades de Rosario y Villa Gdor. Gálvez.

Rosario es la ciudad más poblada de dicha provincia (1.342.619 habitantes según censo nacional 2022) y la tercera más poblada del país. Sobre la margen derecha del arroyo Saladillo, se encuentra la ciudad de Villa Gobernador Gálvez, que conforma el Gran Rosario, en población es la segunda localidad del conurbano rosarino (80.769 habitantes en censo nacional 2022) y la cuarta de la provincia.

La cuenca del Arroyo Saladillo se identifica de tipo exorreica y responde a la tipología de curso de llanura, con un desarrollo meandroso. Se encuentra ubicada al sur-este de la provincia de Santa Fe, comprendiendo parcialmente los departamentos de Rosario, San Lorenzo, Caseros, Constitución y General López.

Las coordenadas aproximadas del arroyo en sus nacientes son 33° 40’ Sur y 61° 43’ Oeste y en su desembocadura 32° 59’ Sur y 60° 36’ Oeste. Posee una extensión de aproximadamente 3.145 km² y su curso principal tiene una longitud de 145 Km en dirección O–SE a E–NE con una pendiente media de 0,57 m/km. El área comprendida por la cuenca en su tramo alto tiene desarrollo con preponderancia en la actividad agrícola y mientras que en su tramo final atraviesa los mayores centros urbanos de la

provincia. Se enfatizan estos aspectos debido a su marcada influencia sobre los cambios en el escurrimiento ocasionados por canalizaciones y la atención que requieren sus consecuencias sobre el curso de agua y los suelos del valle de inundación en toda la cuenca. Figura 2

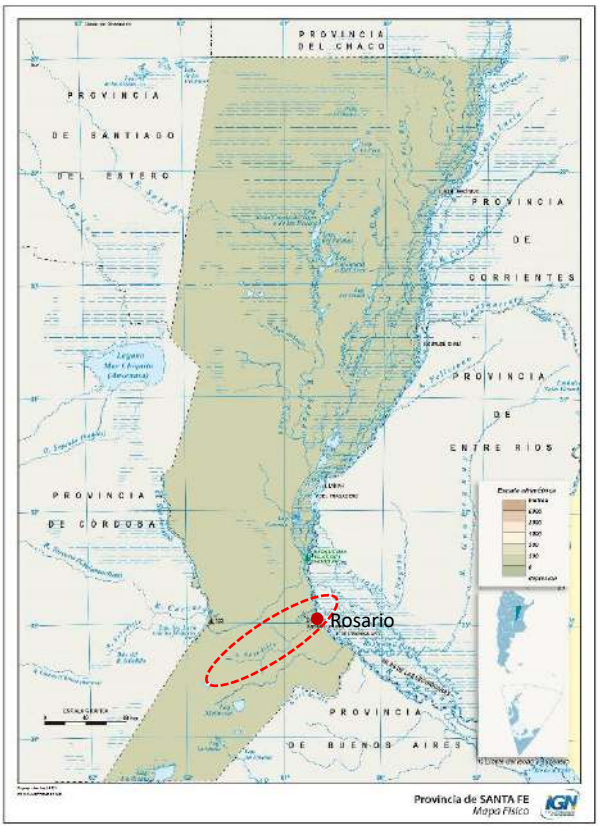


Figura 2. Mapa físico de la provincia de Santa Fe (IGN web) identificando zona de cuenca A° Saladillo.

2 SECUENCIA DE EVENTOS CRÍTICOS SIGNIFICATIVOS

A efectos de alcanzar una mejor interpretación de la complejidad del problema y de su importancia relativa para la región, se tomó una línea histórica, representando los eventos críticos erosivos con su consecuente retroceso de la cascada en imagen satelital. Figura 3.

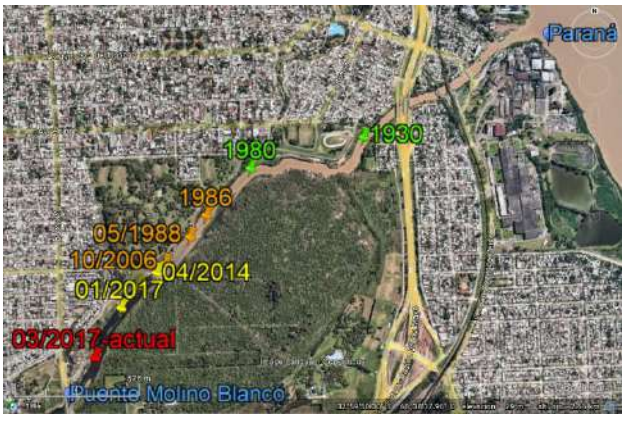


Figura 3. Evolución en el tiempo del retroceso de la cascada del A° Saladillo.

Las marcas responden a diferentes fuentes. Desde 2006 se ha identificado la Cascada en imágenes registradas en Google Earth (marca roja posición actual y amarilla anteriores). Entre 1986 y 1995 se han replicado en color naranja los hitos marcados en el Plano 01 (Diaz, García, & Mallía, 1995). Con anterioridad a esa fecha se utilizaron como referencia, marcas en verde, las imágenes obtenidas del documento elaborado por el Departamento de Hidráulica (ADFI. FCEIA. UNR, 2019)

Sobre el eje del arroyo se han verificado las siguientes distancias aproximadas de retroceso por erosión consideradas significativas:

1986 retroceso de 150 m
1988 retroceso 85 m
2006/2014 retroceso de 24 m
2015 retroceso de 110 m en un solo evento
2017 retroceso durante el mes de enero de 400 m
2017/2020 retroceso de 20 m

En este momento la cascada está ubicada a unos 175 metros aguas abajo del puente Molino Blanco de la calle Ayacucho que comunica la ciudad de Rosario con Villa Gobernador Gálvez.

Llama la atención que la respuesta a la erosión sobre una estratigrafía casi horizontal, no sea siempre la misma ante eventos hídricos similares.

3 SÍNTESIS DEL MECANISMO DE EROSIÓN

El mecanismo actuante en este caso se encuadra en la tipología de erosión regresiva o retrogradante. La caída del flujo de agua, sobre un talud vertical de suelos finos naturales con cementación natural (tosca), impacta sobre el fondo produciendo la remoción de material de la base. Esto provoca la formación de una ménsula de suelo resistente que rompe por su propio peso avanzando hacia aguas arriba en un proceso repetitivo. El salto es del orden de los 10-15 m de altura y 65 metros de base. Figura 4

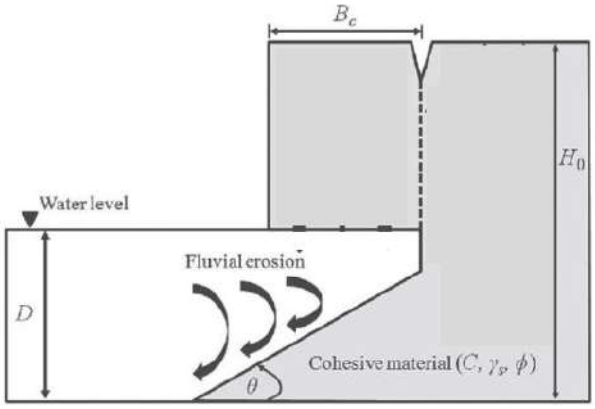


Figura 4. Mecanismo de falla por erosión en ménsula.

Este proceso reconoce causas naturales, asociadas a la ocurrencia de crecidas importantes y además a la presencia de estratos más débiles que los superiores en el lecho del propio arroyo, pero también existen causas antrópicas, fundamentalmente el cambio en los usos del suelo.

4 ANTECEDENTES DE PROYECTOS Y OBRAS

Se han ejecutado diversos proyectos y obras en el tramo que abarca la ciudad de Rosario. Se han desarrollado los proyectos descriptos a continuación, mayoritariamente con apoyo del Consejo Federal de Inversiones (CFI), organismo que desarrolla y pone a disposición de las provincias argentinas herramientas técnico-financieras para su desarrollo. En cuanto a las obras, se hicieron obras parciales, no pudiendo lograr la ejecución completa de ningún proyecto de largo alcance, principalmente

por problemas de financiación, hasta este momento en que hay proyecto ejecutivo en proceso de ejecución.

En 1967 la Dirección Provincial de Obras Hidráulicas (DPOH) de la Pcia. de Santa Fe, realizó el Proyecto de Rectificación del cauce de 9 km de longitud, salvando el desnivel de 12 m en relación con el nivel base del río Paraná mediante tres rápidas de 4 m de salto cada una. En 1970 se ejecutó la obra parcialmente, realizando solo la rápida de la Cascada, con caudal de diseño conducido sin desborde de 300 m3/s. En esta década se produjo una aceleración de la erosión retrogradante, trayendo como consecuencia la profundización del lecho y la anulación del "Brazo Norte" (hoy, brazo seco) con la consecuente concentración de caudal y desde entonces aumento de erosión localizada y de márgenes.

En 1972, en la Universidad Nacional de La Plata (UNLP), se realiza el estudio de cuencas de los arroyos Saladillo con propuesta de tres embalses con vertederos, que produjeran un caudal regulador de los aportes hídricos a 400 m3/s en el tramo canalizado de descarga al río Paraná, sin superar las magnitudes correspondientes a eventos de veinte años de recurrencia.

Sucesivas crecidas fueron retrocediendo la Cascada, estando en el momento de la crecida extraordinaria de 1986, 1000 m aguas arriba de la primera rápida. En 1986 se generó un desplazamiento de 150 m aproximadamente.

En 1987/1988 se ejecutó un nuevo proyecto elaborado por la Dirección de Hidráulica de la Pcia. de Santa Fe antes mencionada, ensanchando y profundizando la canalización, con capacidad 550 m3/s de caudal.

En la crecida de marzo de 1988, cuando el arroyo alcanzó niveles de diseño, se produjo un nuevo retroceso de 85 m.

En 1993/1994 se realizó un nuevo proyecto en la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura (FCEIA) de la Universidad Nacional de Rosario que presentaba un estudio sobre el comportamiento hidráulico con obras conformadas por defensas aguas abajo del puente de la autopista Rosario-Buenos Aires. En particular para la estabilización de la erosión en la cascada se propuso un disipador de energía hidráulica en tramo recto eliminando el salto vertical, con modelación matemática en FCEIA y física efectuada en la Facultad de Ciencias Hídricas (FICH) de la Universidad Nacional del Litoral. En 1995 se ejecutó la canalización proyectada en 1987/1990 por la Unidad Técnica de Inundaciones (UTI) dependiente de la Dirección Provincial de Hidráulica de la Pcia. de Santa Fe, que propone una capacidad de conducción de 1250 m3/s. En el año 2000 la misma unidad de proyecto presenta una adecuación estructural sin cambio en la solución hidráulica. En esta situación se llega con financiamiento del Banco Mundial para licitación de la obra en el año 2010. Sin embargo, se retrasa la obra debido a acciones judiciales interpuestas por organizaciones sociales que expusieron el sentido cultural de la cascada. El Poder Judicial emite sentencia recién en el año 2015 a favor de la Provincia de Santa Fe. Esta demora provoca la consiguiente pérdida del crédito pendiente y caída de la licitación. Luego, con los avances de la erosión durante el año 2016, se superan los límites de tolerancia considerados para lograr funcionamientos hidráulicos eficientes según las recomendaciones de diseño geométrico previsto oportunamente, razón por la cual ya no resulta viable.

El retroceso del salto en los años húmedos 2016/2017 llevan a ejecutar obras provisorias, en carácter de necesidad y urgencia, atentos al alto riesgo de colapso que tiene tanto el puente Molino Blanco de calle Ayacucho (puente vial entre Rosario y Villa Gobernador Gálvez) como otros puentes viales y ferroviarios ubicados aguas arriba entre ellos el de la Autopista Buenos Aires.

En este sentido es que, en 2017, en el ámbito del Ministerio de Infraestructura y Transporte, se decide avanzar con la colocación al pie de la cascada geotubos rellenos con arena del río Paraná que sirvieron para colaborar en el soporte de la cascada aunque no resistieron por completo el jet de agua evidenciando un rendimiento parcial.

En 2018 el Instituto Nacional del Agua (INA) desarrolla un informe denominado Proyecto de obra definitiva para la estabilización de la cascada del A° Saladillo, Análisis de alternativas de estructuras de control de cárcavas. Aguas arriba de la cascada se propone una pantalla anclada tipo muro colado de eje recto, embebida en el suelo a ejecutarse con desvío del arroyo. Aguas abajo se compone de tres opciones bajo el principio de ahogar la cascada en la situación actual y llevar el salto a las obras proyectadas (presa de gravedad de hormigón sobre pilotes, cierre escalonado con pantallas tablestacadas con eje curvo y enrocado). Este estudio no avanza en relación a la financiación por no contar con un proyecto ejecutivo.

En 2020, la Dirección Provincial de Vialidad (DPV-SFE) proyecta, dentro del carácter de urgencia antes mencionado, un vertedero con diez saltos hidráulicos escalonados de 1.00m de altura y 3.00 m de longitud en horizontal cada uno. La materialización de esta obra consistiría en rellenar la zona de salto natural mediante la colocación de capas de relleno de material pétreo de primera voladura con cierres perimetrales conformado por gaviones y colchonetas. Se ha previsto la realización adicional de una pantalla de pilotes secantes de gran diámetro de hormigón armado, a los efectos de garantizar la contención definitiva de la cascada para las condiciones de diseño.

Continuando con esta línea histórica se llega al proyecto finalmente diseñado y en ejecución desde el año 2022 que se describirá en otro apartado específico.

Estos antecedentes se pueden consultar en la Biblioteca del Consejo Federal de Inversiones y en el Centro de Documentación del Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat de la provincia de Santa Fe.

5 PROYECTO EJECUTIVO DE LA OBRA DE ESTABILIZACIÓN CASCADA ARROYO SALADILLO. DISTRITOS ROSARIO Y VILLA GOB. GÁLVEZ, DEPTO ROSARIO, PROV.DE SANTA FE

Tal como se mencionó en el apartado anterior, diferentes proyectos de obra de estabilización de la cascada del arroyo Saladillo se realizaron a lo largo de varias décadas llegando actualmente a una situación crítica que obliga a adoptar acciones en el corto y mediano plazo para ralentizar y/o mitigar el efecto erosivo, dado que la misma se acerca peligrosamente al Puente Molino Blanco mencionado anteriormente.

A partir de la situación planteada con el proyecto anterior licitado en el año 2010, surge la necesidad de elaborar proyectos manteniendo el salto de agua y, en ese sentido, se inician nuevos estudios solicitados por el gobierno de la provincia de Santa Fe, encabezado por el gobernador Omar Perotti desde 2019, a través del CFI.

Durante el año 2021, entre enero y septiembre, se lleva adelante el proyecto ejecutivo denominado en el título de este apartado, desarrollado por la consultora Serman y Asociados SA, con fondos provistos por el Consejo Federal de Inversiones, sobre la base del estudio realizado por el INA en 2018.

La alternativa seleccionada de común acuerdo con el CFI y la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Santa Fe, consistente en tres obras separadas, a saber:

1. Reacondicionamiento estructural de Puente Molino Blanco
2. Protección de la cascada
3. Pantalla de protección de muro colado

Se aclara que una premisa fundamental consistió en dividir el proyecto en dos etapas debido, por un lado a la emergencia por los antecedentes de la fuerza erosiva y por otro, atendiendo al riesgo que corren las obras y conductos existentes, como consecuencia de la cercanía a la posición de la cascada en ese momento. Esta división tiene en cuenta que podría darse un período de tiempo con poca certeza entre las dos etapas. Por ello,

las obras de la primera etapa resultan en parte una solución temporaria y en parte definitiva, mientras que las obras de la segunda etapa son todas de carácter permanente.

La etapa I, comprende actuación sobre la cascada para eventos de menor recurrencia que la de cincuenta años de diseño (Q=650 m3/s) , mientras además se ejecutará un refuerzo en el puente con pilotes adicionales más profundos que los actuales para resistir el evento de diseño.

En la etapa II, se proyecta una pantalla pasiva de eje curvo entre la posición actual de la cascada y el puente con diseño para recurrencia de crecida de cincuenta años (Q=1250 m3/s). Esta pantalla se mantendrá embebida en el lecho hasta tanto se active el proceso erosivo regresivo hasta tocar el frente de hormigón.

De este trabajo se extraen los siguientes párrafos principales, que resumen el estudio y la propuesta final.

6 ANTECEDENTES Y ESTUDIOS

6.1 *Estudios hidráulicos*

En cuanto a los rasgos climatológicos, el clima es templado-cálido y húmedo. Desde el punto de vista hidrometeorológico, presenta un balance de estaciones bien definidas, caracterizadas por un aumento de precipitaciones desde la década del ’70 a 1000 mm anuales, registrándose el 70% aproximadamente en el período primavera-verano. Se manifiesta la presencia de excesos de precipitaciones entre fines del verano y comienzos del otoño y déficits a fines de primavera a pleno verano, caracterizado por grandes variaciones del régimen a través de los años.

A partir del estudio de niveles del río Paraná (Rentería J.P. et al, 2007) se obtuvieron niveles máximos y mínimos que se adoptaron como referenciales para el diseño de las obras de toma. Los datos utilizados cubren el período 1903-2007 y el análisis permite conocer estos niveles del río Paraná referenciados al cero del Instituto Geográfico Nacional (IGN) y, por ende, su afectación sobre la zona de la desembocadura del A° Saladillo. En la configuración final además se han considerado revanchas conservadoras que prevén situaciones hipotéticas de oleaje, erosión y sedimentación en cauce y barranca. Dicho estudio indica una variabilidad entre 2,65 m cota IGN mínimo y 10,5 m cota IGN para un período de recurrencia de 100 años. En este proyecto se tomaron los niveles 4.20 m y 8.25 m, como los niveles estimados a considerar como condiciones de borde aguas abajo del arroyo Saladillo. Resentan porcentajes acumulados del orden del 3% y 97%, respectivamente, encontrándose en el 3% extremo de la curva de permanencia siendo los propuestos por la Secretaría de Recursos Hídricos de Santa Fe para ser analizados.

Del análisis actualizado y los estudios precedentes, se puede indicar que el caudal base del A°. Saladillo es de 1 m3/s (Basile y Riccardi, 2017). Se definen los siguientes caudales para diseño:

Diseño etapas Constructivas: Q= 200 m3/s

Diseño Protección Cascada: Q= 650 m3/s

Diseño Pantalla y Puente remodelado: 1.250 m3/s *(TR= 50 años)*

Caudal de verificación 1.500 m3/s (TR= 100 años)

El modelo hidrodinámico utilizado para la evaluación del comportamiento hidráulico en el tramo A° Saladillo fue el denominado TELEMAC-MASCARET (Hervouet, 2007).

Para el acondicionamiento del modelo bidimensional, se corrió primeramente el modelo unidimensional HEC-RAS completo en la zona de estudio (HEC-RAS, 2010).

Se plantearon escenarios simulados basados en los criterios de representatividad hidrodinámica para la condición natural (o actual) Escenario I, las condiciones de alternativas de obras Escenario II y una última condición hipotética futura de retroceso de la cascada Escenario III.

En figura 5 se puede observar la importancia del salto para área de llanura y en la Figura 6 la representación de las velocidades de escurrimiento en el modelo hidráulico.

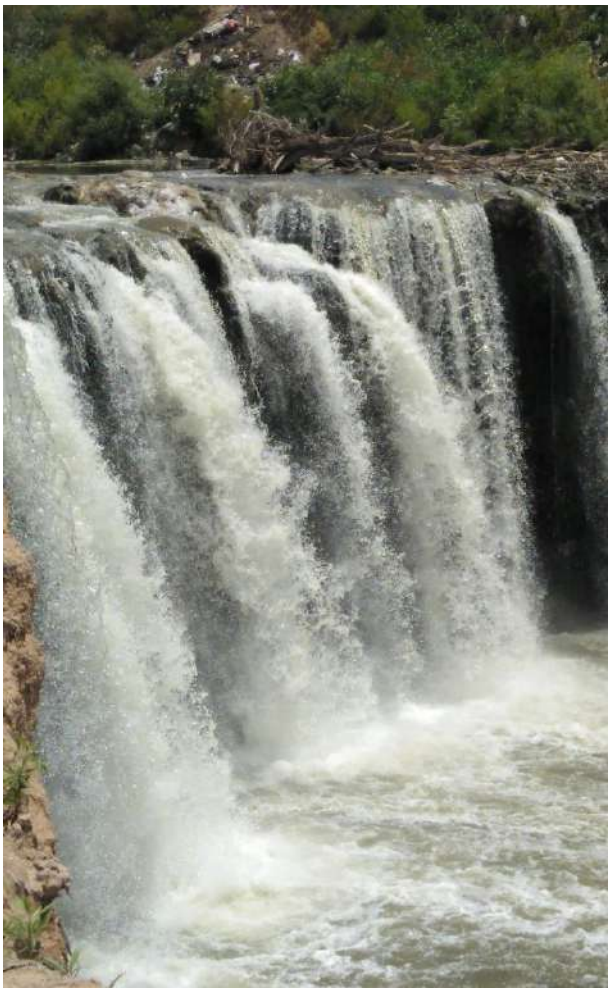


Figura 5. Vista de la cascada del arroyo Saladillo desde margen izquierda en 2021.

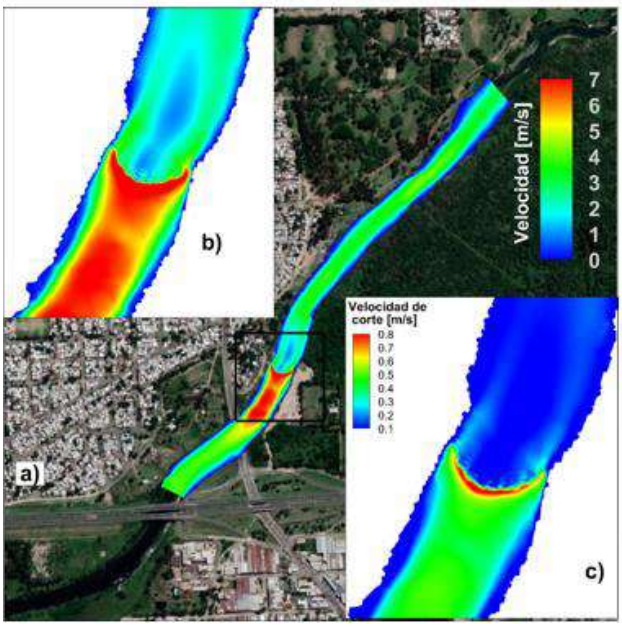


Figura 6. Escenario I. Q=1250 m3/s H= 11.92m. a) Velocidades medias en la vertical en todo el dominio computacional y; b) la región aledaña a la Cascada; y c) Velocidad de corte media en la vertical sobre la región de la Cascada.

De los estudios se estimó una cota del lecho socavada durante la crecida de -0,1 m IGN y una cota mínima de equilibrio para cascada fija de -2,8 m IGN para Q=1250m3/s y de -3.4 m para Q=1.500 m3/s.

El modelo morfodinámico de erosión retrogradante propuesto por Basile y Riccardi (2017) ERCAS-SC (Erosión Retrogradante CAScadas-Suelos Cohesivos), simula satisfactoriamente los principales procesos que gobiernan la evolución temporal del mecanismo de colapso masivo de cascadas en suelos cohesivos.

El modelo contempla el efecto morfodinámico combinado de la erosión efectiva del lecho al pie de la cascada, la socavación de la base por el vórtice de retroceso, la profundidad de la grieta de tracción, el contenido de agua en el suelo y el mecanismo de colapso masivo por inestabilidad geotécnica asociada a falla por ménsula (cantilever).

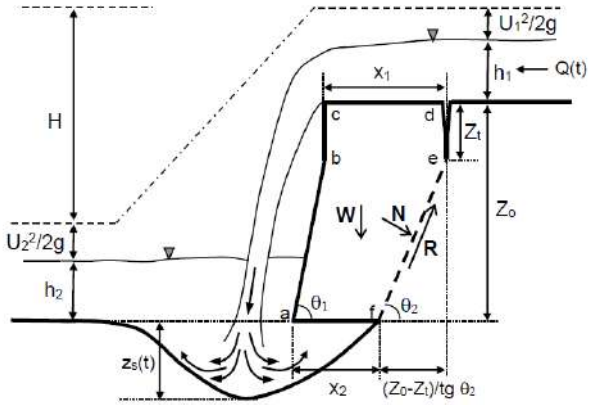


Figura 7. Esquema utilizado para describir el fenómeno de la rotura de cascada (Basile y Riccardi, 2017).

Este modelo fue calibrado y validado por los autores, utilizando seis crecidas observadas en el Aº Saladillo, para las cuales se contó con las correspondientes migraciones aguas arriba que experimentó la cascada. Durante una crecida, la erosión de equilibrio se alcanza generalmente si la duración (permanencia de caudales) es suficiente como para que la hoya de erosión entre en régimen o equilibrio. De las seis crecidas del arroyo, tres se utilizaron para la calibración del modelo y las tres restantes para la validación.

En general, se observa que la profundidad de erosión efectiva durante la crecida, va aumentando en el tiempo hasta alcanzar en forma asintótica un valor máximo, inmediatamente después que transita el pico del hidrograma, y se detiene cuando su valor es igual a la profundidad de erosión de equilibrio correspondiente a un cierto caudal de la rama descendente del hidrograma.

Se muestra en la Figura 8 la evolución temporal del desplazamiento aguas arriba L(tiempo) de la cascada, correspondiente a la simulación de una de las crecidas (Q=260 m3/s):

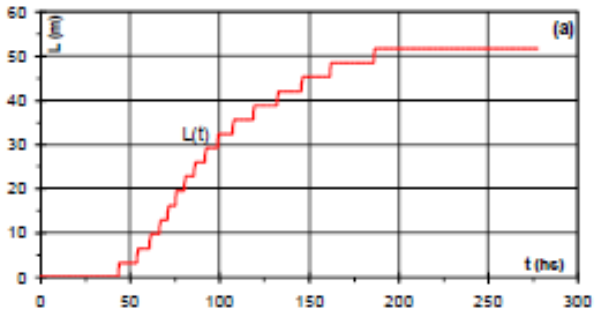


Figura 8. Evolución de desplazamiento del frente de cascada durante un evento de crecida simulada (Q=260 m3/s).

La primera conclusión que surge del trabajo es que el proceso de erosión retrogradante se inicia en el rango de caudales picos de 260 m3/s-320 m3/s. La segunda conclusión es que de ocurrir una crecida con un caudal de 686,9 m3/s y una de 505,5 m3/s (ambos eventos ocurridos en fechas 08/08/2015 y 24/12/16, respectivamente), la Cascada podría moverse hasta alcanzar y superar la zona del puente Av. Ayacucho, con un retroceso superior a los 300 metros.

6.2 *Estudios geológicos*

6.2.1 *Perfil geológico*

La geología regional ha sido ampliamente estudiada en el Instituto de Fisiografía y Geología de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario. El perfil geológico realizado por el Dr. Alfredo Castellanos (Castellanos A., El Subsuelo de Rosario, 1939) constituye el punto de partida para cualquier estudio estratigráfico de magnitud que se quiera llevar a cabo en esta zona. Figuras 9

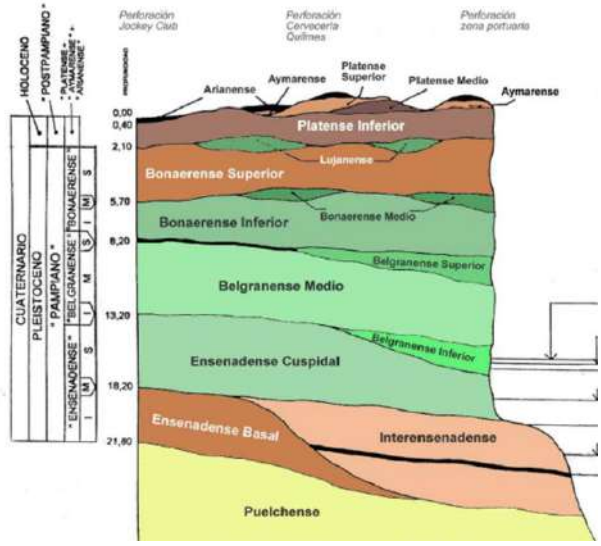


Figura 9. Perfil litológico Rosario. (Castellanos, 1939).

En la publicación del Instituto de Fisiografía y Geología Dr. Alfredo Castellanos, Estratigrafía geológica de un sector del área de influencia del Gran Rosario, se presenta un estudio litológico del arroyo Saladillo, entre otros de la zona



Figura 10. Perfil litológico transversal Brazo Sud A° Saladillo. (Castellanos, 1944).

Se extraen algunos párrafos, a fin de comprender el movimiento de la Cascada en estudio (Castellanos, 1980):

"Su lecho ha sido, posiblemente, excavado en los últimos tiempos del Ensenadense cuspidal, por medio de las corrientes Belgranenses (capas L, k y J), muy abundantes en esa época y el arroyo debió tener origen en el oeste, en los límites con la provincia de Córdoba. La erosión ha sido intensa, a tal punto, que incidió todo en Ensenandense cuspidal.

"Brazo Sud (Figura 10): ...en el lecho, y al pie de su barranca, aparecen los sedimentos pertenecientes al Belgranense representados por limos y arcillas pardo-rojizas (capa K), ofreciendo una estratificación inclinada hacia la vaguada del arroyo. Esta capa constituye la terraza inferior del valle del citado curso de agua. Más arriba, formando parte de la base de la terraza media se halla la capa J del Belgranense superior. Cubren estos sedimentos, en discordancia, formando la cumbre de la terraza media la capa G correspondiente al Platense y al Cordobense (capa C) de 0.50m de espesor, formado por un limo arcilloso de color pardo-rojizo, sin carbonato de calcio. Por último, más arriba, aparece el Aymarense (capa B) de 0.20 m de espesor, formado por una mezcla de arcilla rojo-parda, procedente, posiblemente, del estrato inferior, con otra negra, con arena fina y bastante sustancia orgánica. La terraza superior tiene como sedimento más antiguo el Bonaerense inferior que no aflora por estar cubierto por el Bonaerense superior y que aparece al pie de la terraza. Este horizonte (capa G) que tiene un espesor de 1.50 m, está formado por un limo arcilloso, de color pardo-rojizo, con abundantes manchas negro-azuladas de vivianita y otras negro-mate de bióxido de manganeso. Limitando exteriormente el valle de se destacan pequeñas barrancas del Platense (capa E) y del Nonense o su equivalente, representado por fangos gris-negros.

Es interesante mencionar la descripción del Belgranense medio, puesto que podría ser un estrato susceptible de erosionarse. Está compuesto por arcillas gris rojizo claro, con presencia de toscas en nódulos y tabiques. Se rompe en poliedros debido posiblemente a su contenido de vivianita (fosfato de hierro hidratado), abundante a medida que aumenta su profundidad.

Este mineral está relacionado directamente con la plasticidad de los suelos. Sobre su techo corre la primera napa de agua dulce, que desaparece antes de llegar a la barranca del río. Esta capa se encuentra entre otras dos de características similares, Belgranense superior e inferior, que se componen de margas arcillosas verdes palustres o lacustres.

Resulta de utilidad analizar la capa del Interensenadense, con margas y arcillas verdosas, con arenas finas herrumbrosas en capas de espesor variable, en la cual transcurre la segunda napa de agua. Se describe que en un estudio macroscópico muestra gran cantidad de cristales de cuarzo de arena fina, con material fino cohesivo como cementante (Clasificación SUCS arena con matriz arcillosa SP-SC en la parte superior y arcillas arenosas CL en la parte inferior). La posición de esta capa podría evaluarse junto con los estudios geotécnicos y batimétricos a efectos de comprobar su posibilidad de erosión en proyecto a desarrollar.

6.2.2 *Origen geológico de la cascada*

En la publicación Dislocaciones en el área del Gran Rosario (Pasotti, P. 1982) se estudia un sector de la llanura pampeana de la provincia de Santa Fe, surcado por seis fallas paralelas entre sí que originaron bloques tectónicos angostos y alargados en los que se formaron cinco cuencas hidrográficas que corresponden a los arroyos San Lorenzo, Ludueña, Saladillo Frías y Seco.

El área estudiada forma parte del máximo de un pliegue de gran radio de curvatura, que se fracturó en una sucesión de bloques tectónicos paralelos entre sí que se movieron de un modo diferencial dando la morfología actual (Figura 11).

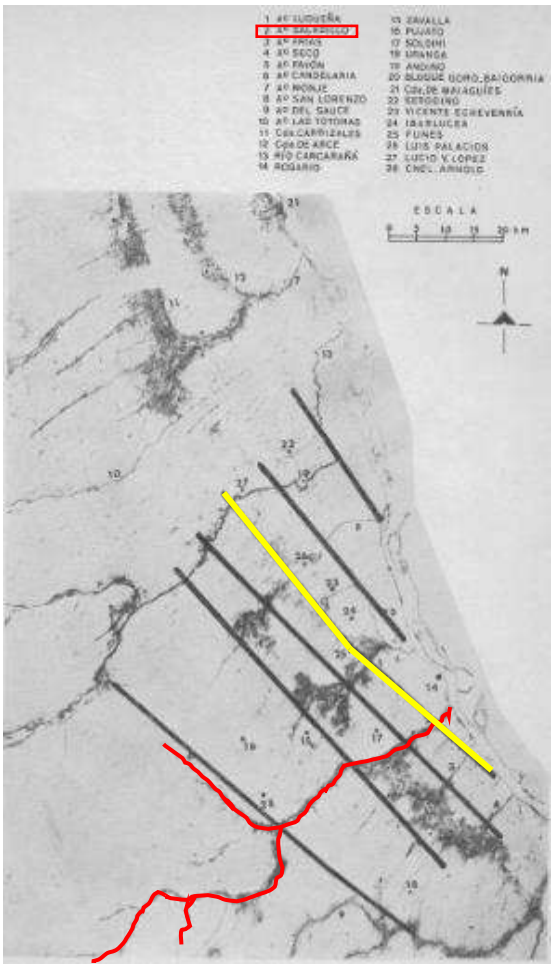


Figura 11. Vista de las 6 fallas y cuencas. (Pasotti, 1982).

Pueden observarse a continuación en la Figura 12, las imágenes de los saltos en el A° Saladillo y A° Pavón que corresponden a la misma falla geológica.

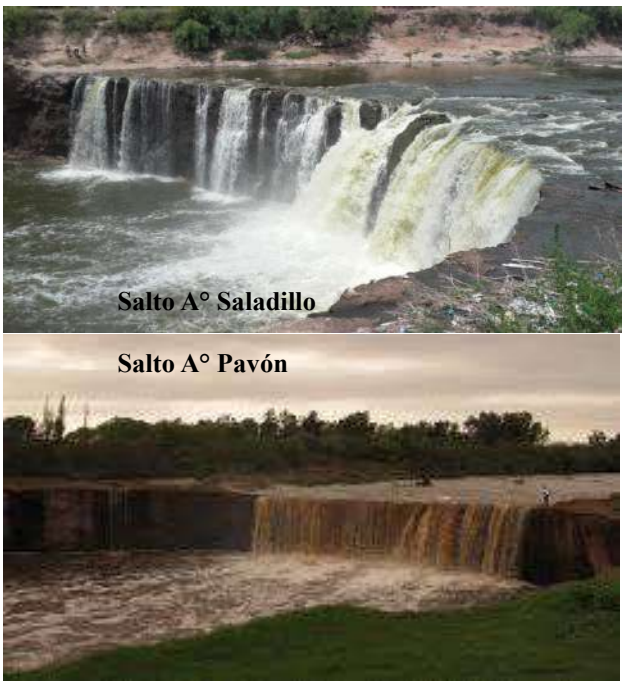


Figura 12. Vista de saltos de A° Saladillo y A° Pavón.

6.3 *Estudios geotécnicos*

A lo largo de los años se han ejecutado varios estudios en la zona correspondiente al A° Saladillo comprendida en el tramo final, en particular como estudio básico para los diferentes proyectos y obras hidráulicas, viales o de control de erosión retrgresiva de la Cascada.

1986, Marzo. Estudio de suelos para fundaciones. Puente sobre A° Saladillo. Calle Ayacucho. Rosario – Ing. Eugenio Mendiguren

1986, Agosto. Informe Estudio Geotécnico de Torres y Vercelli

2016. - Grupo CH, Ing. Virginia Sosa. Estudio Geotécnico. Protección lecho y Puente A Saladillo. Avda Circunvalación y Ayacucho. Rosario

2018, Noviembre. INA. Informe: Estudio Proyecto de Obra Definitiva para la Estabilización de la Cascada del Arroyo Saladillo. Rosario. Provincia Santa Fe.

Para el desarrollo del Proyecto ejecutivo en estudio se ejecuta una nueva campaña en 2021 por parte de la empresa Torres y Vercelli, en localizaciones ajustadas a los sitios de obras, si bien la decisión de reforzar el puente o hacer uno nuevo no estaba definida todavía. Figura 13

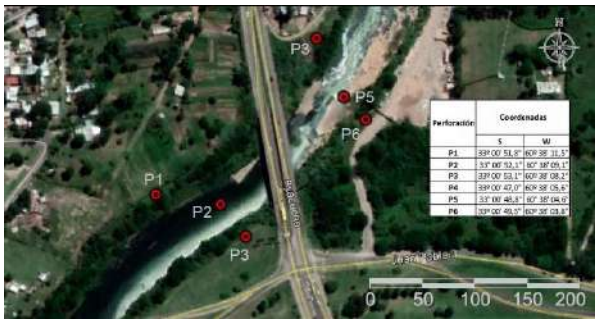


Figura 13. Ubicación de sondeos campaña 2021.

Se identifican seis estratos en general, con las siguientes características descriptivas identificando dos secciones transversales aguas arriba y aguas abajo del puente en calle Ayacucho (Tabla 1 y Tabla 2)

Tabla 1: Estratigrafía perfil aguas arriba de puente Ayacucho.

SUELO	DESCRIPCIÓN
A	Arcillas y limos Suelo superficial arcilloso, ubicado sobre las márgenes del arroyo. Raicillas en superficie. Consistencia relativa media a firme.
B	Limos Fuerte cementación calcárea errática. Toscas y tosquillas. Zona de alta plasticidad y consistencia firme en P3 entre +15,00 m. y +13,00 m. Consistencia relativa muy firme a dura.
C	Limos arcillosos Zonas de consistencia dura, particularmente en P3. En general presenta menor consistencia que el estrato B. Consistencia relativa firme a muy firme.
D	Arena fina limosa o limo arenoso no plástico. Lentes limo-arcillosas de espesor menor o igual a 2,00 m., en general de consistencia muy firme o dura. Densidad relativa muy densa.

Tabla 2: Estratigrafía perfil aguas abajo de puente Ayacucho.

SUELO	DESCRIPCIÓN
A	Arcillas y limos Suelo superficial arcilloso, ubicado sobre las márgenes del arroyo. Algunas concentraciones calcáreas y tosquillas. Raicillas en superficie. Consistencia relativa muy firme a dura.
B	Limos Fuerte cementación calcárea errática. Toscas y tosquillas. Zonas no plásticas en P5. Consistencia relativa dura a muy dura.
C	Limos arcillosos Manchas negras y verdosas. Zonas de transición en los contactos con los estratos B y D. En general presenta menor consistencia que el estrato B. consistencia relativa firme a dura.
D	Arenas limosas. Zonas grises y ferruginosas. Densidad relativa muy densa.
E	Arcillas limosas. Estrato arcilloso de espesor, plasticidad y posición variable. No es posible asegurar su continuidad en todo el perfil. Consistencia relativa dura a muy dura.
F	Arena limosa con algunas zonas arcillosas. Densidad relativa muy densa.

7 PROYECTO OBRAS ETAPA I

En esta etapa se diseñan diferentes obras: en primer lugar el refuerzo de la cimentación del puente Molino Blanco mediante la incorporación al sistema de pilotes de refuerzo a cotas más profundas que las que tiene actualmente.

Sobre la cascada se proyecta intervenir colocando un enrocado al pie de esta pero también realizando una mejora zonificada del terreno mediante la ejecución de Jet Grouting por detrás del salto, a una distancia fuera del alcance del tratamiento. Adicionalmente se completa con la protección contra erosión superficial de taludes en márgenes y debajo del puente.

Se muestra a continuación de manera sintética lo proyectado.

7.1 Refuerzo de cimentación del puente molino blanco

El estudio de la situación previa muestra que es necesario reforzar la cimentación del puente debido a que la cota de cimentación actual resulta insegura ante un proceso de erosión retrogradante que afectara el puente.

7.1.1. Parámetros geotécnicos para diseño de cimentación de puente Molino Blanco

Para el diseño de la cimentación de refuerzo del puente en estudio se proponen propiedades físicas y parámetros geotécnicos relevantes indicados en las Tabla 3, Tabla 4 y Tabla 5. Una representación del perfil transversal se puede ver en la Figura 14.

Tabla 3: Propiedades físicas relevantes de suelos para diseño de estructuras de cimentación en contacto.

PROPIEDADES FÍSICAS PARA DISEÑO					
SUCS	Descripción Consistencia/Dr	Cotas [m]	Plasticidad	e min e max	Peso Unitario γ [KN/m3]
A CL/CH/ML/MH	Arcillas y Limos Medio firme	22.00 19.50	Variable	0.6 1.2	19.0
B ML	Limos Firme a muy dura	19.50 9.00	Baja	0.5 1.0	19.0
C ML/MH/CL	Limos arcillosos Firme a dura	9.00 -1.00	media a alta	0.6 1.2	18.5
D SM/ML	Arenas limosas Muy densa	-1.00 -25.00		0.4	20.0

Siendo:
e: Relación de vacíos (mínima y máxima)
γ: Peso unitario saturado
cu : cohesión en condición no drenada (φu=0)
c' / φ' : parámetros de corte en condición drenada
E': módulo de deformación drenado medio (Mohr-Coulomb)
E50: módulo de deformación correspondiente al 50% de la tensión desviadora de rotura
Eu: módulo de deformación inicial

Tabla 4: Parámetros mecánicos relevantes de suelos para diseño de estructuras de cimentación en contacto.

PARÁMETROS MECÁNICOS						
SUCS	Descripción Consistencia /	Cu [KPa]	C' [KPa]	φ' [°]	E' / E50 [MPa]	Eu [MPa]
A CL/CH/ML/MH	Arcillas y Limos Medio firme	40	15	31	40 35-50	90-100
B ML	Limos Firme a muy dura	80	35	32	100 80-100	200-230
C ML/MH/CL	Limos arcillosos Firme a dura	90	20	28	60 60-80	150-170
D SM/ML	Arenas limosas Muy densa		0	36	100 90-100	220-250

Tabla 5: Tensiones admisibles de suelos para diseño de cimentaciones en puente.

RESISTENCIA SUELO PARA CIMENTACIONES						
SUCS	Descripción Consistencia /	Cotas [m]	N SPT	Pilotes resistencia admisible		
				q fuste [KPa]	q punta [KPa]	Kh [MN/m3]
A CL/CH/ML/MH	Arcillas y Limos Medio firme	22.00 19.50	5 10			
B ML	Limos Firme a muy dura	19.50 9.00	10 45			50/B
C ML/MH/CL	Limos arcillosos Firme a dura	9.00 -1.00	15 40	15		35/B
D SM/ML	Arenas limosas Muy densa	-1.00 -25.00	> 50	35	2600	15 z/B

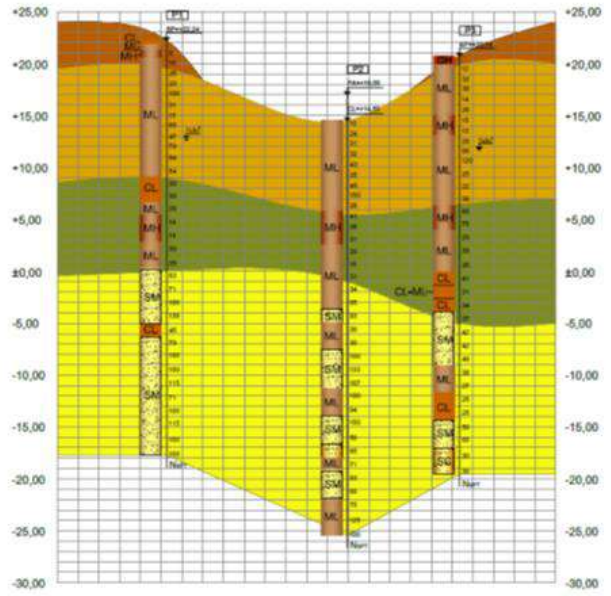


Figura 14: Perfil geotécnico P1-P2-P3.

7.1.2. Proyecto de cimentación de refuerzo

El puente vial existente está conformado por cuatro tramos de estructura de hormigón armado, marcadamente oblicuos, apoyado sobre dos estribos extremos y tres pilas centrales. Está compuesto por dos estructuras independientes, una para cada sentido de circulación. Cada una tiene una longitud total de 103.60 m y un ancho de 11.08 m. Figura 15

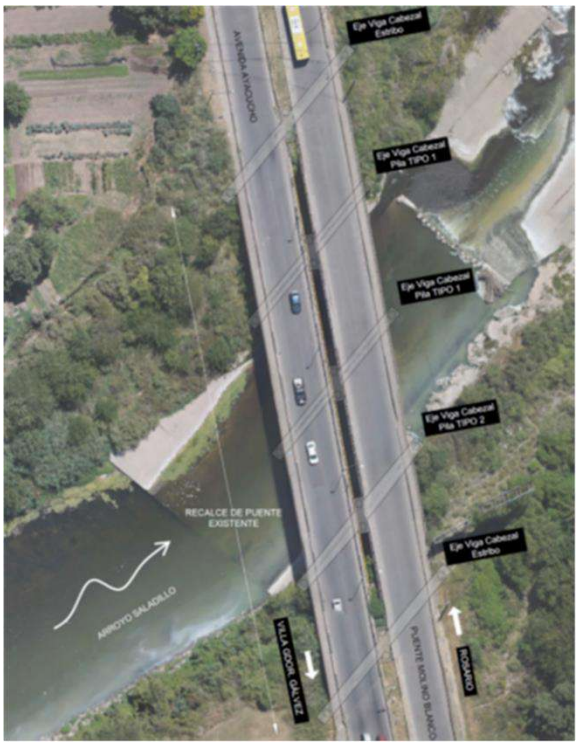


Figura 15. Vista del puente Molino Blanco.

El tablero del puente está compuesto por cinco vigas 'T' pretensadas de 1.45 m de altura y unidas entre sí en sus alas superiores mediante una losa de 0.18 m de espesor. En el caso de las pilas, las vigas apoyan sobre un dintel con sección trapecial, de altura 1,20 m, base inferior de 1.30 m y base superior de 1,60 m, con una longitud de 12.30 m.

Mientras que en los estribos el dintel tiene una sección rectangular de 1,70 m de ancho, 1.00 de altura y 13.45 m de longitud, con un tabique de contención de 0.25 m de espesor y altura variable entre 1.13 m y 1.27 m sobre el dintel. Cada dintel se apoya sobre dos pilotes de 1.20 m de diámetro, separados uno del otro 8.20 m en un lado y 7.96 m en el otro. La distancia entre dinteles es de 25.90 m.

La estructura propuesta de refuerzo de las pilas del puente consiste en una viga cabezal transversal de sección rectangular de 2.20m de base y 2.80 m de altura, con una longitud de 36.70 m. Esta viga se construirá al nivel de terreno (cauce actual) y tendrá una cota superior de hormigón de +15.00m y se apoyará sobre dos pilotes extremos de diámetro 1.50m y, en el centro sobre un cabezal de sección rectangular de 2.00m de base y 2.80 m de altura, y longitud de 7.00 m, el cual se apoyará sobre dos pilotes de diámetro 1.50m.

La viga cabezal de la estructura conectará los cuatro pilotes de la estructura existente y se construirá de manera que reciba las cargas que éstos transmiten, por fricción a través del plano del perímetro exterior de los pilotes con el hormigón nuevo de la viga y colocando anclajes químicos de acero para reforzar la vinculación entre las estructuras. Se trata de hormigones (pilotes y viga) colocados en distintas etapas, además de características diferentes, ambos de densidad normal del hormigón. Los pilotes existentes son de H-21, la viga será de hormigón H-35, la densidad de ambos aproximadamente 2.50 t/m3.

La cota de fundación de los pilotes será -12.00 m IGN para las tres estructuras, un estribo y dos pilas, ubicadas desde el centro del cauce hacia la margen izquierda, y de -16.00 m IGN para las dos estructuras, un estribo y una pila, ubicadas hacia la margen derecha.
Se observan a continuación en figuras 16 y 17, los esquemas en planta y vista de los refuerzos

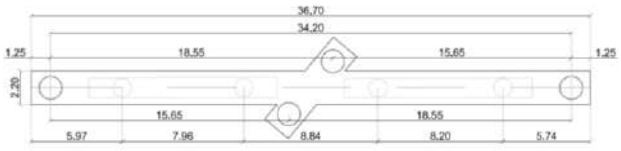


Figura 16. Planta de vigas pila.

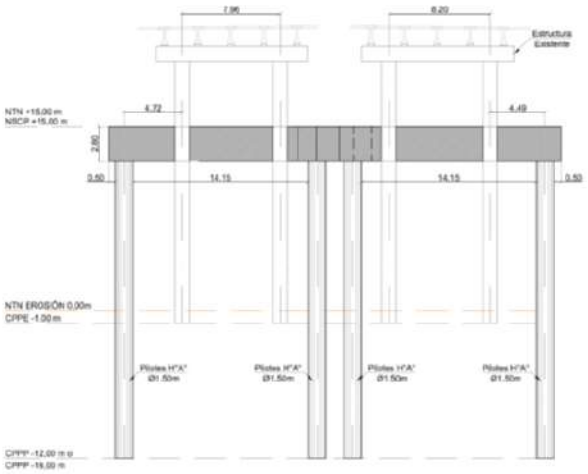


Figura 17. Vista frontal de pila.

Complementariamente al refuerzo de las cimentaciones del puente Molino Blanco, se protegerán los estribos mediante manta flexible compuesta por bloques de hormigón adheridos a geotextil tejido.

Para ello se necesita reconstruir el talud de ambas márgenes con una inclinación máxima de 1V:4H desde el borde de la losa existente hasta el nivel inferior de cabezal de estribo existente también.

7.2 Protección de la cascada

El escurrimiento natural del arroyo Saladillo se concentra en el talweg. Al llegar al salto hidráulico se desencadena un proceso de erosión que luego se va trasladando hacia las márgenes. Esto genera un frente de descarga tipo arco cóncavo hacia aguas arriba. La caída libre del flujo en la zona del salto impacta directamente en suelo natural del cauce yacente al pie de la restitución de la cascada donde se genera una fosa de socavación en la que se disipa toda la energía del salto hidráulico, desarrollándose corrientes secundarias del agua con alta turbulencia, en todas las direcciones.

Al encontrar suelos menos resistentes estas corrientes secundarias socavan el pie de la pared de la cascada con formas típicas de "anfiteatro" o cuevas interiores. A medida que el proceso avanza se genera una especie de Cantilever "ménsula de suelo" superior cuyo peso propio provoca finalmente el deslizamiento en bloque de parte del suelo del sustrato superior del cauce natural del Arroyo Saladillo dando como resultado final un retroceso del frente de la cascada hacia aguas arriba.

Se propone ejecutar esta parte de la obra colocando ordenadamente material de relleno con el objeto de absorber la energía del agua en su capacidad erosiva, de manera tal que el flujo reduzca su erosión sobre el suelo del sustrato. A tal efecto se utilizarán los denominados "cubos modificados" desarrollados por el U.S. Army Corps of Engineers.

A fin de actuar sobre los dos componentes de la erosión (agua y suelo) se proyecta una menjora del terreno en la zona erosionable, aplicando la técnica de Jet Grouting en toda la amplitud de la cascada y en un ancho conservado.

7.2.1. Parámetros geotécnicos para diseño de la protección de la cascada

Para el diseño de la cimentación de la protección de la cascada se proponen propiedades físicas y parámetros geotécnicos relevantes indicados en las Tabla 6, Tabla 7 y Figura 18.

Tabla 6: Propiedades físicas relevantes de suelos para diseño de protección de cascada.

PROPIEDADES FÍSICAS PARA DISEÑO						
SUCS	Descripción Consistencia/Dr	Cotas [m]	Plasticidad	e min e max	Peso Unitario	Permeabilidad k [cm/seg]
A	Arcillas y Limos	21.43	media	0.6	18.5	$1x10^{-6}$
CL/ML/CH	Medio firme a firme	14.00	a alta	1.2		$5x10^{-6}$
B	Limos	14.00	Baja	0.5	19.0	$1x10^{-5}$
ML	Firme a muy firme	6.00		1.0		$5x10^{-5}$
C	Limos arcillosos	6.00	media	0.6	19.0	$5x10^{-5}$
ML/CL/MH/CH	Firme a dura	-5.00	a alta	1.2		$1x10^{-6}$
D / F	Arenas limosas	-5.00		0.4	21.0	$1x10^{-4}$
SM/SP	Muy densa	-19.00		0.6		$1x10^{-3}$

Tabla 7: Propiedades mecánicas relevantes de suelos para diseño de protección de cascada.

PARÁMETROS MECÁNICOS						
SUCS	Descripción Consistencia / Dr	Cotas [m]	N SPT	Cu [KPa] (ϕu=0°)	C' [KPa]	φ' [°]
A	Arcillas y Limos	21.43	5	30	5	26
CL/ML/CH	Medio firme a firme	14.00	20	40		28
B	Limos	14.00	20	60	10	29
ML	Firme a muy firme	6.00	40	80		
C	Limos arcillosos	6.00	15	90	10	28
ML/CL/MH/CH	Firme a dura	-5.00	35	140	20	32
D / F	Arenas limosas	-5.00	>50	--	0	36
SM/SP	Muy densa	-19.00				38

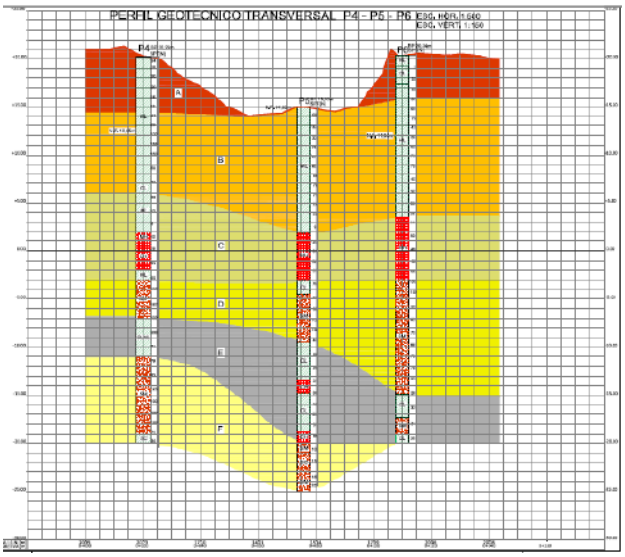


Figura 18: Perfil geotécnico P4-P5-P6.

7.2.2. Diseño de la protección de la cascada

Se efectuó primeramente un diseño de una protección temporaria del pie de la cascada, para una crecida de 650 m3/s de caudal pico, la cual con el ancho actual de 60 metros de vertido, implica un caudal específico "q" igual aproximadamente a 11 m2/s.

Se dimensiona un enrocado (rip-rap) con talud 1:3 para proteger el lecho de la turbulencia generada por el flujo de la Cascada. La densidad de la roca γs se adoptó igual a 2,65 ton/m3.

La formulación de Hartung y Scheuerlein permite calcular una roca del rip-rap con dn50 = 1.2 m para resistir este caudal específico. En caso de que la pendiente sea más tendida (por ejemplo 1:6) bastaría con un dn50 = 1.15 m, pero dada la previsible irregularidad del talud y la escasa influencia del mismo en ese rango de ángulos, se consideró el valor más conservativo.

Existe una zona de transición donde impacta el chorro en caída libre, en donde la velocidad del flujo es muy turbulenta y fluctuante. Se consideró como hipótesis la generación de tirante crítico en este sitio para estimar la velocidad, resultando un tirante de agua igual a 2,3 m y una velocidad media igual a 4,7 m/s. Finalmente se optó por reemplazar el enrocado por el denominado "cubo modificado" del U.S. Army Corps of Engineers, con idéntico comportamiento en términos de resistencia a la erosión, pero con mayor economía constructiva por la posibilidad de ejecutarlo al pie de obra.

La parte inferior de la fosa de erosión se rellenará con bloques cúbicos de menor tamaño, de 0.64 m de lado (0.50 T de peso), a fin de lograr el relleno de la parte más profunda de la fosa cuyo fondo se halla a aproximadamente a cota -3,00m IGN hasta cota +1.00m IGN, y luego continuar con bloques más pesados de tamaño de 1.00 m de lado con pesos promedio de 1.80 toneladas hasta una cota +5.00m ign con pendiente superficial hacia aguas abajo de 1V:6H.

7.2.3. Mejoramiento de suelos detrás de la cascada

La componente de la obra complementaria a la anterior, consiste en una técnica de mejoramiento del terreno por estabilización química. Las propiedades de resistencia y deformación de los suelos, en gran medida dependen sobre todo de su porosidad y de la cohesión entre las partículas que componen la estructura del suelo. La resistencia de los suelos puede incrementarse y su compresibilidad reducirse, cualquiera de los dos, a expensa de la disminución de la porosidad o aumentando la cohesión entre las partículas de la estructura del suelo.

La técnica propuesta se encuentra entre aquéllas que logran un incremento de la cohesión entre las partículas, y consiste en desagregar el suelo por erosión por medio de una inyección radial de fluidos, a alta presión, sustituyendo parcialmente el material erosionado y mezclándolo con un agente de cementación para formar un nuevo material más resistente que el original.

La unidad elemental de una actuación con Jet Grouting es la columna (pseudo-columna). cuyo largo puede ser muy variado, admitiendo ejes con posibilidad de inclinación también diversa.

Este procedimiento se identifica como Inyecciones por tobera y alta presión, pero comúnmente se denominan Jet Grouting.

En este proyecto se diseña una mejora del suelo en zona de erosión, mediante la ejecución de una pantalla de columnas de suelo mejorado por inyección de una mezcla de agua y cemento en profundidad entre la cota +7.0 m IGN y cota -7.0 m IGN, con técnica de Jet Grouting mediante cilindros secantes superpuestos, de 1.0 m de diámetro efectivo y ubicado lo más próximo posible a la cascada con 6 metros de longitud en el sentido del escurrimiento del arroyo por el ancho total del cauce, extendiéndose entre márgenes sobre el ancho necesario hasta llegar a donde el terreno natural alcanza la cota + 20.00 m IGN.

Figura 19

La técnica transforma presión en energía cinética al paso de la lechada por las toberas de salida, de esta manera el chorro o jet creado corta el terreno o material circundante, destruyendo la estructura inicial de éste y creando un nuevo elemento estructural por mezclado.

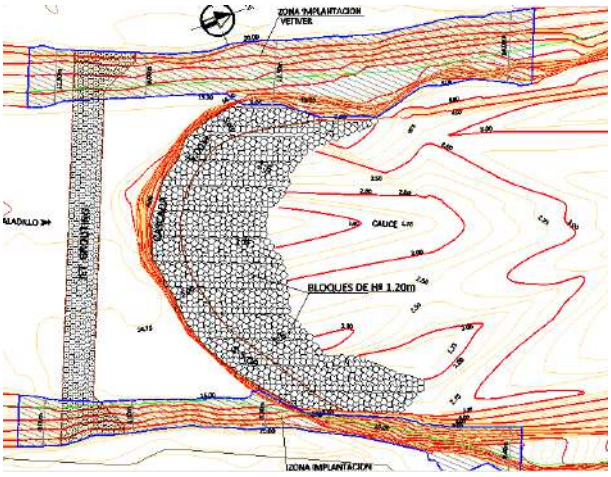


Figura 19: Estabilización de la Cascada con bloques de H°, Jet Grouting.

En la siguiente figura se puede observar la disposición ideal en tresbolillo para esta técnica. Para arenas se duplica el diámetro aproximadamente. Actualmente se pueden lograr diámetros de columnas de entre 0.5 m y 3.5 m. Se hará un Campo de prueba a fin de verificar eficacia del tratamiento y ajustar diámetros.

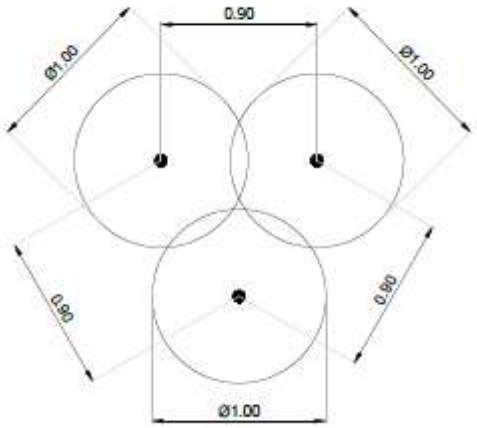


Figura 20: Disposición de módulos de Jet Grouting para suelo cohesivo.

Se proyecta también un perfilado de los taludes con ángulo aproximado de 75° respecto de la horizontal, manteniendo en el pie la posición topográfica natural con mínima intervención. fin de planificar la campaña de ejecución.

7.3 Protección de márgenes

Los taludes de las márgenes del A° Saladillo en su tramo final presentan estabilidad en dirección vertical o casi vertical por su naturaleza cohesiva y compacta.

Los estratos expuestos corresponden al Pampeano que tiene su origen en el denominado loess modificado, cuya elevada compactación se debe a procesos de compactación, desecación y cementación calcárea. Sometiendo esta última al suelo fino a fuerzas de succión que le confirieron una compactación superior a la que correspondería por efecto gravitatorio solamente.

Se verificó la estabilidad global de taludes obteniendo resultados aceptables en cuanto a seguridad en escenarios críticos.

Sin embargo, la acción climática y la capacidad erosiva de agua de escurrimiento superficial son indicadores de la necesidad

de proteger los taludes de las márgenes a efectos de retener los niveles de contorno actuales.

Un método muy efectivo es el uso de barreras vegetales perpendiculares a la línea de máxima pendiente. Para ello se deben utilizar especies perennes, capaces de adaptarse a las condiciones del talud. Se propone esta protección vegetal específica, evitando así soluciones tradicionales con materiales geosintéticos o con hormigón. Sobre todo por las fuertes pendientes y el ambiente natural presentes.

La vegetación ejerce una gran influencia sobre la estabilidad superficial de los taludes, además de representar mejoras de diversidad biológica y paisajística. Esto sugiere la adopción de la vegetación siempre que sea posible entre las medidas de protección y control en taludes. Todos estos efectos, o beneficios, de la protección de la vegetación dependen de las condiciones particulares de cada talud y, sobre todo, de su implantación efectiva.

Las raíces constituyen un importante aporte en cuanto al refuerzo del talud porque retienen las partículas del suelo aumentando su resistencia a la erosión laminar y, sobre todo, al flujo concentrado. Además, refuerzan mecánicamente el suelo transfiriendo la tensión de corte del suelo a una resistencia a tracción sobre ellas.

Por todo ello, este proyecto define como criterio de diseño la protección biomecánica de márgenes con vegetación para evitar la desecación superficial y arrastre por escorrentía que son las causas fundamentales del proceso de erosión en la zona que abarca este trabajo.

Este método implica un reducido movimiento de suelos, puesto que puede inclusive realizarse en la topografía natural. En este caso, con mínima intervención ejecutando bermas, a efectos de generar superficies propicias para la implantación de la vegetación en su fase inicial.

El ABC en materia de control de erosión se resume de la siguiente manera:

A. Disminuye la velocidad con la que el agua corre talud abajo

B. Atrapa el limo que viajan con el agua, detrás de su robusto sistema foliar

C. El flujo disminuido de agua sigue su camino con menos fuerza y velocidad. De sus espesas y absorbentes raíces captan mucha del agua del flujo, conservando humedad para los periodos secos o bien activando el sistema de evapo-transpiración (efecto combinado de la evaporación normal de los suelos y la transpiración de las plantas, en caso de suelos saturados).

En este proyecto la especie por colocar se trata de Vetiver, Chrysopogon Zizanioides, (Figura 21) que es una planta perenne de la familia de las gramíneas, siendo una especie con antecedentes de utilización y buena respuesta en el país.



Figura 21. Planta Vetiver (Chrysopogon zizanioides).

Para la protección de riberas, para lograr el efecto de protección buscado el vetiver tiene que plantarse en filas paralelo a la dirección del flujo (horizontal), en líneas o en curvas, con una separación entre hileras de 1,0 m y entre plantas en cada hilera con separación de 0,25m a efectos de completar la grilla para taludes en márgenes.

8 PROYECTO OBRAS ETAPA II

En esta etapa, la obra es de carácter definitivo. Se trata de una Pantalla de hormigón armado, a efectos de configurar una solución a largo plazo para controlar el avance por erosión retrogradante de la cascada del A° Saladillo. Esto se fundamenta en que la protección directa en zona de la posición actual de esta se diseña para una situación de crecidas de recurrencia menor a la de la pantalla, constituyendo parte indispensable de las obras de emergencia para contención temporal hasta tanto se puedan realizar las obras de diseño definitivo.

La pantalla de H°A° con eje circular se construirá de 1.20m de espesor conformada por paneles de muro colado, unidos en su nivel superior por una viga de coronamiento y cordón vertical de H°A° de sección 1.50m x 1.50m. Esta pantalla resulta de mejor tipología constructiva que las de acero porque aprovecha el suelo natural del lecho como encofrado. La cota superior de la pantalla alcanza el nivel +15,00m en su tramo central de aproximadamente 77,51m de longitud y nivel +21,00m en los tramos de cada ladera de aproximadamente 17,50m de longitud por tramo. La cota de punta de la pantalla se ha establecido en nivel -12,00m.

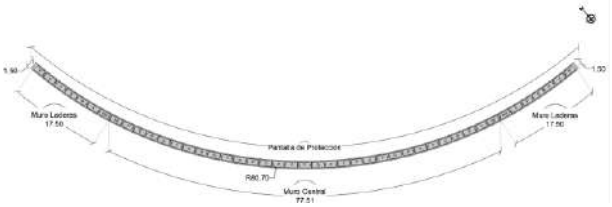


Figura 22. Planta Pantalla de Muro Colado.

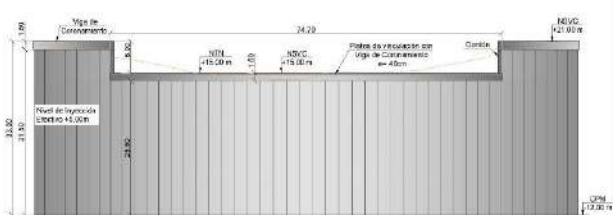


Figura 23. Vista Pantalla de Muro Colado.

La propuesta aquí planteada para conformar la pantalla consiste en paneles primarios y secundarios de muro colado de ancho 2.50m, dimensión que puede variar entre 2.50m y 2.80m según la propuesta final de construcción. En cualquier caso, se tendrá en cuenta la armadura calculada por metro lineal, concentrando armadura en el ancho efectivo propuesto de cada panel que compense la imposibilidad de colocar armadura en las zonas de juntas entre paneles.

La geometría en planta es curva, fundamentado en la composición natural de la cascada, además de tener en consideración un mejor aprovechamiento de las presiones de compresión debido al material constituyente de hormigón armado. Figura 22

Para la determinación de la altura total de la pantalla se han realizado verificaciones geotécnicas para diferentes combinaciones de cargas y resistencias.

Se consideró erosionado el cauce del arroyo por erosión retrogradante hasta el frente de la pantalla.

Además se verificó que se cumplan las condiciones de seguridad para situación de sifonamiento.

Se ha diseñado con un análisis clásico de contención, siendo el mismo suelo del lecho la componente principal de acciones, junto con el agua en su condición subterránea, así como superficial. El equilibrio en cuestión se logra fundamentalmente por medio de la resistencia pasiva que puede ofrecer el suelo en el intradós de la pantalla. Adicionalmente en algunos casos requiere de un anclaje superficial cuando las condiciones del problema lo permiten.

En este caso se ha considerado que una solución de pantalla tipo Cantilever (o en voladizo) es la que mejor se adapta al caso, a criterio de los especialistas geotécnicos. Se han considerado preliminarmente pantallas con anclaje, pero tienen como gran dificultad el hecho de que los anclajes permanentes requieren control y mantenimiento durante toda su vida útil. Las presiones de los suelos se han calculado activas y pasivas de Caquot y Kerisel, puesto que su modelo con espiral logarítmica se aproxima mejor a la realidad que aquellas propuestas por Rankine o Coulomb.

Las verificaciones estructurales con el salto neto hasta la cota de erosión al pie de la cascada, no permiten un diseño adecuado por el momento flector que se genera para la pantalla Cantilever.

Por este motivo se hace necesario elevar la cota de erosión al pie de la pantalla, aplicando un tratamiento de mejora del terreno que no sea afectado por la erosión en igual medida que el suelo natural. Se propone conseguirlo mediante la inyección del suelo con Jet Grouting. Esta inyección al pie del tramo central de la pantalla con nivel superior de inyección en +6,00m se hará en una longitud de 30m en 3 módulos escalonados de 10m, con niveles de inyección inferior desde el pie de la pantalla hacia aguas abajo de -10,00m, -5,00m y -3,00m.

Esta inyección podrá asegurar un nivel de suelo resistente al pie de la pantalla en su tramo central en nivel +5,00m por lo cual se considerará un mejoramiento de las propiedades del suelo resistente para la estructura en la altura inyectada de +5,00m a -10,00m.

A continuación puede verse la distribución en planta del tratamiento de mejora del terreno.

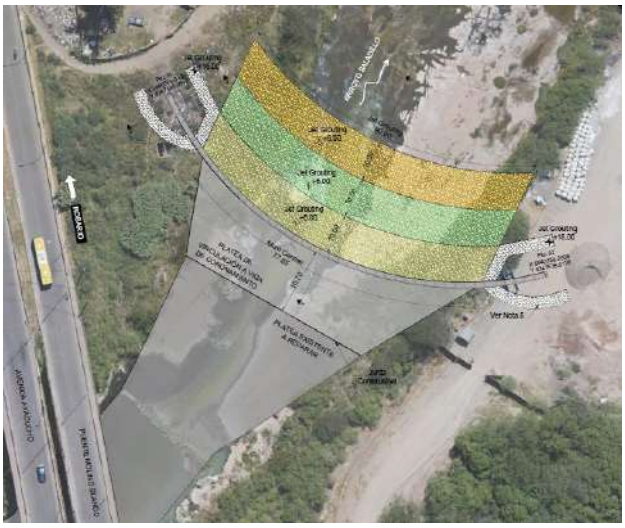


Figura 24. Planta de Pantalla de Muro Colado y tratamiento al pie con Jet Grouting.

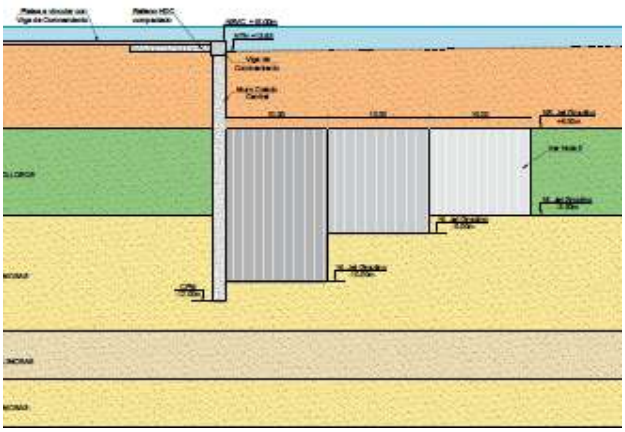


Figura 25. Corte de Pantalla de Muro Colado y tratamiento al pie con Jet Grouting.

Finalmente se analizan dos opciones, una es la ya mencionada pantalla en voladizo mientras que también se estudia su comportamiento vinculado a una platea superficial apoyada sobre el lecho debajo del puente.

El comportamiento a flexión mejora para el segundo caso, optándose por recomendar este diseño desde el punto de vista estructural. En las siguientes figuras se pueden ver los momentos en estas dos variantes.

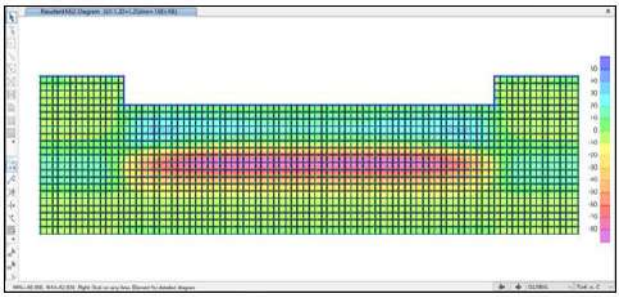


Figura 26: Momento para la opción en voladizo.

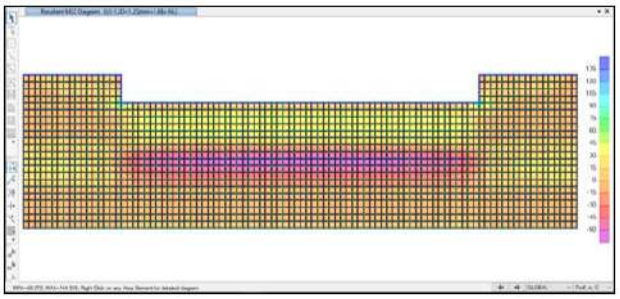


Figura 27: Momento para la opción vinculada a losa superior.

9 ESTADO ACTUAL. EJECUCIÓN DE OBRAS 2023

Todas las obras se han licitado y adjudicado en una compulsa pública donde la adjudicataria de la ejecución de ambas etapas es la conformada por MUNDO CONSTRUCCIONES S.A. Y SUPERCEMENTO SAIC - UNIÓN TRANSITORIA, en adelante LA CONTRATISTA

La CONTRATISTA tiene bajo su responsabilidad la ejecución de nuevos estudios básicos y el proyecto ejecutivo de la totalidad de las obras.

9.1 Etapa I

Las obras que se están realizando son:

- Ejecución y colocación de cubos modificados para defensa de lecho de cascada
- Ejecución de refuerzo de cimentación del puente Molino Blanco

La protección de márgenes con Vetiver se hará en primavera por condición biótica.

Se muestran a continuación algunas imágenes de las obras.



Figura 28: Acopio de cubos.

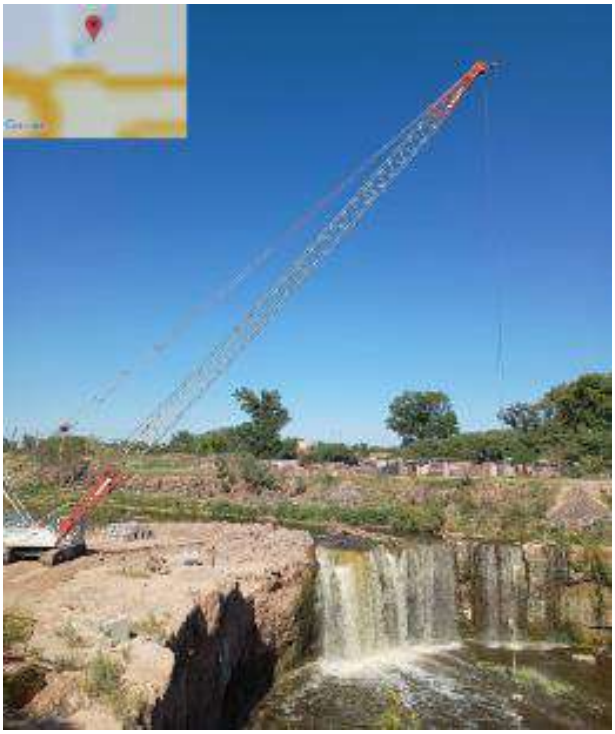


Figura 29: Colocación de cubos.



Figura 30: Vista de Julio 2023 desde Margen Izquierda con cubos colocados.



Figura 31: Ejecución de pilotes de refuerzo en puente Molino Blanco.



Figura 32: Trabajo entre tableros de puente.

9.2 Etapa II

La Contratista se encuentra en fase de elaboración de proyecto ejecutivo con reformulación del esquema estructural de la pantalla debido a la reducción de proveedores de Jet Grouting y su consecuencia en el cumplimiento de los plazos contractuales.

La propuesta incluye una pantalla de tipo muro colado con iguales características geométricas en planta, que se encuentra atirantado por robustas vigas radiales que la vinculan a bloques de anclaje en su trasdós.

El esquema estático se analiza como pórticos transversales al eje de la pantalla.

Se mostrará esta solución en un trabajo específico.

10 CONCLUSIONES

Se ha descripto un problema complejo de erosión retrogradante en una cascada atípica por su enclave en topografía de llanura con un salto aproximado de 15m, en zona urbana, con estratigrafía donde los estratos que comprenden el salto lo componen suelos finos arcillosos y limosos del Pampeano, con fuerte cementación. Sin embargo, el poder erosivo del agua y estratos coincidentes con la fosa erosionada de menor resistencia, desencadenan eventos erosivos con caudales de más de 260 m3/s.

Esto llevó a desarrollar numerosos estudios y proyectos a lo largo de más de medio siglo sin poder resolverlo por diferentes motivos.

Actualmente en 2023 se cuenta ya con proyecto ejecutivo por decisión del gobierno de la provincia de Santa Fe y las obras de la Etapa 1 en plena ejecución, con financiación del estado nacional y del estado provincial con un impacto positivo muy grande en toda la región desde diferentes puntos de vista, fundamentalmente ambiental, social y económico.

Ha significado un desafío por las condiciones hidráulicas y por las características geotécnicas.

Se espera concluyan los estudios para el proyecto final de la Etapa II así como poder comprobar los diseños durante el funcionamiento de las obras.

5 REFERENCIAS

ADFI, Asociación de Docentes de Facultad de Ingeniería (2019). Documento realizado por el Departamento de Hidráulica de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura (FCEIA) de la Universidad Nacional de Rosario (UNR). Documento que formó parte del material entregado a los asistentes de la actividad denominada “Turismo Hidráulico”, en una visita guiada, el 14 de septiembre de 2019, al arroyo Salladillo Sur, a la cascada del Saladillo, a la presa del arroyo Ludueña y a la cascada del arroyo Pavón. Los guías fueron los especialistas Gerardo Riccardi, Raúl Postiglione, Hernán Stenta y Carlos Scuderi, todos docentes del Departamento de Hidráulica.

Basile, P., Riccardi, G. (2017). *Modelación morfodinámica del proceso de erosión retrogradante: aplicación a la cascada del A. Saladillo*. VIII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Córdoba, Argentina.

Castellanos,A., (1939) *El Subsuelo de Rosario*. Conferencia del 8 de octubre de 1938 en la Sociedad Científica Argentina, sección Santa Fe. FCEIA-UNR

Castellanos, A. (1980) *Estratigrafía geológica de un sector del área de influencia del Gran Rosario* FCEIA-UNR

Diaz, García, & Mallía (1995) *Fijación de la Cascada del arroyo Saladillo - Solución rígida*, Proyecto Final de Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura

HEC-RAS Manual (2010) *HEC-RAS, Hydraulic, Reference Manual, Hydrologic* Engineering Centre, Davis. Versión 4.1. de la Universidad Nacional de Rosario

Hervouet, J. M. (2007), *Hydrodynamics of free surface flows, modelling with the finite element method*, Editions Wiley & Sons, 342 pp.

Pasotti, P. (1982) *Dislocaciones en el área del Gran Rosario* FCEIA_UNR

Rentería J.P. et al (2007) *Estudio estadístico de niveles en el sistema río Paraná para diseño de obra de toma de acueductos*

La infraestructura ferroviaria desde una perspectiva geotécnica

Railway infraestructure from a geotechnical perspective

José Estaire & María Santana
Laboratorio de Geotecnia - CEDEX, Madrid - España, jose.estaire@cedex.es

RESUMEN: El proyecto y construcción de las líneas ferroviarias se ha realizado tradicionalmente mediante reglas y métodos empíricos basados en la experiencia, las cuales han demostrado su utilidad y validez a lo largo de los años. Este artículo pretende analizar la infraestructura ferroviaria desde una perspectiva geotécnica, utilizando los procedimientos y métodos propios de la Ingeniería Geotécnica, para dar un contexto teórico a dichas prácticas empíricas y tradicionales. Para ello, se van a utilizar. a) los principios de la Mecánica del Suelo en lo que se refiere al proyecto de los diferentes elementos que configuran la infraestructura ferroviaria; b) la experiencia adquirida en otros ámbitos geotécnicos en lo que se refiere a la modelización numérica del comportamiento de la sección ferroviaria al paso de trenes con distinta velocidad y c) la práctica en instrumentación geotécnica en lo que se refiere a la auscultación de las vías férreas. Por otra parte, el artículo también hace referencia y basa parte de su desarrollo en la diferente normativa mundial, europea y española aplicable al ámbito geotécnico ferroviario, lo cual confiere un carácter normativo a muchos de los métodos descritos, facilitando su implementación en futuros trabajos.

ABSTRACT: The design and construction of railway lines has traditionally been carried out using empirical rules and methods based on experience, which have proven their usefulness and validity over the years. This article aims to analyze the railway structure from a geotechnical perspective, using the procedures and methods of Geotechnical Engineering to give a theoretical context to these empirical and traditional practices. To this end, the article uses: a) the principles of Soil Mechanics with regard to the design of the different elements that constitute the railway infrastructure; b) the experience acquired in other geotechnical fields with regard to the numerical modelling of the behavior of the railway section when trains pass through at different speeds; and c) the practice in geotechnical instrumentation with regard to the auscultation of railway tracks. On the other hand, the article also refers to and bases part of its development on the different world, European and Spanish regulations applicable to the railway geotechnical field, which confers a normative character to many of the methods described, facilitating their implementation in future works.

PALABRAS CLAVE: Sección ferroviaria - dimensionamiento - balasto - velocidad crítica - normativa

KEYWORDS: Railway section - design - ballast - critical velocity - normative

1 INTRODUCCIÓN. LA GEOTECNIA FERROVIARIA

La Geotecnia Ferroviaria podría ser definida como la rama de la Ingeniería Geotécnica que se ocupa de las características geotécnicas de los materiales que componen la infraestructura de las líneas de ferrocarril. A este respecto, en la Figura 1 se muestra la sección transversal esquemática de una línea férrea, tal como se recoge en la "Instrucción para el proyecto y construcción de obras ferroviarias IF-3. Vía sobre balasto" (2015) y en el documento normativo UIC-IRS 70719 "Earthworks and track bed layers for railway lines. Design and construction principles", emitido por la UIC (Unión Internacional de Ferrocarriles) en 2020. Dicha sección está constituida por los siguientes elementos, listados de arriba a abajo:

- Componentes de vía: incluye los carriles, el sistema de sujeción, las suelas bajo carril y las traviesas.
- Banqueta de balasto, constituida por rocas machacadas de gran resistencia al desgaste, con granulometría uniforme y tamaños que oscilan aproximadamente entre 20 y 60 mm, provenientes de canteras seleccionadas.
- Capa de sub-base, constituida por una capa de subbalasto que puede complementarse con una capa de protección contra la helada y una capa de filtro. La capa de subbalasto puede estar formada por material bituminoso o material granular, constituido por grava arenosa de granulometría continua, muy compactada (valores cercanos al 100% del Próctor Modificado), no deformable al paso de maquinaria de obra y de baja permeabilidad, con el fin de proteger a la plataforma del agua de lluvia.
- Capa de forma de la plataforma: es la capa superior de remate y coronación de la superficie del terraplén o excavación. Su función principal es mejorar la capacidad portante de la plataforma por lo que debe tener mejores características que las de la explanada (detallada posteriormente).
- Terraplén (en caso de que exista).
- Terreno natural subyacente en el que se apoya el terraplén o que forma el desmonte.

Hay que destacar que, en España, la explanada ferroviaria, situada bajo la capa de forma, es la cara superior del terreno natural (en secciones en desmonte) o de la capa de coronación del terraplén (en secciones en relleno), mientras que la plataforma ferroviaria es la cara superior de la capa de forma, aunque estas denominaciones varían en los diferentes países

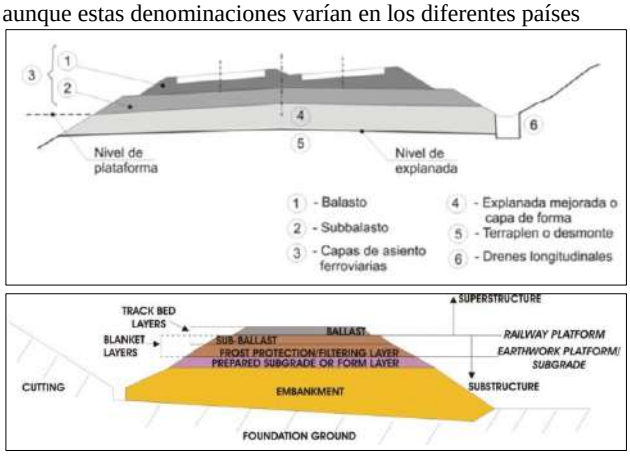


Figura 1. Sección transversal esquemática de una línea férrea en desmonte (cutting, en la figura) y terraplén (embankment, en la figura).

En este trabajo se muestran los aspectos más relevantes a tener en cuenta en el análisis geotécnico de las secciones ferroviarias, comenzando con la fase de proyecto donde se dimensiona la sección y se eligen los materiales a utilizar, la modelización de la sección ferroviaria con la que se estudia el comportamiento de las diferentes capas y se finaliza con la auscultación de la sección mediante instrumentación, con la que se comprueba el funcionamiento de la sección en condiciones reales y se validan posibles mejoras tecnológicas introducidas.

2 PROYECTO DE LOS ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA

2.1 *Introducción*

En este capítulo se van a dar una serie de ideas generales y recomendaciones de proyecto respecto de los elementos de la infraestructura: carril, suela bajo carril, balasto, subbalasto y plataforma, a su vez formada por capa de forma y terraplén o desmonte. Por último, se tratará el fenómeno de la "velocidad crítica" de la sección ferroviaria, un tema de mucha actualidad especialmente en aquellos corredores con terrenos de poca calidad geotécnica sobre los que se proyecten líneas de alta velocidad (LAV).

El diseño de los elementos que configuran la plataforma ferroviaria (capa de forma, terraplén o desmonte) se va a abordar en este texto siguiendo las pautas recogidas en el documento normativo UIC-IRS 70719 (2020), cuya portada se muestra en la Figura 2.

Este documento se elaboró con la idea de que sus contenidos se alinearan con la nueva norma europea EN 16907 "Earthworks" (estructuras de tierra), especialmente en lo que se refiere a la clasificación de materiales (Parte 2 de la norma), a los procedimientos de construcción (Parte 3) y a los controles de calidad (Parte 4). Asimismo, las verificaciones de proyecto de los estados límite se desarrollaron para que siguieran los principios emanados del Eurocódigo 7 "Proyecto Geotécnico".



Figura 2. Portada del documento normativo UIC-IRS 70719

2.2 *Carriles*

El papel de los carriles, desde un punto de vista geotécnico, es únicamente servir de transmisor de la carga, desde la rueda de los trenes hasta la suela bajo carril que se apoya en la traviesa.

Desde este punto de vista, el carril funciona como una viga que, apoyada puntualmente en las traviesas, reparte la carga de la rueda entre varias traviesas. Este reparto depende de la rigidez de las capas de la infraestructura que se puede caracterizar mediante la "rigidez de vía" (K), como puede verse en la Figura 3. Así, por ejemplo, para una vía con K=100 kN/mm, la reacción (R) de la traviesa sobre la que se apoya la rueda es únicamente del 40% de la carga (Q) de dicha rueda, subiendo al 50% para una vía de K=185 kN/mm.

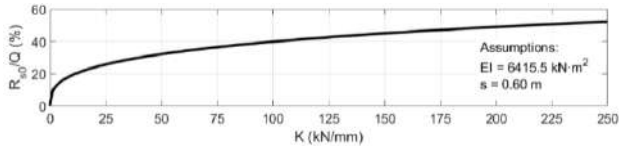
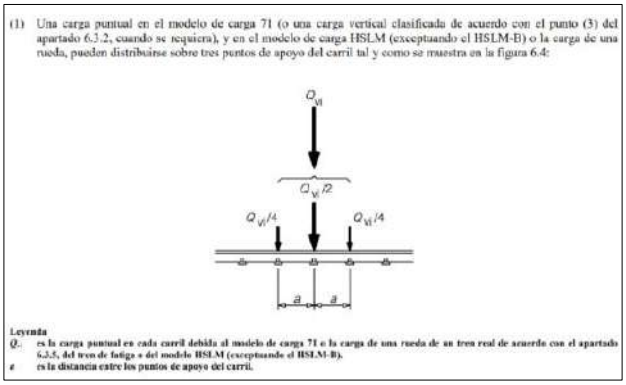


Figura 3. Ratio entre la reacción en la traviesa y la carga cuando la carga está situada sobre dicha traviesa

Desde un punto de vista normativo, el Eurocódigo 1 (EN1991-2:2003: "Acciones sobre estructuras - Parte 2: Cargas de tráfico") indica que para las verificaciones de proyecto se debe suponer, del lado de la seguridad, que la carga que le llega a la traviesa sobre la que se sitúa la carga es un 50% de la misma, dividiéndose el 50% restante, entre las traviesas contiguas, como se puede ver en la Figura 4.


(1) Una carga puntual en el modelo de carga 71 (o una carga vertical clasificada de acuerdo con el punto (3) del apartado 6.3.2, cuando se requiera), y en el modelo de carga HSLM (exceptuando el HSLM-B) o la carga de una rueda, pueden distribuirse sobre tres puntos de apoyo del carril tal y como se muestra en la figura 6.4:

Q_{vi}

$Q_{vi}/2$

$Q_{vi}/4$ $Q_{vi}/4$

a a

Leyenda

Q_{vi} es la carga puntual en cada carril debida al modelo de carga 71 o la carga de una rueda de un tren real de acuerdo con el apartado 6.3.5, del tren de fatiga o del modelo HSLM (exceptuando el HSLM-B).

a es la distancia entre los puntos de apoyo del carril.

Figura 4. Distribución longitudinal de la carga de una rueda a lo largo del carril [Tomado de EN1991-2:2003]

2.3 *Suela bajo carril*

Las suelas bajo carril son unos elementos elastoméricos que, como su nombre indica, se colocan bajo el carril y encima de la traviesa para amortiguar vibraciones. La elección de la rigidez de la suela bajo carril permite dotar a la sección ferroviaria de la rigidez vertical global que se considere más adecuada.

Se debe destacar que no hay un consenso claro sobre el valor de la rigidez de la suela bajo carril más adecuado, como se puede deducir de los siguientes hechos:

- Los ferrocarriles franceses optaron en la línea de alta velocidad París-Lyon por una placa de asiento de 9 mm de espesor y 90 kN/mm de rigidez nominal frente a la placa de 4.5 mm y 150 kN/mm, empleada en sus líneas convencionales.
- Los ferrocarriles alemanes utilizaron, en sus primeras líneas de alta velocidad, placas de asiento de 500 kN/mm para pasar posteriormente a placas con 60 kN/mm y hasta de 27 kN/mm y 10 mm de espesor en un tramo de 14 km en la línea de alta velocidad Hannover-Berlín.
- En España, si bien inicialmente en la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla se utilizaron placas de 400 a 500 kN/mm, hoy en día en las líneas de alta velocidad españolas se usan normalmente placas de asiento de 7 mm de espesor y 100 kN/mm de rigidez nominal.

Se tiene la idea de que, a menor rigidez de la placa de asiento, menor será la degradación de las partículas de balasto, aunque no hay datos experimentales concluyentes sobre este fenómeno que se está analizando actualmente.

Por último, se debe decir que las placas bajo carril se ensayan en laboratorio, en prensas de gran capacidad sobre las que se aplican cargas verticales, tanto estáticas como dinámicas, mientras que simultáneamente se miden los asientos de la placa en estudio mediante, generalmente, tres LVDT colocados triangularmente en planta, como se ve en la Figura 5.

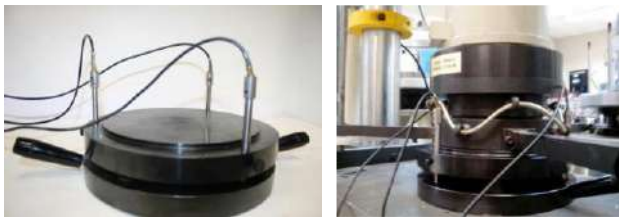


Figura 5. Ensayo para caracterizar las suelas bajo carril. Detalle de los LVDTs (izquierda) y del equipo de ensayo (derecha)

2.4 *Banqueta de balasto*

La banqueta de balasto está constituida por materiales granulares de buenas características petrográficas, procedentes de machaqueo en canteras seleccionadas, bastante uniformes granulométricamente y con tamaños que oscilan aproximadamente entre 20 y 60 mm. En la Figura 6 se muestran los husos granulométricos para el balasto de acuerdo a la norma europea EN 13450 "Áridos para balasto" y al documento normativo norteamericano AREMA (2010).

Las partículas de balasto proceden generalmente de rocas ígneas y ciertos tipos de rocas metamórficas con elevados niveles de dureza. Normalmente, no se permite el uso de rocas calizas o carbonatadas.

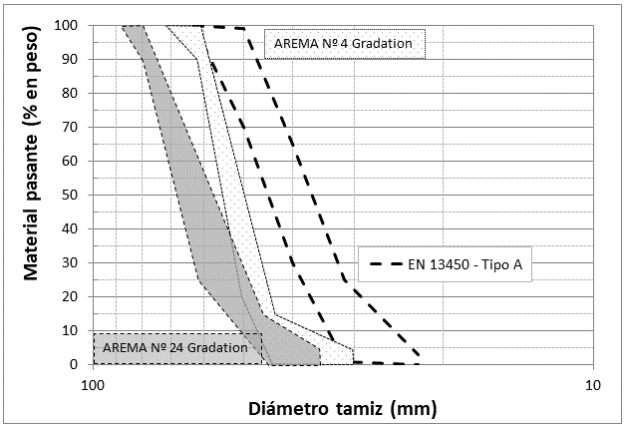


Figura 6. Husos granulométricos para el balasto de acuerdo a EN 13450 y AREMA

Las principales funciones de la banqueta de balasto, de acuerdo al documento UIC-IRS 70719, ya citado, son las siguientes:

- Proporcionar rigidez al emparrillado de vía frente a las fuerzas verticales, horizontales y longitudinales, procedentes de la circulación de los trenes, por lo que su resistencia al corte debe ser elevada.
- Permitir el drenaje del agua de lluvia, por lo que su permeabilidad debe ser alta.
- Disipar las cargas dinámicas, de valor elevado, derivadas del tráfico ferroviario, por lo que debe tener un amortiguamiento elevado.
- Permitir el mantenimiento de la alineación y nivelación del emparrillado de vía, que se consigue por su carácter granular que permite una densificación elevada mediante vibración, proporcionada por las estabilizadoras y las bateadoras.
- Disponer de porosidad suficiente en su estructura para almacenar material fino procedente de la degradación del propio balasto, de la plataforma o incluso de arena, en zonas desérticas, lo que se consigue gracias a su uniformidad granulométrica, como se ha visto en la Figura 6.

2.4.1 *Determinación de su resistencia al corte*

Como se decía anteriormente, el balasto es un material granular que tiene tamaños máximos habituales entre 50 y 60 mm. Estas dimensiones dificultan la determinación de sus características resistentes con los equipos habituales que tienen los laboratorios. Para estudiar la resistencia al corte de materiales gruesos como el balasto, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX cuenta con una caja de corte de grandes dimensiones que dispone de un plano de corte de 1x1 m.

Este equipo permite ensayar muestras con un espesor de hasta 80 cm, ya que la altura de la caja es de 1,20 m. Con esas dimensiones, el tamaño máximo de partícula que se puede utilizar en los ensayos es de 8,5 cm, por lo que el equipo es adecuado para ensayar partículas de balasto, según la norma ASTM D3080-11 (2011). Este equipo también ha sido ampliamente utilizado para estudiar el relleno de rocas en puertos y presas. La Figura 7 muestra una fotografía del equipo.

El Laboratorio de Geotecnia-CEDEX ha realizado varios estudios sobre la resistencia del balasto empleando la caja de corte de grandes dimensiones. Los detalles y resultados obtenidos en los estudios se recopilan en el trabajo publicado por Estaire y Santana (2018), incluyéndose aquí un breve resumen.

En estos estudios, se ensayaron más de 20 muestras de balasto, en condiciones secas. Las muestras de balasto se agruparon en cuatro tipos de ensayos en función del material empleado y la preparación de muestra realizada, como se muestra en la Tabla 1. Antes de realizar los ensayos, se obtuvieron las propiedades geométricas y físicas de las dos clases petrográficas de balasto analizadas (milonita y andesita), obteniéndose valores similares en las propiedades geométricas, físicas y resistentes, que permitían clasificar al balasto con la clase de calidad muy alta, de acuerdo a la norma EN 13450 "Áridos para balasto". Las tensiones normales utilizadas en las pruebas cubrieron un amplio rango, comprendido entre 10 y 400 kPa.

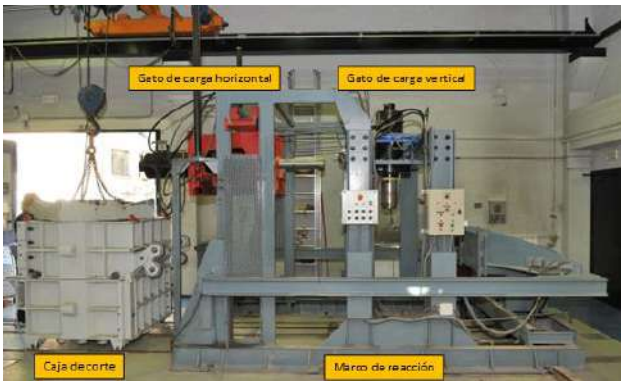


Figura 7. Caja de corte de grandes dimensiones del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX usada para la caracterización del balasto

Tabla 1. Ensayos de corte realizados sobre balasto en la caja de corte de grandes dimensiones

Ensayo	*Material*	*Preparación muestra*	*Tensión normal (kPa)*	*Peso específico (kN/m³)*
1	Milonita	(1)Vertido	48-98-196	13.5-14,2
2	Andesita	(1)Vertido	10-25-49-49-98-147-196-196-294-392	13,0–14,0
3	Milonita	(2)Ligera compactación	30-73-147	15,7–15,9
4	Andesita	(2)Ligera compactación	48-98-196	14,6-14,9

(1) *Preparadas por vertido del material dentro de la caja sin compactación posterior*
(2) *Compactadas mediante un compactador manual ligero, en cinco capas,*

Como ejemplo, en la Figura 8 se presentan las curvas de tensión-deformación obtenidas para el balasto andesítico, lo que permite comparar el efecto de la preparación de la muestra, por vertido y por compactación que, desde un punto de vista geotécnico, se traduce en diferencia de peso específico y, por tanto, de comportamiento como material granular suelto o denso, con picos tensiones suaves o elevados, respectivamente.

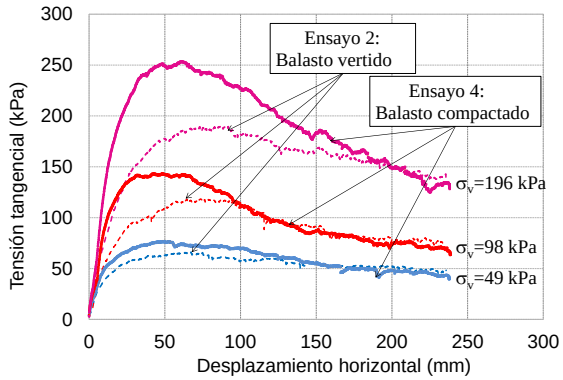


Figura 8. Curvas desplazamiento horizontal – tensión tangencial para el balasto andesítico preparado por vertido y compactado (Estaire y Santana, 2018)

En la Figura 9 se muestran los resultados obtenidos. En dicha gráfica se representan los pares de valores tensión normal-tensión tangencial obtenidos en rotura, los cuales se interpretan con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (línea continua) y con un modelo parabólico no lineal de expresión $\tau=a\ \sigma_v^b$ (línea discontinua).

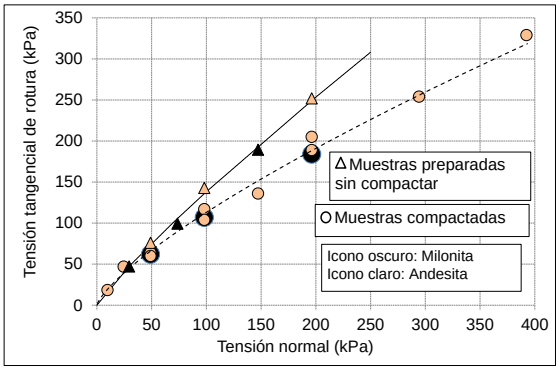


Figura 9. Envolvente de rotura obtenida en la caja de corte de grandes dimensiones para las muestras de balasto (Estaire y Santana, 2018)

Además, también se analizaron los ángulos de rozamiento secantes obtenidos en los ensayos lo que permitió detectar una disminución del ángulo de rozamiento con el aumento de la presión de confinamiento o de la presión normal, como puede verse en la Figura 10.

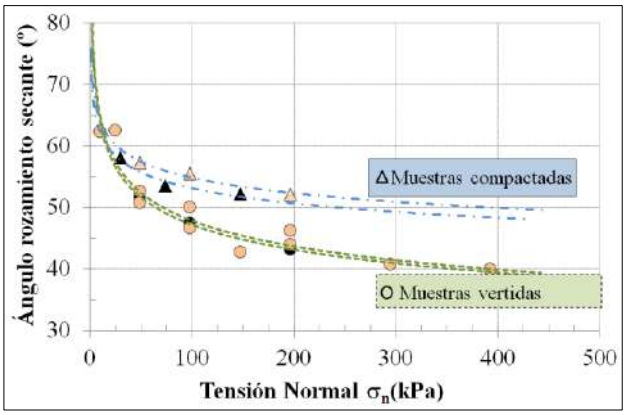


Figura 10. Ángulos de rozamiento secantes en función de la tensión normal aplicada (Estaire y Santana, 2018)

Algunas conclusiones obtenidas del estudio fueron las siguientes (Estaire & Santana, 2018):

- La envolvente de rotura parabólica presentó el mejor ajuste para analizar los resultados de los ensayos, ya que evita considerar la cohesión aparente que se deriva de las interpretaciones lineales de Mohr-Coulomb, habida cuenta de la naturaleza claramente granular del balasto.
- Los valores de los parámetros del criterio de rotura de Mohr-Coulomb obtenidos de los ensayos fueron: a) para el balasto no compactado, un ángulo de rozamiento de 40º combinado con una cohesión aparente de 25 kPa y b) para el balasto compactado: un ángulo de rozamiento de 50º y cohesión entre 10 y 20 kPa.
- Los valores del ángulo de rozamiento disminuyen con el aumento de la tensión normal, lo que demuestra la naturaleza no lineal de la resistencia al corte del balasto. Los ángulos de rozamiento para baja tensión normal, unos 10 kPa, están entre 65º y 70º, mientras que para grandes tensiones (400 kPa) disminuye a valores en torno a los 40º.
- La resistencia al corte del balasto, entendido como conjunto de partículas de balasto, se debe a la angulosidad de las partículas y a su rugosidad superficial. Esto hace que las partículas de balasto colocadas en vía durante años se degraden, disminuyendo su resistencia al corte dado que se redondean, perdiendo angulosidad y se suavizan superficialmente, perdiendo rugosidad.

Para analizar el efecto que tiene el tamaño del equipo en la determinación de las propiedades resistente del balasto, se realizaron ensayos de corte directo utilizando una caja convencional de 30x30 cm y la caja de 1x1m, en condiciones similares. La Figura 11 muestra fotografías del material dentro de las cajas de corte de 30x30 cm y 1x1 m antes de los ensayos, que reflejan el hecho de que el ancho de la muestra solo puede contener de 6 a 7 partículas en la caja de corte de 30 x 30 cm, en comparación con las 20 que caben dentro de la caja de corte de 1x1 m.



Figura 11. Balasto andesítico colocado en la caja de corte de 30x30 cm (izquierda) y en la caja de corte de grandes dimensiones (derecha)

Estas pruebas permitieron analizar el efecto escala derivado del equipo de ensayo. Los resultados mostraron que el uso de cajas de corte directo de 30x30 cm produce un aumento en la resistencia al corte entre el 40 y el 60%, como puede verse en la Figura 12, lo que debe tenerse en cuenta al revisar muchos de los resultados de los ensayos de corte directo sobre balasto que se encuentran en la literatura.

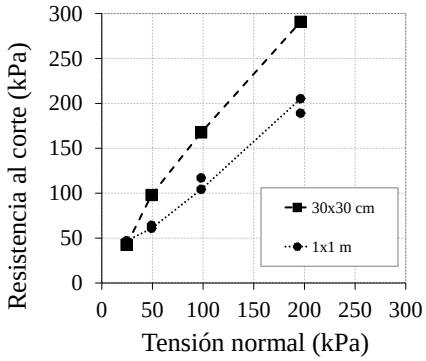


Figura 12. Comparación de resultados obtenidos en las cajas de corte de 30x30 cm y 1x1 m (Estaire y Santana, 2018)

2.4.2 *Determinación de su permeabilidad*

La determinación de la permeabilidad en estos materiales granulares gruesos requiere disponer de permeámetros de gran tamaño, como el que construyó el Lab. Geotecnia - CEDEX hace unos años, cuya fotografía se muestra en la Figura 13.



Figura 13. Permeámetro de grandes dimensiones del CEDEX usado para la determinación de la permeabilidad del balasto

Los ensayos realizados con diferentes muestras de balasto preparadas con los pesos específicos usados en vía (alrededor de 15,5 kN/m^3) dieron resultados cercanos a 5x10^{-2} cm/s, indicativo de un material muy permeable, como era previsible en materiales granulares gruesos cuya estructura suele tener una porosidad cercana al 40%.

2.4.3 *Determinación de sus características dinámicas*

La determinación de las características dinámicas del balasto se suele realizar normalmente mediante ensayos triaxiales dinámicos en células de grandes dimensiones (una muy usual en este tipo de aplicaciones tiene 22 cm de diámetro, como la mostrada en la Figura 14).



Figura 14. Equipo triaxial dinámico de grandes dimensiones del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para la determinación de las características dinámicas del balasto

Con equipos de estas características se pueden aplicar diferentes presiones de confinamiento y trayectorias de tensiones sinusoidales con distintas amplitudes. De esos ensayos pueden obtenerse los módulos de deformación a pequeñas deformaciones y el grado de amortiguamiento, tal como se muestra en la Figura 15, donde puede verse que el módulo E puede tener valores entre 100 y 200 MPa y el amortiguamiento en estos materiales es elevado (entre 10 y 40%, con un valor representativo alrededor de 20%).

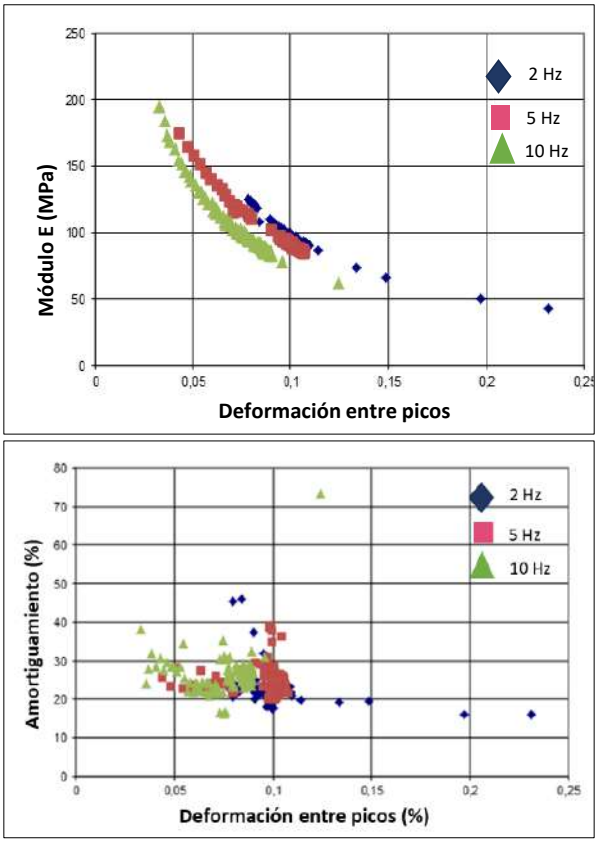


Figura 15. Valores de amortiguamiento obtenidos en ensayos triaxiales dinámicos realizados con balasto

2.4.4 *Dimensionamiento geotécnico de la banqueta de balasto*

El dimensionamiento de la banqueta de balasto se ha hecho tradicionalmente mediante estimaciones o reglas empíricas que han demostrado su validez a lo largo de los años.

Los parámetros geométricos que definen la sección de la banqueta, como se muestra en la Figura 16 son los siguientes, junto con sus valores más usuales:

- Espesor (BDD), medido desde la base de la traviesa debajo del carril interior: entre 30 y 35 cm.
- Anchura del hombro (BSW) medido en el plano superior de la traviesa: entre 50 y 80 cm.
- Pendiente del talud de la banqueta (BSS): normalmente 1V:1,5H
- Inclinación de la capa de subbalasto (SBS); entre 3 y 5%.

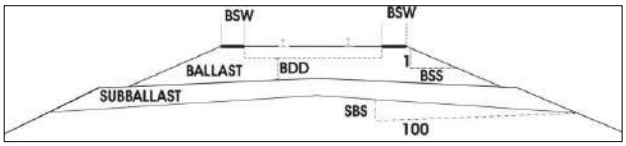


Figura 16. Sección de la banqueta de balasto con indicación de sus principales parámetros geométricos

Sin embargo, desde una perspectiva geotécnica, este dimensionamiento se podría, e incluso se debería, basar en la verificación de estados límite, utilizando métodos de cálculo desarrollados en el marco de la Mecánica del Suelo y de las Rocas, en su caso. Los estados límite a considerar deberían ser, al menos los siguientes:

- Estado límite último de estabilidad global.
  Su verificación pasa por realizar cálculos de estabilidad al deslizamiento por métodos de equilibrio límite, como el mostrado en la Figura 17, en los que se compruebe que el factor de seguridad obtenido sea superior al valor mínimo especificado en los documentos normativos. Este valor se piensa que debería estar en el rango entre 1,5 y 2,0.

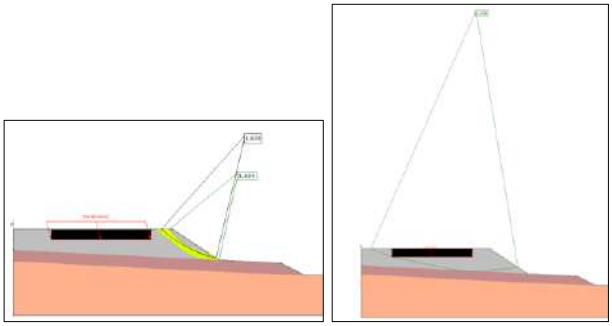


Figura 17. Superficies de deslizamiento en la banqueta de balasto

- Estado límite último de capacidad portante en la capa de subbalasto.
  Para su verificación, primeramente se debe determinar la presión actuante en la superficie de la capa de subbalasto, teniendo en cuenta la distribución longitudinal de la carga transmitida por la traviesa a través de la banqueta de balasto. Para ello se pueden seguir, por ejemplo, las indicaciones del Eurocódigo 1 "Acciones – Parte 2: Acciones de tráfico" o las distribuciones elásticas de tensiones en un medio continuo, como se ve en la Figura 18.

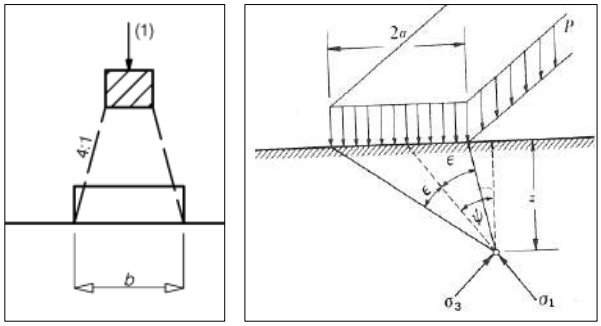


Figura 18. Distribución longitudinal de la carga transmitida por una traviesa a través de la banqueta de balasto de acuerdo al Modelo del Eurocódigo 1 (derecha) o a la distribución elástica de tensiones (derecha)

A este respecto, hay que tener en cuenta que, para un tren de pasajeros con carga por eje de unos 170 kN, la tensión transmitida por la traviesa es de unos 100 kPa, por lo que siguiendo los modelos anteriores de distribución de cargas, la presión que le llega a la capa de subbalasto es de unos 55-70 kPa, cuando la banqueta de balasto tiene 35 cm de espesor bajo traviesa, como se ve en la Figura 19.

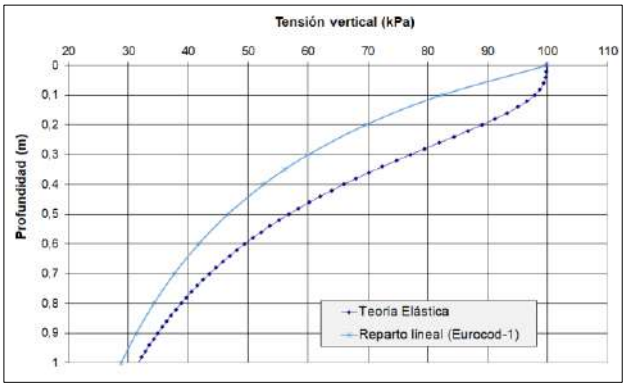


Figura 19. Distribución de tensiones en la banqueta de balasto

- Estado límite de servicio de la sección ferroviaria, determinado por los movimientos inducidos en el carril al paso de los ejes de un tren, como sumatorio de todos los desplazamientos que aparecen en las diferentes capas de la sección ferroviaria.
  A este respecto, hay que tener en cuenta que en vías de alta velocidad con plataforma de buena calidad, la rigidez de vía (K, cociente entre la carga de la rueda en un punto y el desplazamiento vertical en dicho punto) suele estar en el entorno de 100 kN/mm, por lo que para un eje de pasajeros de 170 kN, el asiento instantáneo total que se produce en el carril se puede cifrar en unos 0,85 mm.
  En las LAV españolas, la contribución, a ese asiento total, de la suela bajo carril suele ser entre 30 y 35%, de la banqueta de balasto, entre 40 y 45%, y el 25% restante corresponde a la plataforma.

2.5 *Subbalasto*

La capa de subbalasto, como su nombre indica, es la capa sobre la que se apoya la banqueta de balasto. Se puede ejecutar con material granular, material bituminoso y con materiales tratados con cemento o cal. En España y en otros muchos países europeos, las capas de subbalasto granular son las más usadas y suelen estar constituidas por gravas arenosas, bien graduadas (con coeficiente de uniformidad mayor de 14 y coeficiente de curvatura entre 1 y 3) y con un contenido de material fino menor de 9% (entendido como material de tamaño inferior a 0,063 mm). En la Figura 20

se muestra, como ejemplo, el huso granulométrico requerido en España para los materiales de la capa de subbalasto (PF-7, 2006).

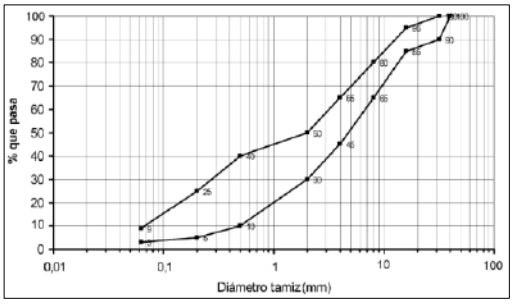


Figura 20. Huso granulométrico requerido para el subbalasto en España

Las principales funciones de la capa de subbalasto, de acuerdo al documento UIC-IRS 70719, ya citado, son las siguientes:

- Servir de base a la banqueta de balasto y soportar las cargas transmitidas, por lo que debería tener una capacidad portante elevada.
- Mejorar el comportamiento dinámico de la sección ferroviaria, facilitando la dispersión de las ondas producidas por el paso del tren, por lo que debería tener alta velocidad de propagación de las ondas y amortiguamiento elevado.
- Actuar de capa de filtro entre la plataforma y la banqueta de balasto, por lo que debería cumplir las condiciones de filtro entre capas, medidas en términos de ratios granulométricos como, por ejemplo, los siguientes:

$$(I_{15}/S_{85}) < 5; \quad (I_{50}/S_{50}) < 25; \quad (I_{15}/S_{15}) < 20 \qquad \textbf{(1)}$$

  siendo: I_x la abertura del tamiz por el que pasa el x% en peso de material de la tongada inferior y S_x la abertura del tamiz por el que pasa el x% en peso del material de la tongada superior.
- Facilitar la evacuación del agua de lluvia que cae sobre la banqueta de balasto, por lo que debería tener una permeabilidad baja y una inclinación entre 3 y 5% (parámetro SBS, en la Figura 15)

Como se puede apreciar, algunas de los requisitos que se deberían exigir a la capa de subbalasto derivados de sus funciones son algo incompatibles entre sí (alta capacidad portante, alto amortiguamiento, baja permeabilidad). Este hecho hace que, en la práctica, los requisitos que se exige a los materiales que conforman la capa de subbalasto sean de carácter empírico y que cada administrador ferroviario tenga sus propias prescripciones locales. A este respecto, en el documento UIC-IRS 70719 se recogen en una tabla dichos requisitos nacionales.

Desde un punto de vista resistente, una capa de subbalasto de buena calidad podría caracterizarse por una cohesión de unas 10 kPa y un ángulo de rozamiento de 40º, que bajarían a 5 y 2-3 kPa de cohesión y a 35 y 30º de ángulo de rozamiento para materiales de subbalasto de calidad media y baja, respectivamente.

2.6 *Plataforma ferroviaria*

2.6.1 *Ideas previas*

La plataforma ferroviaria se puede definir como la estructura constituida por el terreno natural, en el caso de desmontes, o por el material de aportación, en el caso de terraplenes, coronada por una capa adicional (la capa de forma) sobre la que se apoyan las capas de asiento de la vía (subbalasto y balasto).

2.6.2 *Capa de forma*

La capa de forma (cuya denominación inglesa es "form layer" o "prepared subgrade") es una capa que se suele colocar encima del terreno natural, en el caso de desmontes, o de la coronación del terraplén, con el fin de mejorar las características mecánicas de la plataforma.

A tal fin, se constituye como capa superior de remate y coronación de la plataforma sobre la que apoya directamente la capa de subbalasto, por lo que debe tener unas características mecánicas suficientes para soportar las solicitaciones procedentes de dichas capas, tanto en términos de tensiones como de deformaciones.

Los materiales que se pueden usar y sus espesores correspondientes dependen de la capacidad portante de la plataforma requerida en el proyecto de vía que se clasifica en P1, P2 ó P3 dependiendo del tráfico ferroviario a soportar, medido en magnitud, velocidad y número de cargas generadas por el paso de las circulaciones ferroviarias sobre la vía. En la Figura 21 se muestran los criterios de dimensionamiento de la capa de forma de acuerdo al documento UIC-IRS 70719.

Subgrade bearing capacity	Embankment upper zone [1] / Cutting surface	Requirements of prepared subgrade	
		Quality class material	Minimum thickness (e_f)
P1 (Poor subgrade)	QS1	QS1	---
P2 (Average subgrade)	QS1	QS2	0.50 m
		QS3	0.35 m
	QS2	QS2	---
P3 (Good subgrade)	QS1	QS3	0.50 m
	QS2		0.35 m
	QS3		---

1. The embankment upper zone can only be formed with QS2 or QS3 materials.

Figura 21. Criterios para el dimensionamiento de capa de forma [tomado del documento UIC-IRS 70719]

2.6.3 *Terraplén*

En el documento UIC-IRS 70719 se proyecta el terraplén como una estructura zonada, siguiendo los principios indicados en la norma europea EN 16907-1 Earthworks, como se ve en la Figura 22.

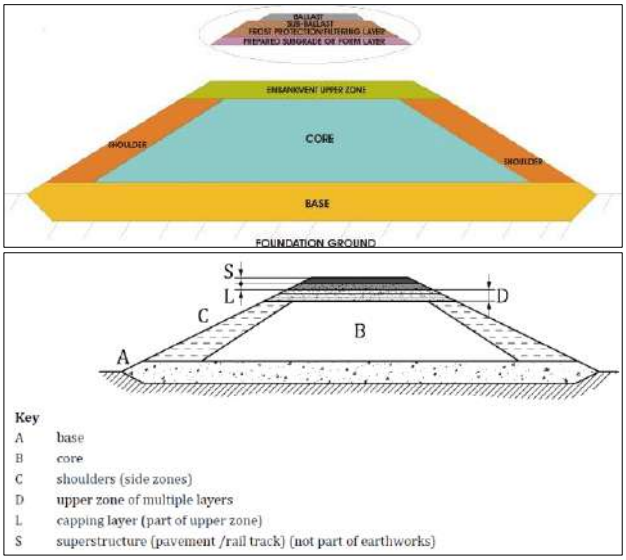


Figura 22. Zonificación del terraplén según UIC-IRS70719 (arriba) y EN16907-1 (abajo)

Una vez establecida la sección tipo del terraplén, el documento dedica unos capítulos a los materiales que se pueden

usar en las diferentes zonas, a la forma de realizar los cálculos de estabilidad siguiendo los principios y métodos del Eurocódigo 7 y a la estimación de movimientos de la sección.

Los materiales a utilizar se clasifican en las cuatro categorías usadas tradicionalmente en el mundo ferroviario (QS0, QS1, QS2 y QS3) basándose en criterios cuantitativos de los resultados de los siguientes ensayos de laboratorio: ensayos granulométricos, límites de Atterberg, contenido de materia orgánica, contenido de sulfatos solubles en agua, contenidos en sales solubles, ensayo CBR, hinchamiento libre y colapso, como se muestra en la Figura 23.

Parameter	QS quality class			
	QS0 (Unsuitable material)	QS1 (Poor material)	QS2 (Average material)	QS3 (Good material)
Group name (Soil group symbol in accordance with Table 1 - page 20 and Table 2 - page 21)	F4 - FV	I1 - IL- I2- IM F1 - FL- F2 FM - F3 - FH	G2 - S2 G4 - S4	G1 - S1 G3 - S3
Organic matter content (%)	> 2.0	< 2.0	< 1.0	< 0.5
Water-soluble sulphate content (SO_4^{2-}, %)	> 5.0	< 5.0	< 2.5	< 1.0
Soluble salt content (%)	> 1.0	< 1.0	< 0.5	< 0.2
CBR index (see Note A below)	< 5	> 5	> 10	> 17
Free swelling (%) (see Note B below)	> 2.0	< 2.0	< 1.5	< 1.0
Collapse (%) (see Note C below)	> 1.0	< 1.0	< 0.75	< 0.5
Frost susceptibility	See Note D below			
Internal erosion susceptibility	See Note E below			

Figura 23. Criterios para la clasificación de material tipo suelo [tomado del documento UIC-IRS 70719]

En la base, los espaldones y en la coronación del terraplén sólo se pueden usar materiales de las categorías QS2 y QS3, mientras que, en el núcleo, se permiten las categorías QS1, QS2 y QS3. El material QS0 no se puede utilizar en ninguna zona del terraplén, sin tratamiento previo en su caso.

Por último es de destacar que en el artículo dedicado a "Rellenos" del Pliego General de Prescripciones Técnicas de ADIF (2011), se recogen unas prescripciones de proyecto muy interesantes y precisas sobre los terraplenes que se sitúan en terrenos encharcables (entendidos como aquellos con condiciones de posible saturación, debidas a niveles freáticos elevados) o en terrenos inundables (entendidos como aquellos en los que puede haber presencia de flujos superficiales de agua generalmente asociados a vaguadas claramente marcadas). Asimismo, hay un artículo sobre los tratamientos de suelos de baja calidad con cal que recoge las últimas novedades de esta técnica, desde un punto de vista normativo.

2.6.4 *Desmonte*

En lo que respecta a los desmontes, el documento UIC-IRS 70719 dedica un apartado a los posibles métodos de excavación en función de la clasificación de los suelos y rocas presentes en el desmonte. A su vez, da unas recomendaciones generales sobre las posibles inclinaciones de los taludes de los desmontes y especifica unos requisitos que debe cumplir el terreno de la base del desmonte para ser apto para apoyar directamente la sección ferroviaria y las posibles medidas a realizar, si el terreno natural no cumple dichos requisitos.

2.7 *La velocidad crítica de la sección ferroviaria*

2.7.1 *El fenómeno de la velocidad crítica*

La velocidad crítica es aquella velocidad de circulación del tren que produce una condición similar a la resonancia en el medio subyacente a la vía, provocando una amplificación del movimiento vertical de los componentes de la vía y el terreno de apoyo tal que quedan comprometidas la estabilidad de la infraestructura y la propia seguridad de los pasajeros. Este tipo de resonancia es debida a un acople entre las velocidades del tren y de las ondas del medio subyacente.

En los últimos años del siglo pasado, se constataron casos reales en los que se detectaron vibraciones excesivas en la vía férrea y el terreno circundante durante el paso de trenes a velocidades de tan solo 200 km/h, sobre lugares con suelos blandos [Woldringh y New, 1999]. En dichos lugares, la deflexión vertical experimentada por el carril llegó a duplicar la del caso estático, como se aprecia en la Figura 24. Entre los casos incluidos, destaca el caso de Ledsgard (Suecia) que es sin duda el caso real más conocido en el que la vía sufrió los efectos devastadores originados por el fenómeno de velocidad crítica, en una línea de alta velocidad, poco después de su inauguración [Madshus y Kaynia, 2001]. Como medida inmediata, se redujo la velocidad del tren en las zonas de suelos blandos. Sin embargo, para resolver por completo el problema se necesitaron trabajos de mejora en el terreno, con un alto coste económico asociado [Holm et al., 2002].

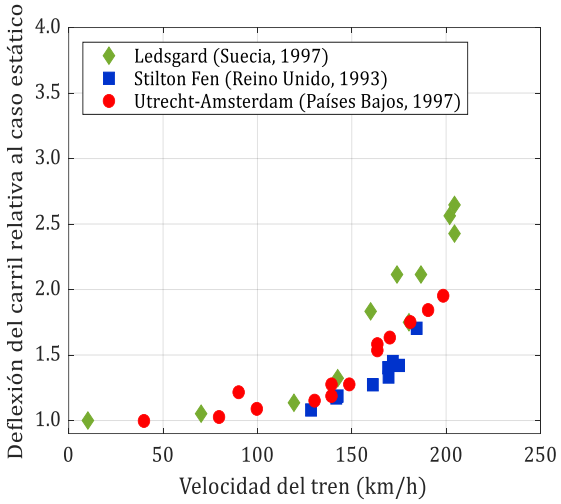


Figura 24. Deflexión vertical máxima del carril frente a velocidad de circulación registrada en los casos reales afectados por el fenómeno de velocidad crítica

Los efectos sobre la vía del fenómeno de velocidad crítica se manifiestan con bastante anterioridad a que el tren alcance dicha velocidad. Debido a este fenómeno, los desplazamientos verticales de los componentes de la vía y el terreno crecen a medida que aumenta la velocidad de circulación del tren, siendo dicho incremento más pronunciado cuanto menor es la velocidad crítica de la sección ferroviaria. En consecuencia, según aumenta la velocidad del tren y se va acercando a la velocidad crítica de la vía se producen: en primer lugar, problemas en el confort de los pasajeros; seguidamente, un aumento de la periodicidad e intensidad de las labores de mantenimiento, con su coste asociado; y, finalmente, problemas de estabilidad en la infraestructura de vía y de seguridad de los pasajeros.

Por todo lo anterior, uno de los mayores desafíos a los que se enfrenta en la actualidad el sector ferroviario es la determinación del valor de velocidad crítica. Esto es así, tanto en las futuras LAVs, por sus elevadas velocidades de proyecto; como en las LAVs ya existentes, debido al pretendido aumento de velocidad comercial; y especialmente en las líneas convencionales construidas si se va a aumentar grandemente la velocidad de paso.

En definitiva, resulta de vital importancia conocer la velocidad crítica de las diferentes secciones ferroviarias, de modo que: (i) si fuese necesario incrementar el valor de este parámetro en las líneas ferroviarias en proyecto, pudiese conseguirse mediante la mejora del terreno de apoyo con antelación a la construcción de la infraestructura; y (ii) en las líneas ferroviarias ya en servicio en las que se desee aumentar la

velocidad comercial, se tenga la certeza de que el aumento de velocidad pretendido no supone riesgo para la infraestructura ni para los pasajeros y, si así fuese, se tomasen las medidas oportunas.

2.7.2 *Modelo teórico*

Los primeros estudios sobre los efectos producidos en la vía por cargas en movimiento se basaron en el modelo de viga sobre cimentación elástica (VCE), donde la viga representaba el carril. Con este modelo, Dörr [1944] fue capaz de predecir la existencia de una velocidad crítica de circulación para la cual, en ausencia de amortiguamiento, la deflexión de la viga tendía a infinito; siendo esta solución confirmada posteriormente por Kenney [1954].

Durante la segunda mitad del siglo XX, el modelo VCE, según estaba definido, resultó ser insuficiente para describir el comportamiento de secciones ferroviarias sometidas a trenes rápidos. Esto dio lugar a la extensión de dicho modelo, de forma que el carril junto con las traviesas y el balasto se combinaban para dar lugar a una viga equivalente, mientras que el terraplén y el terreno de apoyo conformaban la cimentación elástica; aunque aún hoy existe discrepancia sobre qué elementos deberían formar parte de la viga equivalente y cuáles de la cimentación [Heelis et al., 1999a]. Pero independientemente de cómo se efectúe el reparto de componentes, el modelo VCE extendido proporciona la misma expresión de velocidad crítica que la hallada por Dörr y Kenney, variando únicamente las propiedades de la viga equivalente y de la cimentación definidas.

La revolución en el concepto de velocidad crítica llegó a finales del siglo pasado, cuando se detectaron vibraciones excesivas en secciones construidas sobre suelos blandos de diversas LAVs [Woldringh y New, 1999] (Figura 2.x). Éstas pusieron de manifiesto que las velocidades a las que se propagan las ondas superficiales (de tipo Rayleigh) desempeñan un papel crucial en el grado de amplificación dinámica de la deflexión experimentada por los carriles, que crece sustancialmente a medida que la velocidad del tren se acerca a la velocidad de estas ondas.

Sin embargo, a pesar de los datos empíricos, no existía una demostración teórica que pusiese de manifiesto la relación entre la velocidad crítica y las ondas superficiales; y lo que es más importante, tampoco se conocía cuál de todas las velocidades con las que pueden propagarse dichas ondas era la velocidad crítica. La primera demostración teórica rigurosa al respecto la proporcionaron Kausel et al en el año 2020.

En dicho artículo se comienza resolviendo la ecuación general de viga sobre cimentación elástica mediante el método de la transformada de Fourier. Haciendo uso de la teoría de números complejos, se demuestra que la velocidad crítica de una VCE, además de ser igual a la solución que proporcionaron los autores en el pasado, es aquella velocidad de fase para la que la curva de dispersión alcanza el mínimo; donde: (i) la velocidad de fase se define como la velocidad con la que se propaga el pico de la onda, y (ii) la curva de dispersión es aquella que relaciona la velocidad de fase con la frecuencia (ω) o longitud de la onda (λ). Además, se demuestra que la velocidad de fase y la velocidad de grupo coinciden en este punto, siendo esta última la velocidad con la que se propaga la energía del paquete de ondas. Es decir, cuando se alcanza la velocidad crítica, el tren se mueve con la misma velocidad con la que se propaga la energía, a través de las ondas, en el medio subyacente. La Figura 25 resume estos resultados.

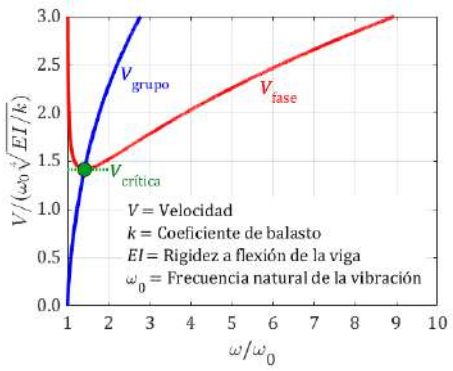


Figura 25. Curva de dispersión de una VCE, en términos de velocidades de fase y grupo, y obtención de la velocidad crítica

Además, este artículo no se limita a resolver el caso de una VCE, sino que hace extensiva la solución a sistemas multicapa, como sería el caso de una sección ferroviaria, la cual habitualmente incluye las capas de balasto, subbalasto, capa de forma, terraplén y terreno natural, pudiendo este último estar estratificado.

En sistemas multicapa, la curva de dispersión no es única, sino que aparecen múltiples modos de oscilación, cada uno de los cuales tiene asociada su correspondiente curva modal de dispersión. En tal caso, se concluye que:

- La velocidad crítica equivale a la menor velocidad de fase de los mínimos locales de las curvas modales de dispersión.
- La velocidad crítica depende, a través de las curvas de dispersión, de la geometría y de las propiedades mecánicas y elásticas de las diferentes capas de la sección ferroviaria.
- La velocidad crítica es una propiedad intrínseca a la sección bajo estudio, por lo que es independiente de la configuración espacial de cargas del tren y de su tonelaje.
- La influencia del emparrillado de vía (carriles, sujeciones, suelas bajo carril y traviesas) en la velocidad crítica es despreciable.

2.7.3 *Método de cálculo*

Utilizando como base el modelo teórico descrito anteriormente, se ha elaborado un método para determinar el valor de la velocidad crítica de secciones ferroviarias, el cual consta de las siguientes etapas:

- Etapa A – Elaboración del modelo de capas de la sección ferroviaria

Según el modelo teórico descrito, la velocidad critica está determinada por la configuración y propiedades de las capas que conforman la sección ferroviaria, que habitualmente son: balasto, subbalasto, capa de forma, terraplén y terreno natural, que puede estar, a su vez, estratificado. No obstante, el método también sería aplicable a vías en placa y a secciones que incluyesen capas adicionales. Para todas las capas de la sección, habrían de definirse los siguientes parámetros: espesor (H), velocidad de las ondas de corte (V_S), densidad (ρ), coeficiente de Poisson (υ), y razón de amortiguamiento (ξ). De todos los parámetros, H y V_S son los que mayor influencia tienen en la velocidad.

- Etapa B – Cálculo de las curvas de dispersión de las ondas superficiales

A partir del modelo de capas de la sección ferroviaria, se obtendrían las curvas de dispersión modales de las ondas superficiales de tipo Rayleigh asociadas. Estas curvas pueden calcularse de forma teórica, mediante cualquier método adecuado. No obstante, y debido a que en campo resulta técnicamente imposible obtener todas las curvas de dispersión modales, con frecuencia se trabaja con la curva de dispersión

aparente, que resulta de la superposición de los diferentes modos de oscilación. Para el propósito de cálculo de velocidad crítica y las configuraciones habituales de capas, puede trabajarse tanto con las curvas modales como con la curva aparente, siendo esta última, además, fácilmente deducible mediante programas informáticos comerciales como "WinSASW".

- Etapa C – Elaboración del modelo de capas de la sección ferroviaria

Siguiendo el resultado del modelo teórico, la velocidad crítica está determinada por la menor velocidad de fase de los mínimos locales de las curvas modales de dispersión; o el mínimo de la curva de dispersión aparente en caso de que se opte por trabajar con esta última.

A modo de ejemplo, en la Figura 26 se muestran: la vista transversal de una sección ferroviaria, su modelo de capas y las curvas de dispersión modales y aparente asociadas, así como la velocidad crítica obtenida a partir de las mismas.



Modelo de capas de la sección ferroviaria

Capa	H (m)	V_S (m/s)	ρ (kg/m³)	υ	ξ (%)
Terraplén	1.40	250.0	1800	0.25	5.0
Costra endurecida	1.20	60.0	1600	0.40	5.0
Arcilla orgánica	3.0	40.0	1500	0.45	5.0
Arcilla marina	2.0	59.5	1600	0.40	5.0
	2.0	68.5	1600	0.40	5.0
	2.0	77.5	1600	0.40	5.0
	2.0	86.5	1600	0.40	5.0
	2.0	96.5	1600	0.40	5.0
	∞	100.0	1600	0.40	5.0

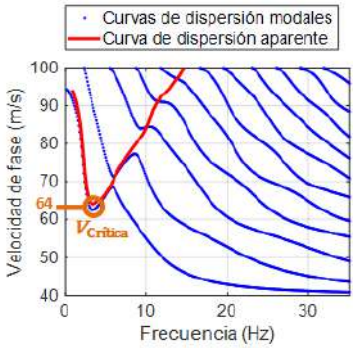


Figura 26. Ejemplo de sección ferroviaria (izquierda), modelo de capas correspondiente (centro) y curvas de dispersión modales y aparente junto a velocidad crítica (derecha). Caso Ledsgard (Suecia)

3 MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA

3.1 *Ideas básicas*

La modelización numérica de diversos aspectos singulares de las vías férreas es una herramienta muy adecuada para el análisis de detalle del comportamiento dinámico de la vía al paso de trenes con diferentes velocidades de circulación. Generalmente, para este fin, se emplean programas comerciales basados en las técnicas de los elementos finitos (MEF) o de diferencias finitas (MDF), como puede verse en los ejemplos de la Figura 27.

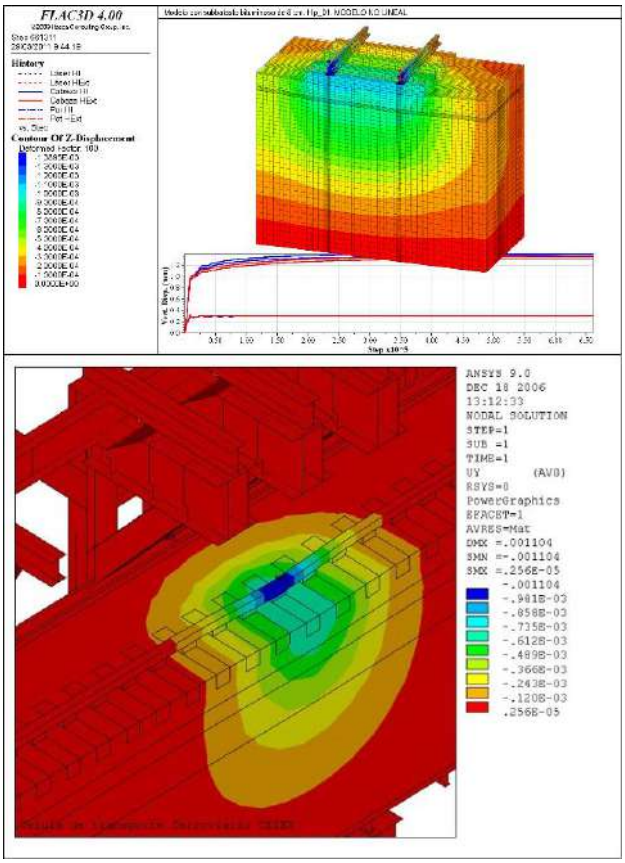


Figura 27. Ejemplos de modelización numérica de secciones ferroviarias

A continuación, se van a indicar una serie de pautas que se deberían tener en cuenta en la modelización de vías férreas para facilitar que los resultados se puedan considerar adecuados.

3.2 *Geometrías de los modelos y detalles de la superestructura*

Los modelos deberían incorporar tanto los diferentes niveles del terreno natural, incluyendo zonas con un posible tratamiento de mejora, como las capas del terraplén (si lo hubiera) y los elementos de la superestructura, como puede verse en la Figura 28, junto con su mallado correspondiente.

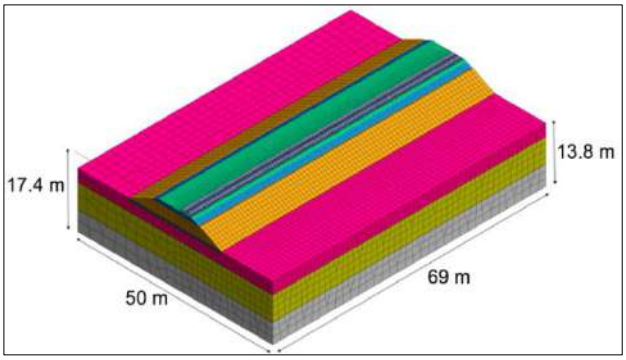


Figura 28. Ejemplo de malla de una sección ferroviaria

El terreno y el terraplén, con sus diferentes capas, se deberían discretizar con elementos volumétricos, preferiblemente hexaédricos. Debido a que no son esperables plastificaciones locales se pueden emplear elementos lineales, aunque los de segundo orden siempre serán preferibles.

Los carriles se deberían discretizar empleando elementos tipo viga ("beam") con unas propiedades deformacionales axiales y a flexión similares a los valores del carril a modelizar. La discretización debería hacerse con un tamaño de elemento que subdivida el espacio entre ejes de traviesa en unos 4 a 8 tramos. La dimensión de cada elemento viga (Δl) influirá en el incremento de tiempo a utilizar en la modelización de la carga móvil.

Las suelas bajo carril se deberían modelizar como elementos tipo muelle o como elementos tipo barra que transmiten cargas axiales pero no flexiones ni cortantes. En ambos casos la rigidez de estos elementos se puede subdividir en varios elementos por apoyo (repartiendo la rigidez total K según K/4, K/2 y K/4 o empleando un único elemento (de rigidez K).

Para evitar problemas numéricos e inestabilidad matemática en el cálculo, se deberían introducir unas restricciones en los nodos de los carriles que impidieran el giro en el eje longitudinal de los mismos, así como los movimientos transversales. Adicionalmente, en el nodo extremo del carril situado en el borde del modelo se debería impedir el movimiento longitudinal.

Las traviesas se deberían discretizar con elementos volumétricos que se conectaran con el balasto inferior con nodos comunes. El empleo de elementos tipo junta ("interfaces") entre la cara inferior de las traviesas y el balasto, si bien puede parecer lo más correcto, además de no ser necesario debido a que no se suelen superar las tensiones tangenciales límite en el contacto y no suele haber despegues, no es conveniente debido a que su presencia implica una importante no linealidad en el modelo, lo que produce normalmente un incremento notable de tiempo de cálculo.

3.3 *Condiciones de borde*

En los cálculos dinámicos se deberían emplear condiciones absorbentes en los contornos verticales. Dichas condiciones suelen están representadas por unos amortiguadores cuya componente viscosa está determinada por el área de cada elemento y por sus velocidades V_P (velocidad de las ondas longitudinales) y V_S (velocidad de las ondas de corte).

Para el apoyo inferior hay una doble alternativa: un contorno absorbente similar al anterior o una base con movimientos impedidos. La diferencia que se obtiene entre ambos casos, si se ha empleado un modelo constitutivo con amortiguamiento, no es relevante.

En ocasiones, cuando se está realizando un modelo MEF y se va a emplear un amortiguamiento Rayleigh, es necesario determinar las frecuencias propias del modelo para obtener el rango frecuencial donde ajustar el amortiguamiento del modelo, según el procedimiento que se describe más adelante. En este caso, se deberían incorporar, tanto en los contornos verticales como en el horizontal, unos elementos tipo muelle conectados a cada nodo, cuya rigidez estará ponderada en función del área contributiva de cada material a dicho nodo y su rigidez a pequeñas deformaciones.

3.4 *Modelos constitutivos. Amortiguamiento*

En la modelización del paso de una carga a una determinada velocidad, se suelen utilizar modelos constitutivos elásticos, con módulos de elasticidad correspondientes a muy pequeñas deformaciones, propio de la dinámica de suelos, como se muestra en la Figura 29.

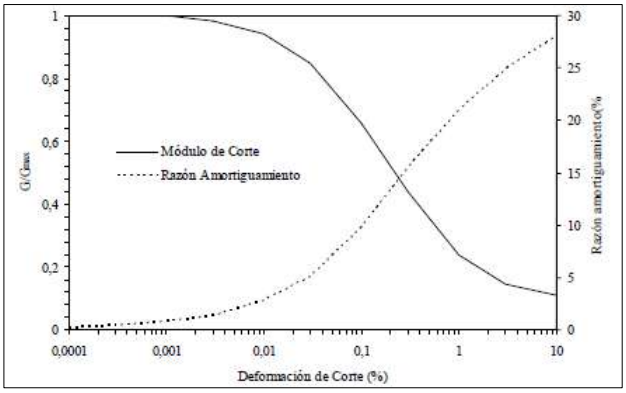


Figura 29. Curva de reducción del módulo de corte y variación de la razón de amortiguamiento con la deformación de corte

En los cálculos dinámicos, al introducirse una carga se debe asegurar que su efecto se amortigua con el tiempo para que el modelo no esté oscilando indefinidamente de forma irreal. Para incorporar este comportamiento se puede emplear una doble alternativa: incluir un modelo constitutivo con amortiguamiento histerético o adicionar un amortiguamiento matemático, tipo Rayleigh, a la malla.

El amortiguamiento histerético surge del bucle de histéresis que se produce cuando se aplica una carga cíclica a un material (A_1 en la Figura 30). Además, en estos tipos de modelos constitutivos (por ejemplo, Ramberg-Osgood, Hardin-Drnevich, HSSmall, etc.) se pueden reproducir las curvas de reducción del módulo de corte del material al aumentar la deformación, pudiéndose replicar adecuadamente las curvas que se deseen con un simple ajuste paramétrico, como se indica en la Figura 31.

El modelo Mohr-Coulomb incorpora un comportamiento histerético de calidad muy mediocre, por lo que en estos casos es preferible emplear un modelo elástico lineal con un amortiguamiento tipo Rayleigh. Este tipo de formulación descompone el amortiguamiento (C) en dos componentes: la relacionada con la masa (αM) y la relacionada con la rigidez (βK), de forma que el amortiguamiento total es $C = \alpha M + \beta K$. La suma de ambas componentes no aporta en ningún caso un amortiguamiento de valor constante, por lo que se deben ajustar unas parejas de valores de frecuencia y amortiguamiento, de forma que, en el rango frecuencial de interés, el amortiguamiento sea ingenierilmente razonable.

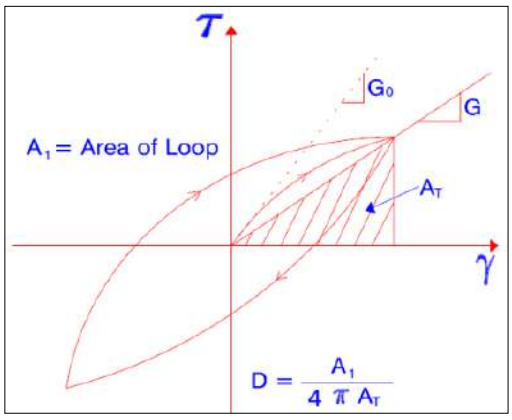


Figura 30. Croquis del concepto de amortiguamiento histerético

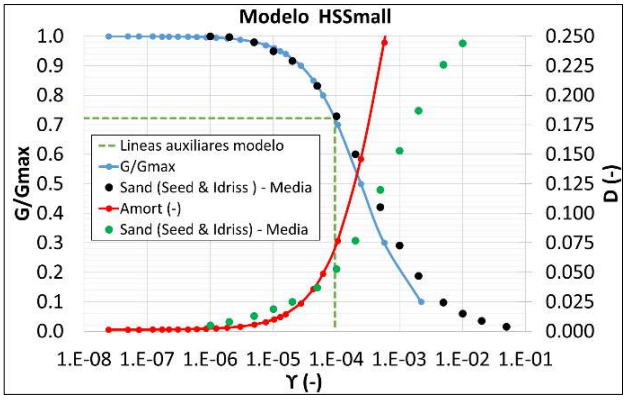


Figura 31. Ejemplo de ajuste de curvas de degradación y de amortiguamiento con el modelo HSSmall

3.5 *Aplicación de cargas móviles*

En los cálculos numéricos, las cargas se deben aplicar obligatoriamente en los nodos del modelo que, en este caso, corresponderían a los del carril, cuya separación es Δl.

En los cálculos MEF, que emplean un esquema de cálculo implícito, no es adecuado considerar un incremento temporal Δt según la expresión $\Delta t = \Delta l /$ velocidad, debido a que la aplicación de la carga en los nodos sería demasiado brusca y, además, sólo se podría ajustar adecuadamente una de las cargas del tren, pudiendo estar las restantes no aplicadas en ningún nodo.

Para evitar estos problemas, se recomienda emplear una metodología en la que cada una de las cargas se descomponga, de forma triangular, en una pareja de cargas que se aplican de forma proporcional a los nodos entre los que se encuentre la carga (Araujo, 2011). Un esquema conceptual se muestra en la Figura 32. Aplicando este procedimiento se puede controlar, mediante Δt, la aplicación de la carga en "escalones" para que la simulación de las cargas móviles sea la más adecuada posible.

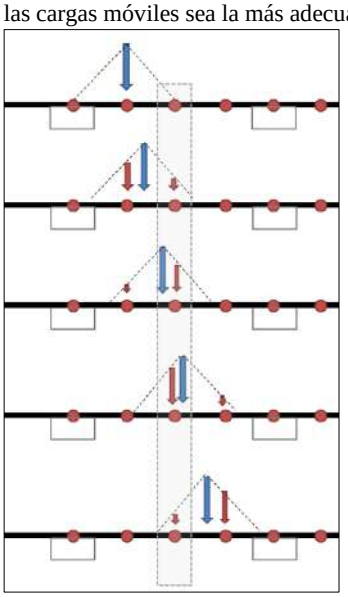


Figura 32. Esquema conceptual de aplicación de las cargas en los nodos del carril

4 AUSCULTACIÓN DE SECCIONES FERROVIARIAS

4.1 *Ideas básicas*

La auscultación de las vías férreas es una actividad esencial para el conocimiento del comportamiento mecánico de las mismas. Todos los modelos de cálculo que se utilicen en fase de proyecto, ya sean analíticos, empíricos o numéricos, deberían contrastarse y validarse con medidas reales obtenidas en vía.

Para poder realizar una buena auscultación de la sección ferroviaria se debe colocar cierta instrumentación que, en este ámbito, puede dividirse en instrumentación interna y externa.

La instrumentación interna incluye los sensores colocados en las distintas partes del terraplén y en las capas de forma, subbalasto y balasto que suelen instalarse de forma simultánea a la ejecución de la sección. Generalmente, se usan los siguientes equipos (Figura 33):

- Micrómetros deslizantes.
- Transductores de desplazamiento con sensor LVDT para medir los movimientos relativos de las distintas capas.
- Células de presión para conocer la transmisión de tensiones en profundidad.

La instrumentación externa consiste generalmente en los siguientes sensores (Figura 34):

- Bandas extensométricas a puente completo colocadas en el alma del carril para definir las cargas transmitidas por las ruedas y las reacciones sobre las traviesas. Estos sensores permiten determinar las velocidades de los trenes registrados.
- Sensores láser para la medida del desplazamiento absoluto de carril.
- Geófonos de 2 Hz para la medida de la velocidad del carril y, mediante integración, determinar el desplazamiento absoluto de carril.
- Geófonos de 1 Hz para la medida de velocidad de traviesa y, mediante integración, determinar el desplazamiento absoluto de la traviesa instrumentada.
- Potenciómetros para medir el desplazamiento relativo entre traviesa y patín de carril.
- Acelerómetros para medir la aceleración de los movimientos de carril y traviesa, fundamentalmente.

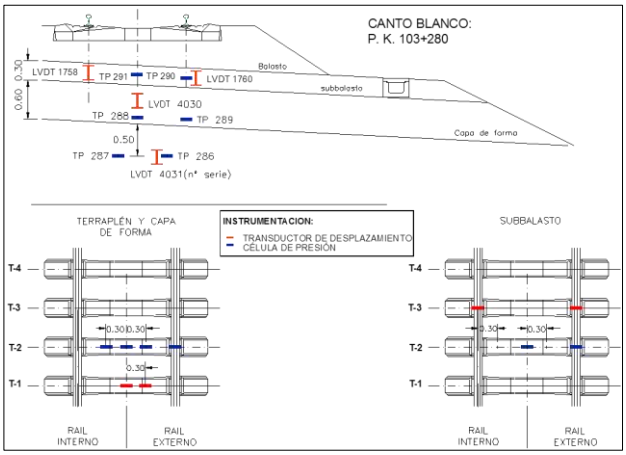


Figura 33. Instrumentación interna colocada en coronación de terraplén y subestructura



Figura 34. Instrumentación externa colocada en una sección ferroviaria

4.2 *Obtención de cargas, reacciones y velocidades de paso de tren mediante bandas extensométricas*

Las bandas extensométricas miden el esfuerzo cortante sufrido por el carril al paso de los trenes. A partir de la medida del esfuerzo cortante, se puede determinar la carga Q inducida en la vía por el paso de una rueda del tren, de acuerdo con el esquema operativo recogido en la Figura 35 y desarrollado en Moreno et al (2012). En esencia, la carga se obtiene restando las historias de los esfuerzos cortantes Qi, determinadas en dos puntos de un vano de vía situado entre dos traviesas consecutivas. Teniendo en cuenta que la longitud de dichos vanos es de 0,60 m, las pruebas y cálculos realizados indicaron que dichas bandas deberían separarse entre sí 0,30 m y situarlos a 0,15 m del centro del vano elegido, como se aprecia en la Figura 36.

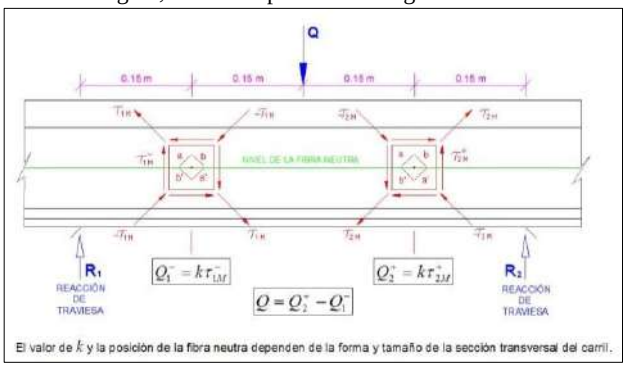


Figura 35. Esquema de colocación de las bandas extensométricas en el carril



Figura 36. Bandas extensométricas colocadas en el carril

Como ejemplo de las historias de cargas que pueden obtenerse en un punto de la vía con esta técnica, en la parte superior de la Figura 37 se han representado las historias de esfuerzos cortantes Q1 y Q2 inducidas por un tren circulando a 200 km/h en un vano de vía, instrumentado según el esquema de las Figuras 35 y 36. En la parte inferior de dicha figura se muestra la historia de las cargas Q producidas en el carril instrumentado por el paso de las ruedas de dicho tren, obtenida mediante la resta de los valores Q2 y Q1.

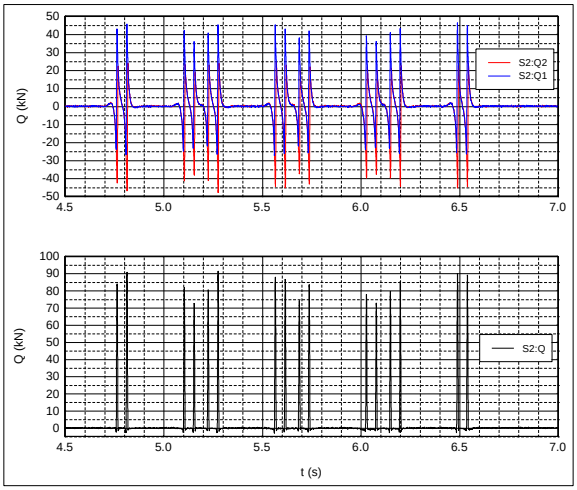


Figura 37. Historia de cargas Q por rueda, obtenida restando las historias de esfuerzos cortantes Q2 y Q1, inducidas en un vano de línea de alta velocidad por un tren a 200 km/h

De manera análoga, pero disponiendo sendas bandas extensométricas a cada lado de una traviesa puede obtenerse la historia de la resultante de las cargas que actúan sobre la misma al paso de un tren y deducirse la historia de reacciones sobre ella ya que se conoce, gracias al procedimiento descrito anteriormente, la historia de carga por rueda (Q). El cociente entre la reacción en traviesa y la carga por rueda está relacionado con la rigidez de vía, debiendo estar en el entorno de 0,4 para vías de buena calidad, cuya rigidez de vía (K) suele estar alrededor de 100 kN/mm, como se indicaba en la Figura 3.

Es importante resaltar que las medidas realizadas en la red ferroviaria española han detectado diferencias relevantes de comportamiento entre traviesas contiguas, a pesar delo cual el comportamiento global de la vía es bastante homogéneo.

Por último, se debe indicar que la bondad de este procedimiento operativo se ha comprobado con cálculos numéricos tridimensionales y con medidas realizadas en el Cajón Ferroviario del CEDEX.

4.3 *Obtención de movimientos del carril y rigidez de vía mediante láser y geófonos*

La medida de los desplazamientos absolutos de carril bajo cargas estáticas (tren parado) o dinámicas (tren con velocidad) se realiza mediante dos sistemas de medida sin contacto: el primero basado en un emisor Láser y sus sensores de desplazamiento de tipo PSD (Position Sensitive Device) y el segundo mediante la integración de la señal proporcionada por geófonos (Figura 38).

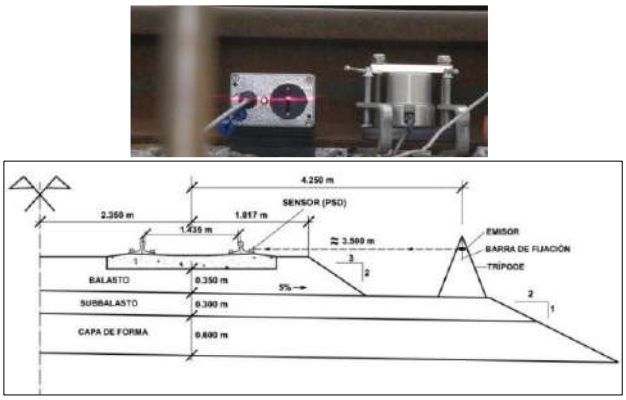


Figura 38. Sensor láser y geófono (arriba). Esquema de medida con sensor láser (abajo)

El sensor láser por su filosofía de medida requiere de un punto fijo en la posición del emisor que emita un rayo horizontal de luz cuya posición constante en el espacio sirve de nivel de referencia de las medidas que se toman en el receptor. En campo, este punto fijo no es tal ya que el trípode que se utiliza como soporte del emisor se apoya sobre la capa de subbalasto junto a la canaleta de vía y, por tanto, se ve afectado por las vibraciones generadas por el propio tren, tanto las que se propagan por el aire como por el terreno. Estas vibraciones pueden explicar la dispersión de las medidas tomadas con el sensor láser en los registros de campo. La obtención de un punto fijo situado junto a la vía necesario por la distancia requerida para medir con el sensor láser es un asunto a considerar. En otros emplazamientos, con el objetivo de intentar solventar este problema, se ha dispuesto el emisor láser en las torres de soporte de la catenaria. Los resultados así obtenidos han sido, sin embargo, más desfavorables por el aumento de la distancia entre emisor y receptor.

Para evitar estos problemas, últimamente se están empleado únicamente geófonos para la medida de desplazamientos. Son transductores pasivos electrodinámicos, de baja frecuencia de resonancia y alta sensibilidad. El registro procedente de estos sensores es en términos de velocidad, por lo que debe integrarse en el tiempo para obtener las deflexiones del carril.

Se han utilizado geófonos de 2 Hz solidarios al carril, cuyas curvas de respuesta se muestran en la Figura 39. La posición en la que se instalaron los sensores, con un gálibo reducido, ha impedido utilizar geófonos con menor frecuencia de resonancia para la medida de los movimientos del carril que pudiera mejorar la bondad de los registros obtenidos.

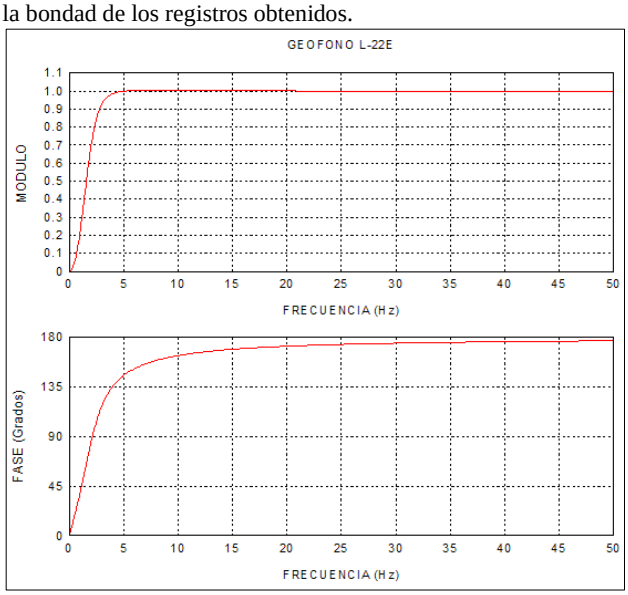


Figura 39. Curvas de respuesta de un geófono de 2 Hz

Antes de integrar las señales captadas por el geófono para obtener las deflexiones del carril, es necesario modificar las fases de los armónicos que constituyen dichas señales. Con ello se han conseguido registros de la deflexión de gran calidad para velocidades superiores a 100km/h (Figura 40).

Frente a otros tipos de sensores de similares dimensiones, como pueden ser los acelerómetros, los geófonos ofrecen la ventaja de no necesitar alimentación eléctrica externa y de permitir corregir la línea base de las señales integradas de una manera relativamente sencilla.

Según la experiencia del Laboratorio de Geotecnia, se consideran más precisas las medidas obtenidas a partir de la integración de los registros de los geófonos de 2 Hz que las obtenidas con el láser debido a la dificultad de conseguir un punto fijo para la sujeción del emisor, y por ello son las utilizadas normalmente en este tipo de estudio.

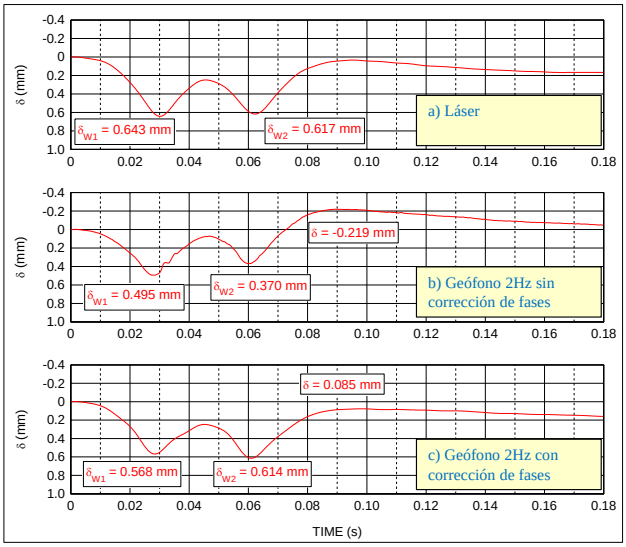


Figura 40. Deflexiones absolutas de la vía obtenidas: a) con un sistema de rayos láser b) sin corregir las fases de la señal recibida en un geófono de 2Hz y c) corrigiendo previamente las fases de la señal captada con el geófono

La rigidez de vía se puede obtener como cociente entre la carga por rueda y la deflexión del carril, una vez que se han medido en el mismo punto, tal como se comentaba en apartados anteriores.

4.4 *Obtención de presiones en las capas ferroviarias*

Las presiones verticales generadas por la circulación de los trenes en las diferentes capas de la infraestructura ferroviaria se miden con células de presión que se colocan en posiciones estratégicas de la sección instrumentada. Así, por ejemplo, en el caso de la Figura 33, mostrada anteriormente, las células de presión se colocaron en la parte inferior de las traviesas y en el interior de las capas de subbalasto, capa de forma y terraplén. Las células colocadas en la parte inferior de las traviesas se posicionaron en la vertical de los carriles y la zona central de las traviesas.

En la Figura 41 se recoge un momento de la instalación de las células de presión bajo una traviesa y, en la Figura 42, se muestra un ejemplo de los registros obtenidos. En rojo se dibuja la señal original y en azul la señal filtrada, ambas sin corrección de cero. Se observa que la coincidencia entre ambas señales es buena, puesto que existe poco ruido en la señal original. Este ruido desaparece prácticamente en su totalidad al realizar el filtrado. El análisis espectral de la señal registrada por las células de presión condujo a la aplicación de un filtro tipo pasa-baja (low-pass filter) con frecuencia de corte en 40 Hz.



Figura 41. Instalación de células de presión bajo las traviesas

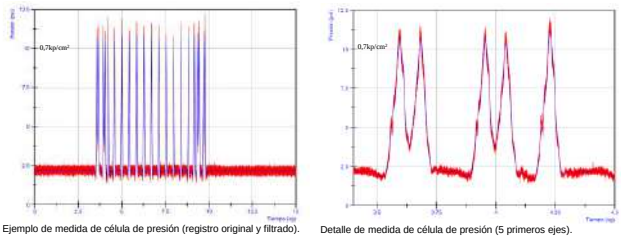


Figura 42. Registros original y filtrado de medidas de célula de presión

En general, el análisis de estas presiones muestra dispersión de medidas entre los distintos sensores. Así, en uno de los casos analizados, los valores medios obtenidos de las ocho células situadas bajo traviesa fueron de 110 a 120 kPa. Las medidas bajo traviesa tomadas en el punto medio de las mismas fueron obviamente menores que las obtenidas bajo los carriles, presentando valores de 35 y 10 kPa. Estos valores se han obtenido en otros estudios realizados por lo que se puede considerar ese rango de valores como representativos para trenes de pasajeros.

Los valores de presión obtenidos en la región de contacto balasto/subbalasto fueron más uniformes que los obtenidos en los sensores dispuestos bajo traviesa. Los valores medios resultantes en las células dispuestas bajo carriles en el contacto de las capas de balasto y subbalasto fueron de 55 a 70 kPa, muy en consonancia con lo indicado en la Figura 19. Por otro lado, en el punto medio de las traviesas, en el contacto balasto-subbalasto se obtuvieron valores medios de 20 kPa.

5 EXPERIMENTACIÓN EN LABORATORIO: CAJÓN FERROVIARIO DEL CEDEX

5.1 *Introducción*

Como se ha mostrado en este trabajo, la investigación experimental en Geotecnia Ferroviaria comienza normalmente con la realización de ensayos geotécnicos simples y normalizados en laboratorio sobre los materiales que componen la sección transversal, enmarcados en la Mecánica de Suelos y Rocas. Adicionalmente, en fase de proyecto o de explotación, se pueden llevar a cabo modelos numéricos que reproduzcan el comportamiento real de las secciones ferroviarias para asegurar los niveles de seguridad y servicio requeridos por la normativa.

El último paso suele ser llevar a cabo ensayos en una vía de ferrocarril en construcción o en servicio, con tráfico real, para analizar de forma conjunta todos los componentes de la sección ferroviaria, mediante la instalación de instrumentación in-situ.

Sin embargo, para completar el espacio experimental entre los ensayos de laboratorio sencillos y las pruebas reales con mediciones en la propia vía, se han desarrollado, en los últimos años, instalaciones de ensayo en las que se intenta reproducir el efecto del paso de trenes con actuadores hidráulicos. En ese marco conceptual, el CEDEX, por iniciativa del entonces director del Laboratorio de Geotecnia, Dr. Vicente Cuéllar, diseñó, construyó y puso en servicio en 2004 el Cajón Ferroviario, instalación única a nivel mundial por su tamaño y sus capacidades tecnológicas para ensayar secciones ferroviarias en modelos a escala 1:1.

5.2 *Descripción de la instalación de ensayos*

El Cajón Ferroviario del CEDEX (CFC) es una instalación de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad cuyo principal objetivo es ensayar, desde un punto de vista geotécnico, secciones completas a escala 1:1 de vías férreas convencionales y de alta velocidad, sometidas al paso de trenes tanto de pasajeros como de mercancías, con velocidades de hasta 420 km/h. En la Figura 43 se muestra una vista general de la instalación.



Figura 43. Vista general del Cajón Ferroviario del CEDEX

La simulación del efecto de la aproximación, paso y alejamiento de los trenes en la sección de ensayo se consigue mediante la aplicación de cargas, adecuadamente desfasadas en función de la velocidad del tren que se quiera simular. Las cargas se aplican al carril mediante tres pares de actuadores servohidráulicos activados por tres grupos hidráulicos, capaces de generar un caudal de 1800 l/min a una presión de 210 bar. Cada uno de los actuadores puede aplicar una carga máxima de 250 kN, con frecuencias asociadas de hasta 50 Hz. Estos actuadores están situados, con una separación de 1,5 m en dirección longitudinal, en cada uno de los carriles, como se observa en la Figura 44.



Figura 44. Tres pares de actuadores hidráulicos para simular el paso de trenes

Adicionalmente, la simulación de los efectos derivados de posibles imperfecciones en la rodadura de las ruedas en los carriles, que se traducen en cargas dinámicas de baja amplitud y alta frecuencia, se realiza mediante dos actuadores piezoeléctricos que pueden aplicar cargas de hasta 20 kN, con frecuencias asociadas de hasta 300 Hz, como se puede ver en la Figura 45.



Figura 45. Actuadores piezoeléctricos para simular el efecto de las imperfecciones en la rodadura de los carriles

La respuesta mecánica de la sección de vía ensayada se monitoriza mediante un conjunto numeroso de sensores de desplazamiento, velocidad, aceleración y fuerza, entre otras magnitudes de medida, instalados tanto en la plataforma como en la superestructura de la vía que van conectados a un sistema de adquisición de datos con capacidad de registrar la medida de hasta 150 sensores de forma simultánea. En las Figuras 46 y 47 se muestran, a modo de ejemplo, un esquema con la posición de algunos sensores embebidos en la sección y una imagen con la instrumentación superficial usada durante uno de los ensayos realizados en la instalación, respectivamente.

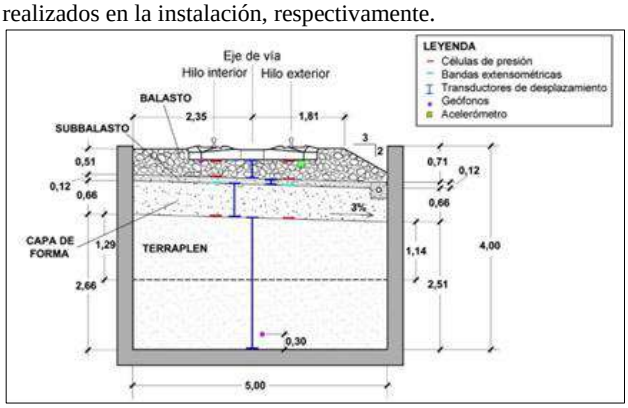


Figura 46. Sección del Cajón Ferroviario con parte de los sensores internos colocados en uno de los ensayos



Figura 47. Instrumentación superficial colocada en uno de los ensayos

A continuación, pasan a enumerarse las características de los modelos que pueden ser ensayados en el CFC, así como la tipología de ensayos. En Estaire et al. (2017) se describen con más detalle todos estos aspectos.

5.3 *Características de los modelos a ensayar*

Los modelos a escala 1:1 que pueden construirse y posteriormente ensayarse en el Cajón Ferroviario pueden presentar las siguientes características:

- Ensayos sobre secciones de vía en balasto o de vía en placa.
- Ensayos sobre secciones en tramo recto o en curva.
- Ensayos de zonas de transición.
- Ensayos con diferentes tipos y espesores de balasto, subbalasto (granular o bituminoso), capa de forma o terraplén.
- Ensayos con traviesas estándar, polivalentes o mixtas.
- Ensayos con nuevos materiales: traviesas con suela bajo traviesa (USP), mantas bajo balasto, balasto artificial, subbalasto bituminoso, subbalasto ligero, terraplén realizado con suelos reforzados con geotextiles o con suelos tratados con cal o cemento.

5.4 *Tipos de ensayos realizados*

En el Cajón Ferroviario del CEDEX pueden realizarse ensayos con las siguientes características:

- Ensayos con trenes de pasajeros, de mercancías y con tráfico mixto.
- Ensayos con cargas estáticas para determinar la rigidez de vía.
- Ensayos con cargas cuasi-estáticas para simular el paso de trenes a velocidades hasta 420 km/h.
- Ensayos con cargas dinámicas para simular el efecto inducido por las irregularidades de la vía.
- Ensayos para determinar el comportamiento de fatiga de cualquier componente de la vía (normalmente, del sistema de fijación, del balasto o del subbalasto) mediante la simulación del paso de millones de ejes de trenes.
- Ensayos para reproducir el efecto de las operaciones de bateo en la degradación del balasto.
- Ensayos de propagación de vibraciones.
- Ensayos para determinar la resistencia longitudinal y lateral de la vía.

El resultado de los ensayos puede emplearse para:

- Analizar el comportamiento a corto y largo plazo de la sección ferroviaria sometida a cualquier tipo de tráfico.
- Calibrar modelos numéricos 3D que puedan ser usados en otro tipo de estudios o para validar el resultado de los ensayos.

Por tanto, esta instalación singular es una herramienta fundamental para conectar los ensayos que se realizan a escala de laboratorio con el comportamiento final en vía real que puede ser auscultada, tal y como se ha mostrado en este trabajo.

5.5 *Ejemplos de ensayos realizados en CFC. Determinación de las deflexiones de carril para diferentes velocidades*

Se han realizado ensayos en el CFC simulando el paso de trenes a diferentes velocidades (50-100-150-200-250-300-350-400 km/h), mediante los actuadores servohidráulicos, para analizar el efecto de la velocidad en la respuesta global de la vía. Para ello, se simuló un tren Alstom tipo S-100 (un tren con 13 bogies y casi 200 m de longitud), suponiendo una carga constante por rueda de 79,5 kN en lugar de las cargas reales, que se encuentran en el rango entre 68 y 85 kN, para facilitar la interpretación de los resultados.

Algunos de los resultados de los ensayos realizados con diferentes velocidades, en términos de deflexiones de carril, se muestran en la Figura 48. Los resultados medidos de aceleración en traviesas y carril se recogen en Estaire et al (2018).

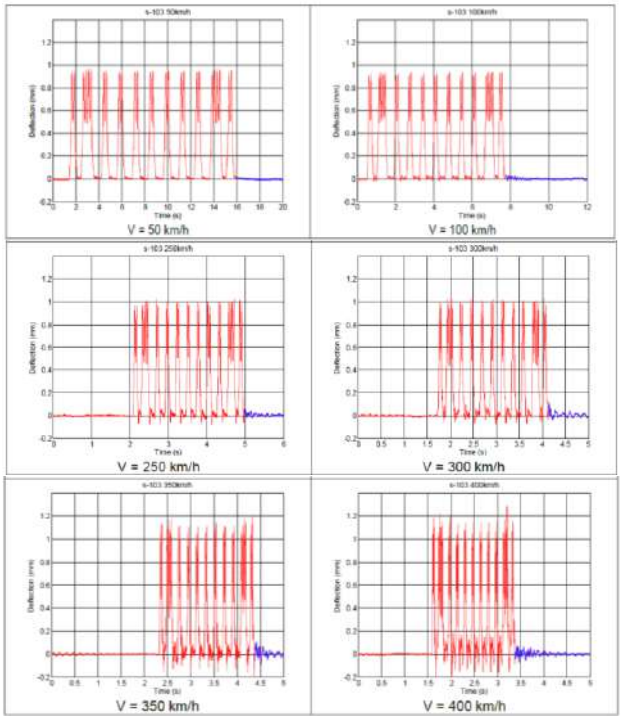


Figura 48. Curvas de deflexión de carril obtenidas para diferentes velocidades de tren en ensayos realizados en el CFC

El análisis de los resultados mostrados anteriormente permite destacar los siguientes aspectos de los ensayos:

- Los ensayos se pueden dividir en tres grupos según la deflexión del carril obtenida, como puede verse en la Figura 49:
  - Velocidades inferiores a 100 km/h: deflexión del carril inferior a 1 mm.
  - Velocidades entre 150 y 300 km/h: deflexión del carril ligeramente superior a 1 mm.
  - Velocidades superiores a 300 km/h: la deflexión del carril aumenta de forma constante hasta 1,15 mm.
- El aumento de la deflexión del carril es de 0,93 a 1,15 mm cuando la velocidad del tren pasa de 0 a 400 km/h. Eso supone un incremento del 25%, aunque apenas suponga un incremento de 0,2 mm.
- Las deflexiones de carril obtenidas para velocidades superiores a 300 km/h pueden considerarse bastante constantes, mientras que para 350 y 400 km/h las deflexiones de carril máximas son más irregulares y oscilan mucho más que las obtenidas para velocidades menores.
- También se puede observar que la oscilación libre del carril tras el paso del bogie aumenta significativamente con la velocidad.
- Los resultados se pueden utilizar para deducir la velocidad crítica del modelo a escala 1:1 construido en CFC, con la ayuda del gráfico de la Figura 50 que relaciona el aumento de las deflexiones del carril con el aumento de la velocidad del tren (Estaire & Crespo-Chacón, 2018). Las curvas de dicha figura, para diferentes relaciones de amortiguamiento, aparecen como la solución de la ecuación diferencial cuya solución proporciona la deflexión vertical de una viga infinita sobre una base elástica cuando una carga se mueve sobre ella (Fryba, 1999).
- El mejor ajuste de los resultados se obtiene, en este caso, para una velocidad crítica de 640 km/h, valor que se puede considerar suficientemente preciso para una vía de alta velocidad ferroviaria de buenas características.

El concepto de velocidad crítica y sus métodos de determinación han sido objeto de múltiples estudios en los últimos años en el Laboratorio de Geotecnia-CEDEX, destacándose por su novedad el método basado en el Análisis Espectral de las Ondas Superficiales (Kausel et al, 2020).

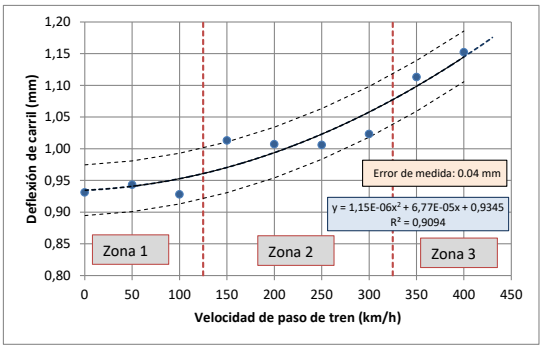


Figura 49. Curvas de deflexión de carril obtenidas para diferentes velocidades de tren en ensayos realizados en el CFC

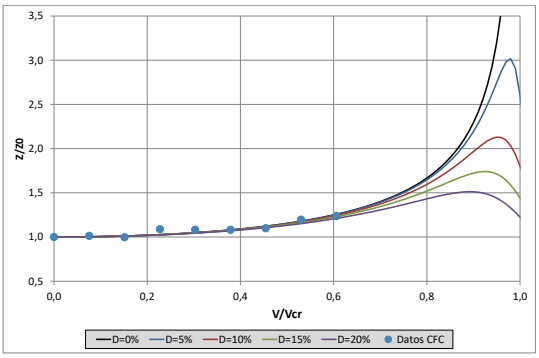


Figura 50. Determinación de la velocidad crítica a partir de las de deflexiones de carril

6 CONCLUSIONES

La ejecución de una sección ferroviaria queda divida en varias fases que van desde el proyecto o diseño de sus elementos hasta la auscultación final para comprobar su comportamiento.

En este trabajo se demuestra que, frente a un procedimiento empírico normalmente utilizado por los administradores ferroviarios, es posible aplicar los principios de la Mecánica del Suelo a la Geotecnia Ferroviaria. Así, el estudio de la transmisión de las cargas, los efectos de los elementos de la infraestructura, como el carril o la suela bajo carril, permiten determinar de forma más precisa las dimensiones de la banqueta de balasto, que a su vez está condicionada por las propiedades geotécnicas del balasto y que son determinadas con ensayos propios de la Mecánica de Suelos.

Por su parte, la modelización del comportamiento de la vía también puede llevarse a cabo aplicando programas de modelos de elementos finitos o de diferencias finitas análogos a los empleados en los problemas geotécnicos.

Por último, la auscultación de secciones ferroviarias sigue también los principios utilizados en la monitorización de otras estructuras geotécnicas.

Cabe destacar el relevante papel que tiene la instalación singular del Cajón Ferroviario del CEDEX que permite ensayar a escala 1:1 todos los elementos de la vía en condiciones de laboratorio controladas.

7 AGRADECIMIENTOS

Los autores del artículo quieren hacer especial mención a las personas que participaron en el trabajo que fue galardonado con el Premio Talgo a la Innovación Tecnológica, en su edición de 2022: Inés Crespo, Javier Moreno, Rubén Ruiz, Ángel Tijera y Natalia Montero.

También se quiere resaltar el trabajo pionero realizado por Vicente Cuéllar y José Luis García de la Oliva en el ámbito de la Geotecnia Ferroviaria, tanto en el ámbito de los ensayos como de las actividades relacionadas con la instrumentación de vías férreas.

Asimismo, se quiere agradecer su esfuerzo y dedicación, a todas las personas que han trabajado y trabajan en el CFC desde su inauguración y en la instrumentación de campo: Francisco Navarro, Miguel Ángel Andreu, Juan Luis Cámara, Sagrario Merino, Ricardo Fernández, Francisco González, Inés Crespo, Raúl Reinoso, Ángel Carballo, Pedro León, Antonio García, Felipe García, José Luis Fernández, José Manuel Cerezo, Fermín Llamas, Enrique Hernández, Miguel Martínez, Pedro J. García, Antonio Jiménez y José Pintado.

7 REFERENCIAS

ADIF (2011). *Pliego General de Prescripciones Técnicas tipo para los proyectos de plataforma* (PGP).

American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA) Manual for Railway Engineering (2010).

Araujo, N. (2011). *High-speed trains on ballasted railway track: dynamic stress field analysis* [doctoral thesis]. Universidade do Minho.

ASTM D3080/D3080M-11. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*

CEN *EN 13450: Aggregates for railway ballast*.

CEN *EN 16907-1: Earthworks - Part 1: Principles and general rules*.

CEN *EN 16907-2: Earthworks - Part 2: Classification of materials*.

CEN *EN 16907-3: Earthworks - Part 3: Construction procedures*.

CEN *EN 16907-5: Earthworks - Part 5: Quality control*.

CEN *EN 1991-2Acciones sobre estructuras - Parte 2: Cargas de tráfico.*

CEN *EN 1997-1: Eurocode 7 Geotechnical design – Part 1: General rules.*

CEN *EN 1997-2: Eurocode 7 Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing*.

Dörr, J. (1943). *Der unendliche, federnd gebettete Balken unter dem Einfluß einer gleichförmig bewegten Last (Infinitely long beam on an elastic foundation subjected to a uniform moving load).* Ingenieur Archiv, Band XIV: 167-192.

Estaire, J., Cuéllar, V. & Santana M. (2017). *Testing railway tracks at 1:1 scale at CEDEX Track Box*. Intern. Cong. on High-Speed Rail. Technologies and Long Term Impacts. Ciudad Real (Spain), 4-6 October.

Estaire J., and Santana M., (2018). *Large direct shear tests performed with fresh ballast*. ASTM STP 1605, Symposium on Railroad Ballast Testing and Properties (2018), T.D. Stark, R. Szecsy and R.H. Swan, Jr., Eds., ASTM Int. pp. 134-151.

Heelis, M. E., Collop, A. C., Dawson, A. R., Chapman, D. N. & Krylov, V. V. (1999). *Transient On the use of dispersion curves to determine the critical speed of railway tracks. Application of the method to practical cases. 23/23 effects of high-speed trains crossing soft soil*. In Proceedings of 12th Eur. Soil Mechanics and Geotech. Eng Conf. on Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Ed. F. B. J. Barends, A. A. Balkema Publishers, The Netherlands: Vol. 3, 1809-1814

Holm, G., Andreasson, B., Bengtsson, P., Bodare, A., and Eriksson, H. (2002). *Mitigation of track and ground vibrations by high-speed trains at Ledsgard, Sweden*. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 10.

Kausel, E., Estaire, J. & Crespo-Chacón I. (2020). *Proof of critical speed of high-speed rail underlain by stratified media*. Proceedings – The Royal Society A 476: 20200083.

Kenney, Jr. J. T. (1954). *Steady state vibrations of beam on elastic foundation for moving load*. J. Appl. Mech. 2: 359-364.

Madshus, C., and Kaynia, A. M. (2001). *High-speed trains on soft ground: track-embankment-soil response and vibration generation.* In Noise and Vibration from High-Speed Trains, Ed. V. V. Krylov, Thomas Telford Pub., London: 315-346

Moreno-Robles J. y García-de-la-Oliva, J. (2012). *Determinación de las cargas aplicadas al carril mediante bandas extensométricas*. Revista de Ingeniería Civil 165, pp. 123-129.

Orden FOM/1269/2006, de 17 de abril, *Capítulos: 6.–Balasto y 7.–Subbalasto del pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios (PF-7).*

Orden FOM/1631/2015, de 14 de julio, (2015). *Instrucción para el proyecto y construcción de obras ferroviarias IF-3. Vía sobre balasto. Cálculo de espesores de capas de la sección transversal*. BOE, 4 de Agosto de 2015.

UIC (2020). *IRS 70719: Railway Application. Track & Structure. "Earthworks and track bed layers for railway lines". Design and construction principles.*

Woldringh, R. F., and New, B. M. (1999). *Embankment design for high-speed trains on soft soils.* In Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: 1703-1712

ARTÍCULOS

EJE TEMÁTICO

“CIMENTACIONES”

Variación en el Comportamiento de Pilotes según Condiciones de Diseño y Efectivas de Operación

Variation in the Behavior of Piles according to Design Conditions and Effective Operation.

Marcelo Zeballos, Pedro Covassi & Agustina Skorepa
Universidad Nacional de Córdoba, Fac. Ciencias Exactas, Física y Naturales, Argentina, marcelo.zeballos@unc.edu.ar

RESUMEN: En todo proceso de diseño de cimentaciones para estructuras, en las distintas etapas del proyecto se establece la vinculación entre un modelo de diseño y los parámetros básicos del suelo que permiten generar la información requerida. En muchas de las estructuras convencionales esta información se traduce en la definición de tensiones admisibles de la cimentación, sin mayores consideraciones respecto de la vinculación de este valor con los desplazamientos esperados, o el estado y combinación de cargas consideradas. Adicionalmente, con los criterios conservadores pertinentes, los parámetros de suelo empleados resultan, normalmente, penalizados respecto de lo efectivamente existente en el estado real del sitio. En muchos casos, este conjunto de aspectos considerados en el diseño determina que la cimentación, bajo condición de servicio, difiera en su forma de interacción con el terreno respecto de los originalmente previsto en las hipótesis de proyecto (Estado Límite Último, ELU). Se plantea este tipo de situaciones especialmente en el caso de suelo con una alta variabilidad de comportamiento tenso-deformacional según el grado de saturación, o cuando la condición de apoyo de cimiento afecta materiales con una marcada variación de rigidez. Este artículo presenta un análisis de diversos casos en los cuales soluciones de cimentaciones profundas convencionalmente empleadas en el ámbito de la llanura central del país se ven sometidas a condiciones de variación en el posicionamiento del pilote o en su interacción con el terreno. Se efectúan consideraciones y recomendaciones que pueden ser valoradas para su aplicación en los procesos de construcción y en las reglamentaciones correspondientes.

ABSTRACT: In all foundation design procedures, at the different stages of the project, a link between a design model and basic soil parameters is established, which allow the formulation of the required information. In many of the conventional structures, this information is translated into the definition of allowable stresses, without further consideration regarding the link between this value and the expected displacements or the state and combination of loads considered. Additionally, with the pertinent conservative criteria, the resulting soil parameters normally penalized with respect to what actually exists in the actual state of the site. In many cases, this set of aspects considered in the design determines that the foundation, under service condition, differs in its form of interaction with the ground with respect to those originally foreseen in the project hypotheses. This type of situation arises especially in the case of soil with a high quality of stress-strain behavior according to the degree of saturation, or when the foundation support condition affects materials with a marked variation in stiffness. This article presents an analysis of various cases in which deep foundation solutions conventionally used in the area of the central plain of the country are subjected to conditions of variation in the positioning of the pilot or in its interaction with the ground. Considerations and recommendations are made that can be evaluated for their application in the construction processes and in the corresponding regulations.

PALABRAS CLAVE: Pilotes - diseño y construcción – asentamiento - saturación.

KEYWORDS: Piles foundations - design and construction - settlement - saturation degree.

1 INTRODUCCIÓN

El diseño de pilotes excavados en suelos loéssicos requiere tomar en consideración las características singulares de este tipo de suelos. En todo proceso de diseño de cimentaciones para estructuras, en las distintas etapas del proyecto se establece la vinculación entre un modelo de diseño y los parámetros básicos del suelo que permiten generar la información requerida. En el caso de las cimentaciones en suelos loéssicos se debe tener en consideración el comportamiento mecánico propio del suelo ante potenciales cambios en el contenido de humedad, entre la condición de humedad natural y el estado final de saturación, o de humedad incrementada.

Las propiedades mecánicas de los suelos loéssicos y en particular el fenómeno de colapso de su estructura ante la variación del contenido de humedad ha sido estudiado por diversos autores. Algunas de las principales contribuciones con relación al comportamiento mecánico han sido realizadas por Reginatto y Ferrero (1975), Redolfi (1980), Moll y Rocca (1991), Zeballos et al (1999), Rocca (2005, 2006), Rocca et al (2006), Rinaldi et al (2007), Aiassa (2008) y Terzariol (2009).

En relación con los procesos de diseño de cimentaciones profundas se emplean formulaciones de definición de la carga de rotura desarrolladas en la literatura clásica. En particular, los estudios de Redolfi (1990) establecen un procedimiento para el diseño de pilotes “flotantes” en suelos loéssicos, considerando el efecto de colapso de los suelos. Estos estudios concluyen en la recomendación de longitudes de pilotes considerando la saturación y el colapso de los metros superiores del perfil de suelo.

En el proceso de diseño de cimentaciones de estructuras convencionales, particularmente en la zona del pie de sierra de Córdoba, se procura la definición de variables resistentes a partir de ensayos de uso frecuente, en particular según valores del ensayo estándar de penetración y de cono dinámico (SPT y DPSH). Con los resultados derivados de estos ensayos, a través de relaciones empíricas de uso frecuente, se identifican los parámetros resistentes; cohesión (c) y fricción (φ). Con estos parámetros se calculan los valores de presión de rotura de la punta del pilote (q_p) y del fuste (q_f), siguiendo expresiones de uso frecuente en la geotecnia.

Estos resultados se traducen en la definición de cargas admisibles de la cimentación. El valor resultante puede ser comparado con expresiones empíricas, tales como las propuestas por Meyerhoff (1976) o Decourt (1989). En todos los casos, la

definición de las cargas admisibles se establece sin mayores consideraciones respecto de la vinculación de este valor con los desplazamientos esperados, o el estado y combinación de cargas consideradas.

Bajo las premisas de los sistemas de diseño que se procuran implementar en las normas nacionales, basados en el método LRFD (Load and Resistance Factors Design), el vínculo entre la presión de rotura y la condición "admisible" se establece aplicando en alguna etapa del proceso de diseño Factores de Minoración (FM) o también conocidos como factores de resistencia (RF). En este sentido, la aplicación de los FM puede ser sobre los parámetros básicos (cohesión – fricción) o sobre los resultados de presión obtenidos (q_p o q_f).

En el caso de los suelos loéssicos, teniendo en consideración su condición de sensibilidad respecto del contenido de humedad, con un criterio conservador, los parámetros básicos empleados resultan, normalmente, penalizados respecto de lo efectivamente existente en el estado real del sitio. El conjunto de los parámetros aplicados se corresponde normalmente con los definidos para el estado de suelo saturado, los cuales pueden diferir significativamente de los desarrollados en condiciones de humedad natural. En consecuencia, el diseño determina que la cimentación bajo estado de servicio difiera en su forma de interacción con el terreno respecto de los originalmente previstos en las hipótesis de proyecto.

Las cimentaciones con pilotes en la región indicada (zona de la llanura oeste de la Provincia de Córdoba) pueden ser consideradas de dos tipos: a. sistemas flotantes, sin la presencia de una capa rígida de apoyo para la punta, b. sistemas con una importante transferencia de carga a la punta del pilote en los casos en los que el perfil permite apoyar el cimiento sobre un nivel de loess con alto grado de cementación (localmente denominados "toscas").

Esta variación de situaciones entre la condición de diseño y la de operación efectiva del pilote durante parte de la vida útil del pilote, con y sin sufrir efectos de saturación son tratadas en el presente artículo. Se plantea este tipo de situaciones valorando el comportamiento tenso-deformacional según el grado de saturación. Este artículo presenta un análisis de diversos casos en los cuales soluciones de cimentaciones profundas, convencionalmente empleadas en la región de llanura antes indicada, se ven sometidas a condiciones de variación en el posicionamiento del pilote o en su interacción con el terreno. Se efectúan evaluaciones de la influencia de los cambios de estados de tensiones respecto de los asentamientos del cimiento. Se concluye en recomendaciones que pueden ser valoradas para su aplicación en los procesos de diseño, construcción y en las reglamentaciones correspondientes.

2 CARACTERIZACIÓN DEL PROBLEMA

Los aspectos antes indicados se pueden aplicar en el desarrollo de soluciones de cimentaciones profundas en la región próxima a la ciudad de Córdoba, Argentina, es decir el área oeste de llanura Pampeana en la provincia. En este ambiente, para diversas construcciones de arquitectura suelen emplearse cimentaciones conformadas por pilotes pre-excavados en seco y hormigonados in situ. El ámbito de aplicación de este tipo de soluciones se vincula, generalmente, con obras de arquitectura, comprendidas en el rango entre estructuras de una planta hasta aquellos con más de seis plantas.

En vistas de las características de los suelos locales, estos pilotes tienen dos posibles formas de trabajo. Por un lado, se presentan soluciones de pilotes flotantes, ubicados en sector en los cuales la formación loéssica resulta con espesores superiores a los 20 metros. Por otra parte, se pueden presentar casos de cimentación en las que la punta del pilote se apoya sobre un manto rígido, formado por limos loéssicos con altos niveles de cementación, identificados bajo el nombre de "toscas". En el primero de los casos, la interacción entre el pilote y el terreno tiene como base la capacidad de transferencia de carga a través del contacto por el fuste del pilote, con una reducida proporción de la solicitación finalmente absorbida por la punta. En el segundo caso, la rigidez de la capa de apoyo determina que gran parte de las solicitaciones sean transferidas a través de la punta a las toscas inferiores, siendo menor la participación de fuerzas de interacción del fuste en el equilibrio general del sistema.

Con relación al tipo de pilotes empleados en este ambiente, normalmente es del tipo pilote excavado, en varias ocasiones no se detecta la presencia del nivel freático, por lo que la excavación es "en seco". Si bien el rango de diámetros de los pilotes es amplio, los valores de uso frecuente se muestran entre los 0,40 m a 0,80 m.

En ambos casos, los criterios de diseño aplicados hacen referencia a las peores condiciones resistentes de los suelos (en el caso del pilote flotante) y a la continuidad topográfica de la capa de apoyo (pilote de punta sobre las toscas). Para estos casos se aprecian ciertas diferencias de comportamiento entre la condición de diseño, y la observada durante la vida útil de la estructura, o la aplicada en el proceso de construcción.

Para el primero de los casos se considera que, siendo el loess un suelo con un comportamiento resistente variable en función del contenido de humedad del suelo, si esta condición no es la existente al momento de la construcción del pilote y operando con la carga de servicio, experimenta un asentamiento inferior al que se predice con el empleo de los parámetros de diseño utilizados. Sin embargo, durante la vida útil de la estructura, de ocurrir un incremento marcado de humedad del suelo (por infiltraciones de agua de lluvia o riego en superficie, o por rotura de conducciones subterráneas próximas al pilote), se deriva en la reducción de la resistencia y variación volumétrica de la masa de suelo afectada. Esta nueva situación del pilote implica redistribución de los componentes de soporte de la carga externa, y con ello asentamientos adicionales, cuya magnitud puede derivar, sin producir la rotura del pilote, en daños estructurales de magnitud sobre la propia construcción.

Por otra parte, en el caso de los pilotes apoyados en la capa de toscas, muchas veces los informes geotécnicos, o el propio constructor acuerda una cota de apoyo del cimiento. Durante el proceso de construcción no se evalúan adecuadamente en campo las características del material excavado a fin de verificar que se ha alcanzado el contacto con la tosca. Son numerosos los casos en que se aprecian problemas de funcionamiento de pilotes de estas características, en los cuales, las investigaciones posteriores muestran que la punta se ha localizado unos cuantos centímetros por encima de la capa de apoyo recomendada. En tal caso, las cargas operativas pueden producir asentamientos diferentes de los esperados. Los procesos de humedecimiento del suelo en superficie incrementan estos desplazamientos respecto de los generados en la etapa de operación inicial de la estructura, con similares consecuencias a las indicadas en el caso anterior.

En tratamiento de estos fenómenos típicos de los suelos loéssicos en el caso de cimentaciones superficiales resulta frecuente y ha sido ampliamente analizada. En este cimiento se evalúa el fenómeno de la construcción de una base superficial y el desarrollo posterior de procesos de humedecimiento en la proximidad de la misma, los cuales derivan en asentamientos que condicionan la estabilidad de la estructura soportada.

En el caso de cimentaciones profundas en similares condiciones geotécnicas, los usos frecuentes se concentran en los aspectos vinculados con el equilibrio de los esfuerzos, no valorando las modificaciones derivadas de los asentamientos asociadas a los cambios de estado de carga, o la modificación de la condición de interacción suelo – estructura.

En virtud de estos fenómenos observados en los casos de fallas atribuibles al comportamiento inadecuado de la cimentación, se han realizado modelaciones de las situaciones consideradas representativas. Para esto se han adoptado parámetros resistentes y deformacionales característicos de los suelos loéssicos. La interacción con el terreno ha sido simulada a través de la utilización de modelos de ecuaciones de transferencias.

3 MODELACIONES REALIZADAS.

Para poder analizar los aspectos antes indicados, se ha efectuado un conjunto de modelaciones a través de las cuales se procura mostrar el comportamiento tenso deformacional de pilotes en suelos de loéssicos, construidos en la forma de excavados y hormigonados in situ.

Los análisis efectuados procuran mostrar el comportamiento de pilotes excavados, variando algunos de los parámetros de la propia solución. De esta manera, los casos típicos de cimentación considerados son los indicados en la Figura 1.

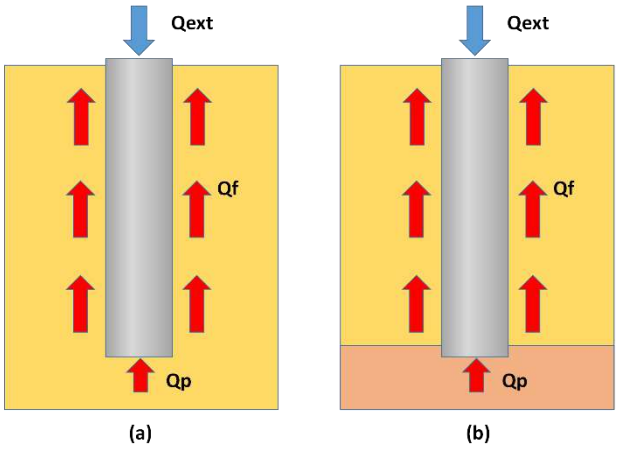


Figura 1. Esquema de los sistemas de cimentación modelados. (a) Pilote A. Implantado en un perfil de suelos loéssicos continuo, equivale a un pilote flotante, (b) Pilote B. Implantado en un perfil de suelos loéssicos con presencia de un estrato de toscas en la punta.

Los pilotes evaluados tienen en ambos casos una longitud de 10 metros. El tipo A se corresponde a soluciones adoptadas en perfiles geotécnicos en los cuales predomina el suelo loéssico en profundidades ampliamente superiores a la longitud del pilote, en tal caso se corresponden con una solución de pilote flotante. El tipo B representa los casos en los que el perfil muestra a la profundidad de localización de la punta de pilote una formación del mismo suelo loéssico, con un mayor grado de concreciones cementantes, lo cual lo transforma a este nivel en las denominadas localmente como "toscas". En este último caso, esta formación de mayor rigidez y resistencia puede ser variable en su espesor, aun en espacios altamente reducidos, por lo que la continuidad del techo de localización del estrato como tal, puede mostrar variaciones significativas dentro de la misma obra. En tal situación, es de interés analizar la variación de comportamiento, cuando no se efectúa el adecuado control del contacto, situación que puede ser frecuente en la resolución constructiva de estructuras estándar, y sin el adecuado control de calidad.

En referencia al diámetro del pilote se han considerado dos alternativas, de uso frecuente como solución en el área urbana de la ciudad de Córdoba. Por una parte, pilotes con un diámetro de 0,40 m, de uso frecuente para construcciones de arquitectura de 1 a 3 plantas, y por otro lado pilotes de 0,80 metros de diámetro, de uso normal en construcciones de arquitectura correspondientes a edificios de hasta 10 a 12 plantas.

Respecto de los parámetros del suelo, se han empleado datos correspondientes a caracterizaciones de suelos típicos encontrados en obras geotécnicas de la ciudad de Córdoba.

En particular, los datos de base empleados se corresponden con resultados de ensayos triaxiales efectuados sobre muestra en condiciones de humedad natural y saturadas, tanto para suelos loéssicos como para toscas, obtenidas en los estudios de campo y laboratorio efectuados durante el desarrollo del proyecto del Paso Bajo Nivel de Plaza España, en la ciudad de Córdoba.

En vista de estos estudios, la Tabla 1 resume los parámetros resistentes y deformacionales empleados en la caracterización de los materiales.

Tabla 1. Parámetros físicos y mecánicos de los suelos

Parámetro/Suelo	Loess Humedad Natural	Loess Saturado	Tosca
c' [kPa]	24	0	300
φ' [°]	30	30	40
γ_d [kN/m^3]	12,8	12,7	12,8
w [%]	17,1	41,4	17,1
γ_h [kN/m^3]	15,0	18,0	15,0
E_i [MPa]	7,3	4,7	340,0

Para la simulación del comportamiento de los pilotes se ha empleado un modelo de transferencia de cargas, el cual discretiza el pilote en 20 elementos. En cada uno de los elementos se establece la condición de equilibrio sobre la base de los componentes de peso propio, junto con las reacciones que provienen de los elementos contiguos y los esfuerzos que la pieza le transfiere al terreno según su requerimiento de asentamiento para alcanzar la condición de equilibrio. La Figura 2 muestra la situación de equilibrio de fuerzas en el elemento "i" del conjunto secciones que conforman el pilote.

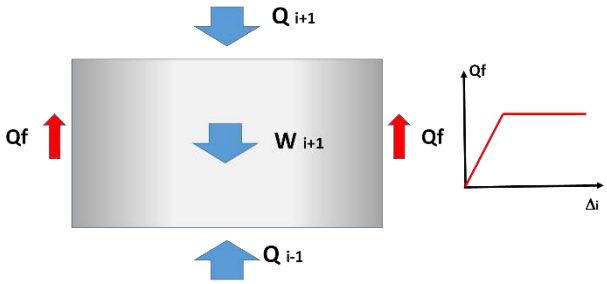


Figura 2. Esquema de equilibrio de elemento *i* de pilote. La transferencia de carga por el fuste se aplica según una ecuación bilineal.

Las ecuaciones de transferencia generadas para el contacto lateral del pilote con el terreno están definidas como un modelo de tipo bilineal en el cual la condición de rotura, o inicio del comportamiento plástico, se fija para un desplazamiento del orden de entre 4 a 8 mm (el cual implica un 1 % del diámetro del pilote) para pilotes de 0,40 m y 0,80 m, respectivamente.

En la punta del pilote se ha empleado una relación tensión deformación siguiendo un modelo hiperbólico de uso clásico en la geotecnia (Kondner, 1963 y Duncan y Chang, 1970).

La misma expresa la presión de punta (q_p) actuante para un desplazamiento (Δp) la forma indicada en (1)

$$q_p = \frac{\Delta_p}{\frac{1}{E_i} + \frac{\Delta_p R_f}{q_{p,ult}}} \qquad \text{para } q_p < q_{p\,rot} \qquad \textbf{(1)}$$

Donde: E_i es el módulo de deformación inicial de la curva carga desplazamiento del suelo, para estas simulaciones se considera que el valor es del orden de 5 veces superior al módulo de deformación en condición de rotura del suelo; $q_{p,ult}$ es la resistencia en la punta evaluada según procedimientos clásicos de definición de este parámetro para el diseño de cimentaciones con pilotes, puede emplearse definiciones en función de los parámetros resistentes del terreno de apoyo (es decir cohesión, c, y ángulo de fricción, φ, o pueden establecerse a partir de expresiones empíricas). R_f, coeficiente de relación entre la condición de falla y el estado de rotura calculado.

Establecidas las condiciones del sistema, se han considerado los siguientes pasos en la modelación:

- Pilote del tipo A. Sobre este se han aplicado las siguientes etapas de cálculo:
  - Etapa A1, se evalúa inicialmente la condición de diseño, asumiendo los parámetros geotécnicos en su peor condición de resistencia y deformación.
  - Etapa A2, representa el comportamiento efectivamente esperado del pilote al final de su construcción, para la cual los parámetros de los suelos se corresponden al estado de humedad natural.
  - Etapa A3, durante la vida útil de la estructura se produce un incremento de la humedad del suelo en el nivel superior del contacto con el pilote, aproximadamente en los 4 metros superiores.
  - Estado A4, ese sector con incremento de humedad finalmente desarrolla colapso en la mitad del desarrollo del pilote, mientras que en el resto de superficie del fuste y la punta del pilote se alcanzan los parámetros de diseño.
- Pilote tipo B. Las etapas de modelación son similares a las planteadas en el caso del pilote A. Se incluyen las etapas B2.1 (en la cual se simula el comportamiento efectivo del pilote con los parámetros geotécnicos según su condición de humedad natural) y la etapa B2.2 (en este caso se evalúa el efecto de una construcción con bajo control de calidad, de tal manera que no se asegura el adecuado apoyo de la punta del pilote en la tosca, o el propio proceso de construcción no garantiza una adecuada limpieza en el contacto punta de pilote – terreno).

Las condiciones de rotura planteadas para cada caso han sido establecidas a través del empleo de ecuaciones básicas de definición de los componentes de resistencia de punta y fuste de pilotes, y luego comparadas con el resultado de la modelación a través del sistema de ecuaciones de transferencia. Definidos estos valores se han establecido los valores admisibles de solicitación asumiendo un factor de seguridad global igual a 2, el cual deriva en la interpretación de la solicitación externa que recibe cada tipo de pilote. Según este valor se han analizado las condiciones de asentamiento del pilote para cada uno de los estados antes indicados.

Las Figuras 3 a 6 muestran, a modo de ejemplo, las curvas carga–asentamiento de pilotes, indicando la posición de la carga de referencia, el asentamiento esperado y la forma de afectación de la transferencia de carga sobre el fuste y la punta del pilote.

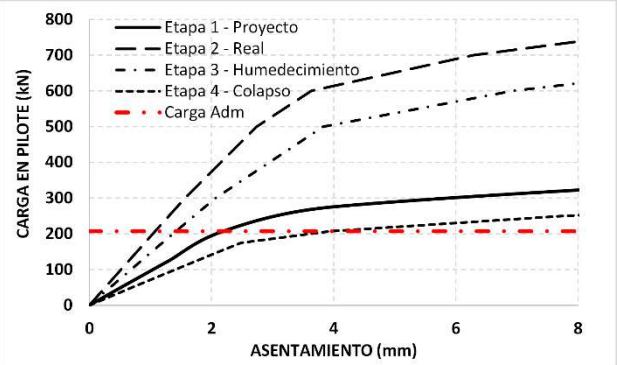


Figura 3. Curva carga – asentamiento pilote Tipo A. Diámetro 0,40 metros. Para todos los estados.

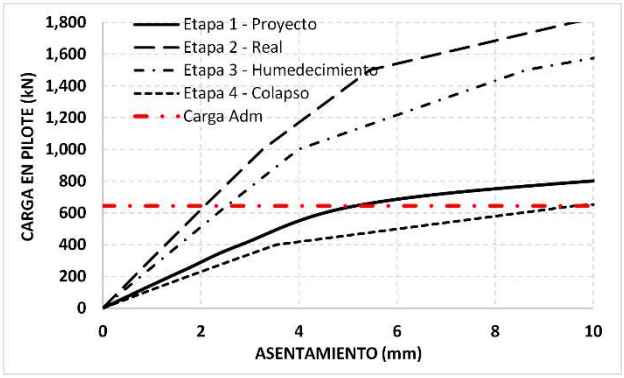


Figura 4. Curva carga – asentamiento pilote Tipo A. Diámetro 0,80 metros. Para todos los estados.

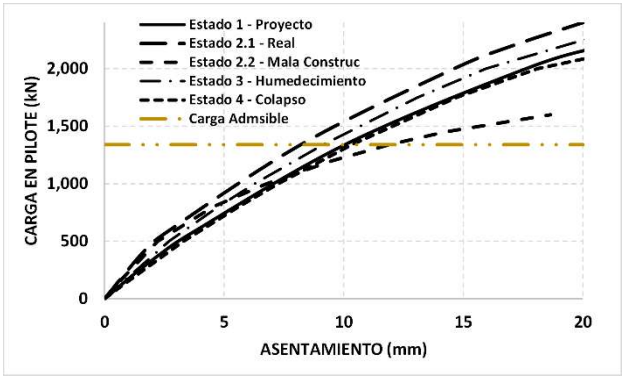


Figura 5. Curva carga – asentamiento pilote Tipo B. Diámetro 0,40 metros. Para todos los estados.

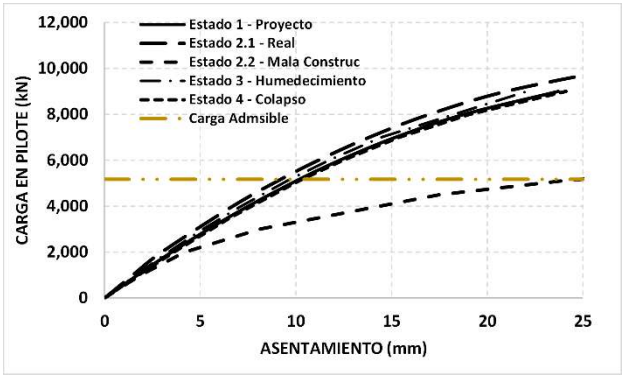


Figura 6. Curva carga – asentamiento pilote Tipo B. Diámetro 0,80 metros. Para todos los estados.

Por otra parte, la Tabla 2 resume los asentamientos de cada tipo de pilote, en cada uno de los estados de carga considerados.

Tabla 2. Resumen de carga aplicada y asentamientos

Pilote Tipo	Diámetro (m)	Etapa	Asiento (mm)	Δ/Diam	Inc Δ (mm)
A	0.40	1	2.19	0.55	
		2	1.08	0.27	
		3	1.54	0.39	0.46
		4	3.94	0.99	2.86
	0.80	1	5.15	0.64	
		2	2.08	0.26	
		3	2.53	0.32	0.45
		4	9.62	1.20	7.54
B	0.40	1	10.05	2.51	
		2.1	8.21	2.05	
		2.2	11.90	2.98	3.69
		3	9.14	2.29	0.93
		4	10.34	2.58	2.13
	0.80	1	10.00	1.25	
		2.1	9.04	1.13	
		2.2	23.86	2.98	14.82
		3	9.53	1.19	0.49
		4	10.15	1.27	1.11

Finalmente, la Tabla 3, establece una síntesis de la forma en que el pilote en cada uno de los tipos y etapas de carga considerados transfiere la solicitación al terreno, tanto por el fuste como por la punta.

Tabla 3. Transferencia de carga al terreno por fuste y punta.

Pilote Tipo	Diámetro (m)	Etapa	FS parcial componente		
			Punta	Fuste	Global
A	0.40	1	5.40	1.22	2.08
		2	14.32	2.93	4.86
		3	9.85	2.20	3.93
		4	3.89	1.00	1.83
	0.80	1	3.80	1.00	2.05
		2	9.55	2.32	4.68
		3	7.91	1.96	4.31
		4	2.94	1.00	1.94
B	0.40	1	2.19	1.00	2.01
		2.1	2.98	1.00	2.24
		2.2	1.62	1.00	1.39
		3	2.60	1.00	2.15
		4	2.12	1.00	1.99
	0.80	1	2.12	1.00	2.03
		2.1	2.43	1.01	2.15
		2.2	1.32	1.00	1.26
		3	2.30	1.01	2.11
		4	2.09	1.00	2.02

4 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos permiten formular un conjunto de observaciones de aplicación para el adecuado diseño de estas cimentaciones:

- Los pilotes del tipo A, se comportan básicamente como pilotes de tipo flotantes. Sus niveles de asentamiento para alcanzar la condición de carga de servicio son típicos de estructuras en las que se movilizan especialmente los componentes de resistencia por el fuste, en todas las etapas consideradas los desplazamientos han sido inferiores a los 3 mm. Cuando se valora el comportamiento de este caso en función de los factores de seguridad parciales en cada componente del pilote muestra valores superiores en la punta, con respecto a los demandados en el fuste. Estos últimos, en varias de las etapas consideradas, están comprendidos entre poco más de 1 y valores ligeramente superiores a 2. Mientras que el factor de seguridad de la punta tiene un mínimo del orden de 3, con máximos superiores a 15.
- Los pilotes del tipo B, por el contrario, se muestran como soluciones que trabajan especialmente con una importante trasferencia de carga a través de la punta del pilote. En consecuencia, la magnitud del asentamiento es mayor que en el caso anterior, con valores comprendidos entre los 9 y 20 mm (considerando que gran parte de este asentamiento, se manifiesta en forma instantánea con la construcción de la estructura, salvo el generado en los escenarios 3 y 4). Los factores de seguridad parciales muestran que, debida a la baja contribución resistente del fuste este toma un valor igual a 1, mientras que el factor de seguridad en la punta del pilote resulta altamente semejante al factor de seguridad global.
- Los efectos postcontructivos son de importancia en ambos tipos de construcciones. En este sentido, se aprecia que un pilote del tipo A, con 0,40 metros de diámetro, si se ve afectado por un proceso de colapso en la parte superior del perfil se asienta en el orden de 3 mm, mientras que, si se trata de un pilote de 0,80 metros, el asentamiento es 7,5 mm. Si bien pueden interpretarse como valores reducidos, los mismos pueden ser suficientes para causar daños estructurales cuando son el cimiento de construcciones rígidas.
- Las magnitudes de asentamiento en los pilotes B, en los cambios de etapa, son sensiblemente superiores a los observados en el caso anterior. La mayor variación se aprecia en el caso de la construcción con un control de calidad defectuoso, no alcanzando adecuadamente el estrato rígido de apoyo. En ese caso un pilote de 0,40 metros de diámetro puede sufrir un asentamiento diferencial de casi 4 mm, con respecto a otro bien apoyado. Por otra parte, si se trata de un pilote de 0,80 metros, el asentamiento diferencial puede ser de hasta poco más de 14 mm. En ambos dependiendo de la forma de aplicación de las cargas, pueden producirse asentamientos diferenciales altamente condicionantes del adecuado comportamiento de la estructura.
- Finalmente, cabe destacar se observan factores de seguridad del fuste marcadamente inferiores al correspondiente a la punta, inclusive en el caso de los pilotes A. En este grupo el valor indica que es el fuste uno de los mayores contribuyentes al soporte del esfuerzo que recibe el pilote. Por el contrario, en el caso de los pilotes B, el factor unitario, indica la baja capacidad de colaboración de este componente en la resistencia total movilizada por el pilote.

5 CONCLUSIONES

En el tratamiento de las cimentaciones profundas, la mayor parte de los procesos de diseño de las mismas toman en consideración el concepto de equilibrio de fuerzas solicitantes respecto de las resistentes. En tales condiciones, se establecen definiciones de dimensiones, diámetro y longitud de pilote, con independencia de

otros factores concurrentes en el comportamiento general de la estructura. En tal sentido, los análisis realizados permiten concluir en los siguientes elementos:

- En general la consideración del comportamiento tenso-deformacional del sistema es altamente recomendable, especialmente para la comprensión de la magnitud de asentamientos involucrados bajo la aplicación de las cargas producidas por la estructura durante su vida útil.
- En el caso de los pilotes flotantes, los factores de minoración de carga que se aplican en el fuste y la punta del pilote presentan magnitudes semejantes. No obstante, cuando la solución de pilotaje procura aprovechar la condición de apoyo en estratos de rigidez sensiblemente mayor a la encontrada en el fuste (como en el caso tratado de las capas de toscas), el factor de minoración con mayor tendencia a la unidad es el correspondiente a la resistencia por el fuste.
- Siendo cimentaciones aplicadas sobre suelos con sensibilidad en su resistencia respecto del grado de saturación, y en particular de carácter colapsables, el desarrollo de estos procesos durante la vida útil de la obra (por ejemplo, por infiltraciones ocasionadas en la rotura de conducciones), derivan en procesos de transferencia de carga sobre el mismo pilote. Si bien este puede haber sido inicialmente dimensionado con una longitud que permita soportar el efecto de redistribución de tensiones, e inclusive la condición de sobrecarga generada por el suelo colapsado, tal como lo muestra el método de diseño de Redolfi, es necesario considerar que el proceso involucra igualmente un asentamiento que, si bien no es significativo para el cimiento si puede serlo para la propia estructura que soporta.
- Las soluciones de cimentación en suelos loéssicos y apoyo de la punta sobre un estrato de toscas, es una típica solución de pilotes con un alto componente de resistencia por la punta. En el caso en que la construcción sólo respecta la indicación de las cotas de excavación y no realiza una verificación efectiva de haber alcanzado el estrato rígido, el pilote puede igualmente alcanzar las cargas de servicio previstas. Sin embargo, en estas condiciones los asentamientos, constructivos y de servicio son sensiblemente superiores a los previstos en el diseño.
- Finalmente, los análisis realizados permiten reforzar el concepto del diseño de estructuras de cimentación, tomando en la valoración inicial los esfuerzos aplicados en la condición de estado de carga último. Sin embargo, aun tratándose de este tipo de cimentación, la consideración de los asentamientos, en distintos escenarios representativos de la vida útil de la obra, en estado efectivo de servicio, pueden ser de especial interés para un adecuado desempeño de la estructura en su conjunto.

6 REFERENCIAS

Aiassa G. M. (2008) *Caracterización de procesos de infiltración em estado no saturado sobre suelos limosos compactados*. Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

Décourt L. (1989) *"The Standard Penetration Test, State of the Art Report,"* Proceedings of the 12 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, August, Vol. 4, pp 2405-2416.

Duncan J. M. and Chang, C.Y. (1970) *"Non linear analysis of stress and strain in soils"* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM5, 1629–1653.

Kodner R. L. (1963) *"Hyperbolic strass-strain response : cohessive soils"* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. SM5, 283–310.

Meyerhof G. G. (1976) *"Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations,"* Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, 197–228.

Moll L. and Rocca R. (1991) *Properties of loess in the center of Argentina.* In IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile, 1, 1-13.

Redolfi E. R. (1980) *Determinación rápida de la presión de fluencia en suelos loéssicos*. VI RAMSIF,Córdoba

Redolfi E. (1990) *Comportamiento de pilotes en suelos colapsables*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Reginatto A. R. and Ferrero J. C. (1975) *Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. Session four. 6F, 3T, 7R. Proc.* VIII Int. Conf. on Soil Mech. Found. Engng. Moscow, v2. 2, 1973, p177–183. In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts ,12, 4- 59, Pergamon.

Rinaldi V. A., Rocca R. J. and Zeballos M. E. (2007) *Geotechnical characterization and behaviour of Argentinean collapsible loess.* Characterisation and engineering properties of natural soils, 2259-2286.

Rocca R. J. (2005) *Método simplificado para el cálculo de asentamientos por colapso en suelos loéssicos de Córdoba.* Anuales Acad. Nac. De Cs. Ex., Fís, y Nat., 57:137-146.

Rocca R. J. (2006) *Confiabilidad de las estimaciones de colapsibilidad de la ciudad de Córdoba.* XVIII CAMSIG, San Juan,1.

Rocca R. J., Redolfi E. R. and Terzariol R. E. (2006) *Características geotécnicas de los loess de Argentina.* Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6(2), 149-166.

Terzariol R. E. (2009) *40 Años de Estudios de Suelos Loéssicos en Córdoba, Argentina.* Desafío y Avances de la Geotecnia Joven e Sudamérica. Argentina. 2009.

Zeballos M., Redolfi E. and Blundo M. (1999) *"Settlement generated by fluctuation in the freatic level"*. XI Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Iguazú, Vol II, pp. 999-1005.

Análisis de ensayos de carga estática en pilotes de gran diámetro llevados a hundimiento en arcillas sobreconsolidadas.

Analysis of static loading tests on large diameter piles driven into failure in overconsolidated clays.

Alfonso Carcolé & Juan Mestre
Acciona Canadá, Associate Geotechnical Engineer, Canadá, *jcarcole@acciona.com*

Juan Mestre
Departamento Geotecnia Universidad de Oaxaca, Catedrático, México

RESUMEN: El presente artículo analiza un grupo de 10 ensayos de carga estática realizados en pilotes de 1,5 m de diámetro y longitudes comprendidas entre 17 y 30 m; ejecutados con entubado recuperable en arcillas Terciarias sobreconsolidadas, de los que 6 llegaron al hundimiento y cuatro fueron ensayos de aceptación. La interpretación de estos ensayos se apoya en una extensa campaña geotécnica de campo y laboratorio. Tras el análisis de los ensayos se proponen métodos de cálculo de cargas de hundimiento y cargas de trabajo. Los ensayos se realizaron en la presa de Raciborz, una obra financiada por el World Bank.

ABSTRACT: This paper analyzes a group of 10 static loading tests carried out on piles with a diameter of 1.5 m and lengths between 17 and 30 m; executed with recoverable casing in overconsolidated Tertiary clays, 6 of these testing was developed until failure. The interpretation of these tests is supported by the geotechnical campaign carried out based on characterization tests of the ground, and field investigations. Finally, methods for calculating bearing capacity loads and design loads are proposed. The tests were carried out in the Raciborz dam, a construction financed by the World Bank.

PALABRAS CLAVE: pilote - carga de fluencia - carga límite - carga de hundimiento - carga de diseño - factor de seg uridad.

KEYWORDS: pile - yield load - limit load - failure load - design load - safety factor.

1 INTRODUCCIÓN.

La realización de ensayos de carga estática en pilotes es realmente sencilla, e incluso son muchos los países que los incluyen como obligatorios en sus normativas.

El presente artículo se centra en un grupo de 10 ensayos realizados en pilotes de 1,5 m de diámetro y longitudes comprendidas entre 17 y 30 m; ejecutados con entubado recuperable en arcillas Terciarias sobreconsolidadas en la población de Raciborz (Polonia), de los que 6 llegaron a hundimiento y cuatro fueron ensayos de aceptación.

Finalmente, estos 10 ensayos de carga se compararán con otros 22 ensayos realizados en el mismo tipo de terreno en la población de Prusice y que fueron objeto de una publicación en la XVI conferencia panamericana de mecánica de suelos (Carcolé y Mestre 2019) y se establecerán las ecuaciones de cálculo para pilotes en este tipo de terrenos.

2 DEFINICIÓN DE ENSAYO DE CARGA ESTÁTICA.

Los ensayos de carga estática se pueden realizar con lastre o simplemente soldando a las armaduras de otros pilotes suficientemente distantes, vigas de reparto que permitan tensionar cuatro pilotes mientras se comprime el central sometido a ensayo. En la figura 1 se muestra una de las posibles disposiciones "tipo", que fue la utilizada en los ensayos que se analizan en el presente artículo.

El diseño de estos ensayos es sencillo y consiste en aplicar la carga por etapas de forma gradual y esperar que cada etapa esté totalmente estabilizada (deformación terminada) antes de aplicar la siguiente etapa. Es importante resaltar la importancia que tiene no hacer pocas etapas o procesos de descarga-recarga intermedios demasiado rápidos, ya que esto puede afectar a los resultados del ensayo (en todo caso, infravalorando la capacidad portante del pilote).

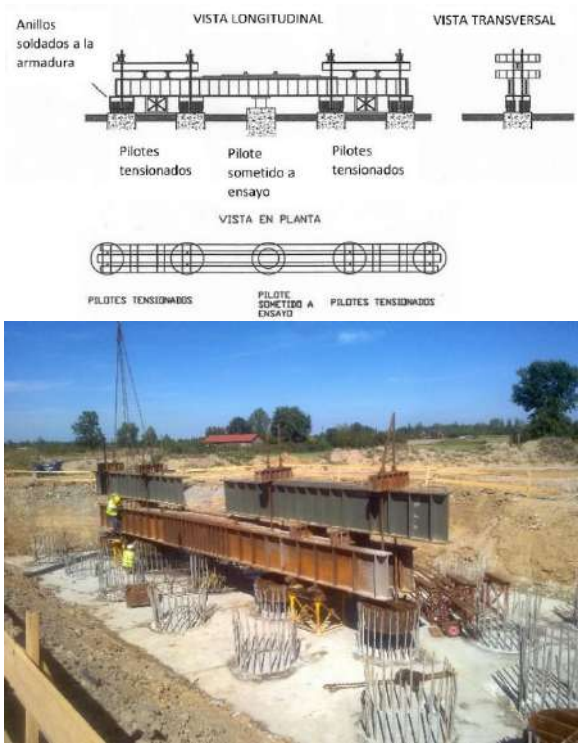


Figura 1. Croquis y fotografía de uno de los ensayos de carga.

El primer resultado del ensayo es una gráfica que muestre las etapas de carga respecto al tiempo de aplicación de las mismas y los asentamientos obtenidos en cada una de esas etapas también respecto al tiempo para ver cómo se ha estabilizado cada etapa de acuerdo con la normativa que se aplique. Los ensayos se realizaron en Polonia, donde la Normativa PN-85/S-10030 considera la carga estabilizada cuando la deformación es inferior a 0.05 mm/10 minutos.

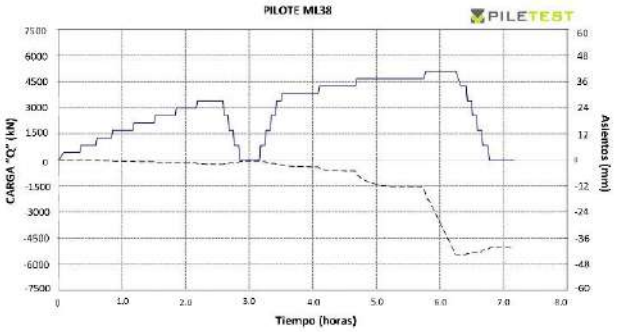


Figura 2. Resultado de un ensayo de carga estática sobre un pilote llevado a hundimiento en el escalón de 5093KN. En trazo continuo se ven los valores de carga y en discontinuo los asientos en la cabeza.

El segundo resultado será la pura interpretación del ensayo destacando dos valores característicos que hay que definir y que son fundamentalmente la "carga de inicio de la fluencia" (Qf o Qy-l) y la "carga de hundimiento" del pilote (Qh). En los ensayos que no alcanzan el hundimiento por un recorrido insuficiente del ensayo (esto se puede deber a que sea un ensayo de comprobación y no de hundimiento o a falta de capacidad de lastre), este valor puede intentar extrapolarse con diferentes metodologías a considerar siempre con prudencia.
Debido a que no es lo mismo alcanzar el valor de hundimiento que extrapolarlo teóricamente, denominaremos este segundo valor del hundimiento extrapolado y no obtenido realmente por el ensayo, como "carga límite" (Qlímite). Así pues, definimos:

- Carga de fluencia, en inglés "yield load", es aquella a partir de la cual las deformaciones plásticas son las predominantes. Suele ser un punto de curvatura en la gráfica carga-asentamiento del ensayo a partir del cual las deformaciones crecen de manera muy rápida. Este valor a veces es difícil de establecer y suele ser objeto de los diferentes métodos de interpretación y normativas. Usualmente se intenta que las cargas de trabajo de los futuros pilotes no excedan este valor.
- Carga de hundimiento, existen múltiples definiciones; en el presente artículo se define como aquella carga que responde al principio teórico de que "a carga constante la deformación es infinita" y se define en la etapa en la que no se han podido estabilizar las deformaciones durante el ensayo de carga (como sucede en el ejemplo de la figura 2).
- Carga límite, la establecida a modo de hipotética carga de hundimiento con métodos de extrapolación, pero que no ha sido realmente alcanzada por el ensayo de carga realizado.

La figura 3 muestra la interpretación de estos valores en la gráfica carga-asentamiento. Esta gráfica no es la más indicada para establecer estos parámetros, pero suele ser la más intuitiva. La carga de fluencia se indica como $Q_{y\text{-}l}$ y la límite como Q_{limite}.

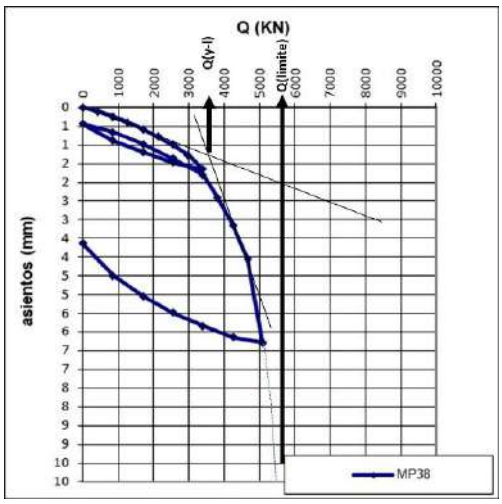


Figura 3. Interpretación de un ensayo de carga estática sobre un pilote que se quedó lejos del hundimiento (MP38) y se extrapola la "Qlimite".

3 MÉTODOS DE INTERPRETACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CARGA ESTÁTICA.

Los métodos de interpretación de los ensayos se pueden describir en tres grandes grupos. Los que establecen cargas límites para ensayos que no han llegado al hundimiento, los que establecen el valor de inicio de la fluencia y los que permiten establecer ambos valores simultáneamente.

3.1 *Métodos de obtención de "cargas límite".*

Para ensayos que no alcanzan el hundimiento, son varios los métodos de extrapolación para intentar establecer este valor, pero que por su diferencia de concepto denominamos en este artículo "carga límite". Los dos más habituales pueden ser:

-Decourt extrapolation (1999): La carga límite será la definida por la línea que corta el eje de las cargas si se grafica (Q/δ) respecto la carga "Q" (figura 4).

$$Qlímite = \frac{C2}{C1}\ (intersección\ con\ el\ eje\ Q) \quad \textbf{(1)}$$

$$Qideal = \frac{C2*\delta}{C1*\delta+1} \quad \textbf{(2)}$$

Donde "C1" es la pendiente de la gráfica, "C2" el punto de intersección de esta con el eje (Q/δ), y "δ" el asentamiento obtenido en el ensayo.

En la figura 4 se muestra la representación de Decourt del ensayo del pilote ejemplo PL-52, con la que se establecen los valores de C1=0,3235, C2=4103,5 y Qlímite=12.684,7 KN.

-Chin-Kondner extrapolation (1970): Conocido como Chin (1970), pero se basa en los trabajos de Kondner (1963). Consiste en extrapolar una recta desde la gráfica (δ/Q) cuando esta ya define una recta constante, por lo que el ensayo debe alcanzar como mínimo este valor para poder ser correctamente interpretable. Los valores de la extrapolación se establecen según el criterio:

$$Qlímite = \frac{1}{C1} \quad \textbf{(3)}$$

$$Qideal = \frac{\delta}{C1*\delta+C2} \quad \textbf{(4)}$$

Donde "C1" es la pendiente de la gráfica, "C2" el punto de intersección de esta en el eje (δ/Q) y "δ" el asentamiento obtenido en el ensayo.

La figura 5 muestra la representación de Chin del ensayo del pilote PL52 con la que se establecen los valores de C1=8*10^{-5}, C2=0,0002 y Qlímite=12.500 KN. En esta interpretación es muy importante tomar un número significativo de decimales (no inferior a 5).

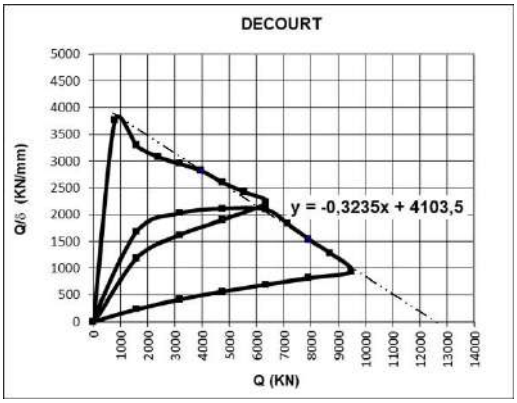


Figura 4. Aplicación de la extrapolación de Decourt en el pilote PL52.

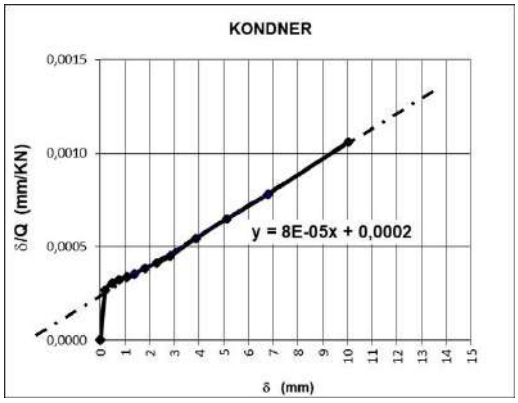


Figura 5. Aplicación de la extrapolación de Chin-Kondner en el pilote PL52.

3.2 *Métodos de obtención de "cargas de fluencia".*

- Vesic (1963) definió que la fluencia se podía establecer aproximadamente en la etapa que ofrezca un máximo en la gráfica del incremento de asentamiento entre el incremento de carga (Δδ/ΔQ). Este criterio establece la carga de inicio de la fluencia, pero no la "carga límite", y a veces al graficarlo no resulta del todo evidente el valor a tomar, ya que depende en exceso del número de etapas de carga y de la calidad del ensayo, pero definió el concepto de partida de algunas normativas.

-Shen y Niu (1991) Para establecer el "valor de carga en la máxima curvatura", definieron que se podía reconstruir la curvatura de los ensayos matemáticamente y derivarla para encontrar el valor de curvatura máxima. Este tipo de métodos son poco utilizados debido a su complejidad. Además, cuando se grafica el resultado no es del todo claro, y tampoco servirá para determinar la "carga límite".

3.3 *Métodos de obtención de "cargas de fluencia" y "cargas límite" simultáneamente.*

Se han desarrollado métodos que permitan establecer ambos valores de manera simultánea.

-Normativa polaca NP-83, B-02482 es similar a otras de los países del Este de Europa. En la figura 6 se muestra la representación gráfica que describe la normativa polaca citada (actualmente en vigor); en ella se establece que la curva definida por la relación de cada carga incrementada, dividida entre el asentamiento que genera dicha carga (dQ/ds) respecto a la carga total (Q), se vuelve recta a partir de la carga de inicio de la fluencia (Qy-l). Del mismo modo, esta recta ahora definida cortará el eje en el valor de "carga límite", que debería coincidir con la carga de hundimiento cuando el ensayo alcanza dicho valor. Este método permitirá establecer ambos valores con una sola gráfica. En la norma se identifican dos clases de curvas y se establece un tipo de corrección, si es necesaria, pero su desarrollo excede el objeto del presente artículo (la corrección puede implicar un 10% de variación en los resultados obtenidos).

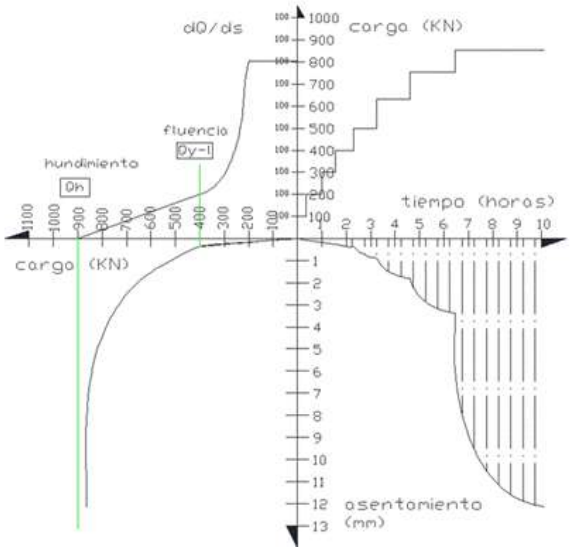


Figura 6. Valoración de la carga de fluencia (Qy-l) y de la carga límite (Qlim), en este caso coincidente con la de hundimiento (Qh).

-Inversa de los asentamientos. Del mismo modo realizaremos una gráfica muy sencilla inspirada en los criterios de Decourt (Q/δ) y en la normativa polaca (dQ/dδ), y que consistirá simplemente en (1/δ) en el lugar donde la normativa polaca utiliza (dQ/dδ). Esta gráfica ofrece a menudo resultados más claros del cambio de la curvatura del ensayo siendo más fácil determinar la carga de inicio de la fluencia.

La tabla 1 muestra la interpretación del ensayo de la figura 7 donde la "Qlímite" es la relación C2/C1, la carga de fluencia es la establecida como inicio de la recta y el asentamiento δ (mm) es el correspondiente al escalón donde se inició la fluencia. El ensayo real alcanzó 4551 KN rompiendo al aplicar el siguiente escalón de carga.

Tabla 1. Interpretación del ensayo de la figura 7.

Método	*δ (mm)*	*Qfluencia (KN)*	*C2*	*C1*	*Qlimite (KN)*
NP-83	2.51	3413	2501.8	0.5519	4533
1/δ	1,8	3034	1.354	0.00028	4836

La figura 7 muestra la aplicación de ambas gráficas en el ensayo 2F7 del presente artículo. Por claridad se puede graficar solamente los escalones de carga (color negro) y suprimir la descarga-recarga intermedia del ensayo (en color gris).

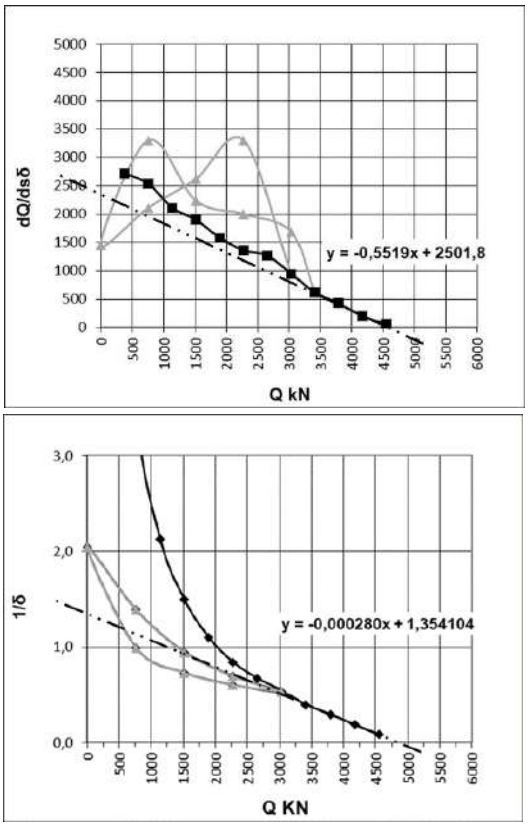


Figura 7. Estimación de los valores de carga de fluencia y de la carga límite, en este caso coincidente con la carga de hundimiento (Qh) en el ensayo 2F7.

4 TERRENO EN EL QUE SE HICIERON LOS ENSAYOS.

Los ensayos se han realizado en arcillas Neógenas depositadas en los antiguos fondos marinos que inundaban el Norte de Europa durante el Terciario.

Pese a ser materiales de deposición sencilla, la geología de este tipo de depósitos es en realidad compleja ya que sobre ellos avanzaron y retrocedieron varios episodios glaciares durante el Pleistoceno (al menos 2 importantes), lo que pudo significar en Polonia hasta 1000 m de columna de hielo. El avance de estas masas no solamente significa una preconsolidación del material, además significa efectos de reptación que produjeron un glacio-tectonismo muy importante, llegándose a generar cabalgamientos múltiples que incluso sumergen paquetes Cuaternarios fluvio-glaciares y lacustres de períodos interglaciares entre las arcillas pliocenas, con empujes laterales que significarán que los módulos de deformación horizontales sean 2 veces superiores a los verticales. Finalmente, lixiviados y cambios químicos afectaron al material. La figura 8 muestra la descripción del glaciotectonismo, así como fotografías del material.

4.1 *Ensayos de Laboratorio.*

Se realizaron 5 ensayos edométricos, 7 triaxiales consolidados drenados y 7 no drenados, todos ellos con "Bender Elements" para controlar la velocidad sísmica así como ensayos de identificación.

En cuanto a parámetros triaxiales se establecieron ángulos de rozamiento 18,7º<φpico<27,5º y 15,5º<φfinal ensayo<21,8º. Se puede observar en ensayos consolidados drenados, $E_{TD\ 50\%}^{pref=100\ kPa} \approx 10$ MPa, mientras que en los ensayos No Drenados se observó ≈15 MPa ($E_u/E' \approx 1{,}5$).

Los módulos edométricos se establecieron entre 8 y 15 MPa en la zona superior del terreno, siendo los correspondientes a la presión de preconsolidación obtenida en los edómetros de 900-1000 kPa y ofrecieron también una relación elástica de Cs/Cc=4 a 8.

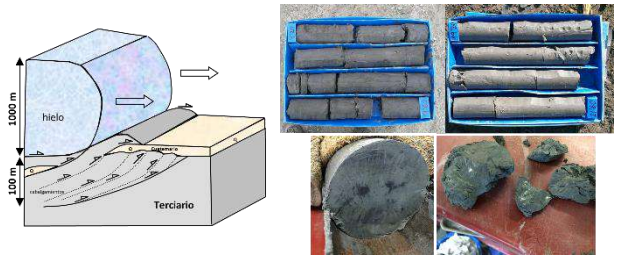


Figura 8. Esquema de glaciotectonismo y aspecto de las arcillas Terciarias del Norte de Europa, de color gris verdoso en corte fresco.

La figura 9 muestra la naturaleza del terreno. Menos del 10% de las partículas son de tamaño arena; entre el 50 y 60% de las partículas son de tamaño limo (<0,05 mm) y el 30-40% es de fracción inferior a 2 micras. Una difracción de rayos X mostró un 69% de materiales del grupo arcilla con esmectitas e illitas como fracciones dominantes (36% y 17%). Debido a la naturaleza de estas arcillas el límite liquido se sitúa en torno al 85%, con plasticidades del 55%. Como se verá las humedades en el entorno e incluso por debajo del límite plástico ofrecen Índices de fluidez ligeramente negativos, lo que significará resistencias al corte no drenadas (Su) altas pese a los índices de poros de estas arcillas que son de 0,8.

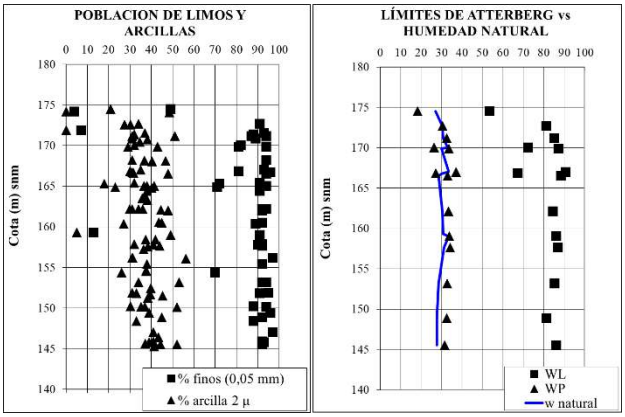


Figura 9. Valores identificativos básicos de las arcillas ensayadas.

Los valores que se establecieron para el módulo de rigidez transversal a presión de referencia de 100 kPa, en las zonas superiores del terreno fueron:

$$Go = 725 * su \quad \textbf{(5)}$$

$$Go = 3{,}3 * Eu(TD = 50\%) \quad \textbf{(6)}$$

$$Eu(TD = 50\%) = 200 * Su \quad \textbf{(7)}$$

$$G = 5\ MPa\ \text{(TD=50\%)} \quad \textbf{(8)}$$

$$\frac{Go^{Pref=100kPa}}{G^{Pref=100kPa}_{TD=50\%}} = \frac{60\ MPa}{5\ MPa} = 12 \quad \textbf{(9)}$$

4.2 *Ensayos de campo.*

Se realizaron 3 ensayos de sismo-dilatómetro Marcheti y 5 CPTU. La figura 10 muestra el resultado de los CPTU en lectura de punta y de faldón. Es evidente una alta homogeneidad del terreno así como un crecimiento lineal de la resistencia hasta la cota 166 (qt de 1 a 3 MPa) a partir de la cual se vuelve constante (qt=3 MPa).

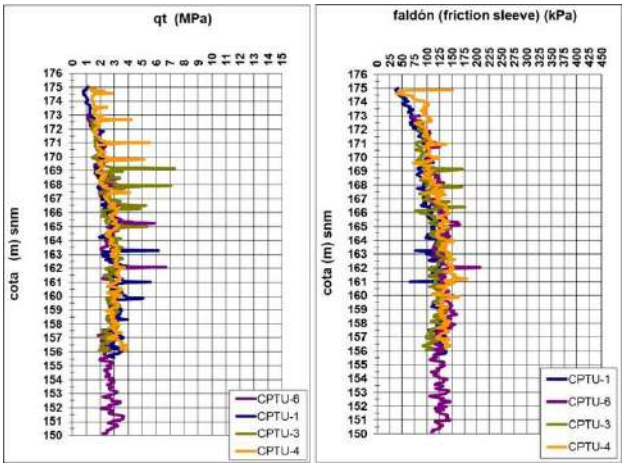


Figura 10. Superposición de los ensayos CPTU.

La figura 11 muestra la valoración de la resistencia al corte no drenada (Su) y del módulo edométrico del terreno (Mo) correspondiente a la presión de preconsolidación, ajustados con los ensayos de laboratorio triaxiales y edométricos.

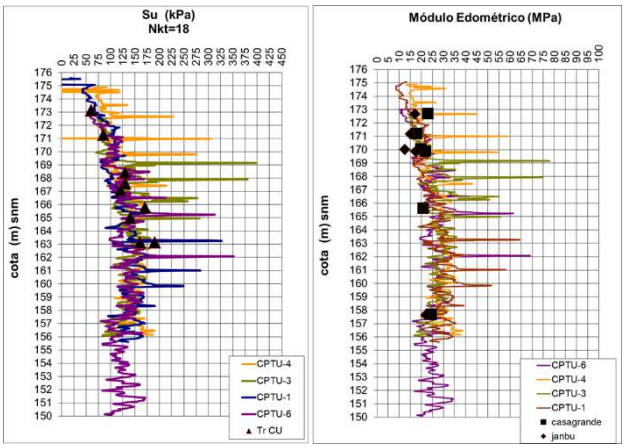


Figura. 11. Valoración de la resistencia la corte no drenada y del módulo edométrico del terreno.

Se establece, para las cotas del terreno 175-166:

$$Su(kPa) = 50 + 9{,}72 * z\ (m) \quad \textbf{(10)}$$
$$Mo(MPa) = 10 + 1{,}94 * z\ (m) \quad \textbf{(11)}$$

Se establece, para las cotas del terreno 168-150:

$$Su(kPa) = 137{,}5 \quad \textbf{(12)}$$
$$Mo(MPa) = 27{,}5 \quad \textbf{(13)}$$
$$Go(MPa) = 40 * qn\ (CPTU) \quad \textbf{(14)}$$

5 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CARGA.

La figura 12 muestra en el gráfico de la derecha el resultado de la relación entre la carga límite extrapolada y la carga de fluencia (Qlim/Qy-l) obtenida por los dos métodos descritos en el apartado 3.3. Se observa que existe muy poca diferencia en los resultados obtenidos por ambos métodos. Así mismo la relación parece crecer desde 1,3 a 1,5 según la razón de geometría de los pilotes, establecida como longitud dividida por el diámetro (L/D). En el gráfico de la izquierda se muestra la misma relación con los resultados del hundimiento real en aquellos pilotes que lo obtuvieron (Qh/Qy-l).

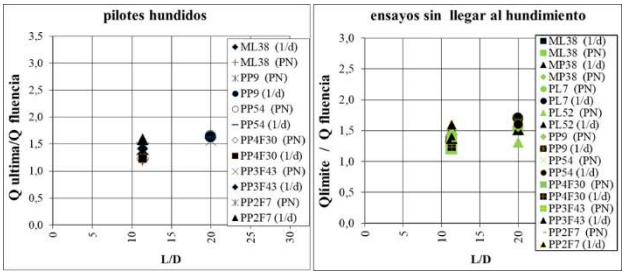


Figura. 12. Relación entre carga última y carga límite con respecto a la carga de fluencia.

La figura 13 izquierda muestra que el valor de los asentamientos correspondientes a la carga de fluencia está entre 1,65 y 4,1 mm; y la gráfica derecha es la relación entre la carga de hundimiento (Qh) y la carga de fluencia (Qy-l).

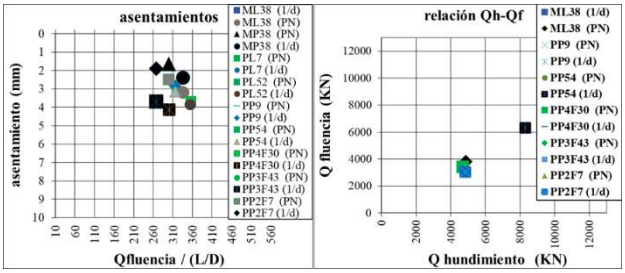


Figura. 13. Relación entre la carga de fluencia y el asentamiento (izquierda) y la carga de hundimiento (derecha).

6 COMPARACIÓN CON OTROS ENSAYOS SIMILARES.

La figura 14 muestra la superposición de los ensayos analizados con un grupo de 22 ensayos de hundimiento realizados sobre pilotes ejecutados en la misma formación geológica. Este segundo grupo de pilotes se perforaron con barrena sin entubación (CFA) con diámetros 0,8 y 1 m y longitudes de 8 a 12,5 m, con relaciones de longitud/diámetro 9 a 15. Puede observarse como la relación de los ensayos CFA se ajustaba a valores de Qh/Qf en torno a 1,65 mientras que los ensayos en los pilotes entubados se han dado valores de 1,3-1,4.

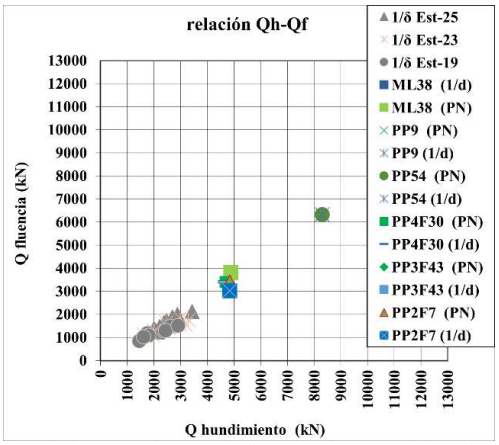


Figura. 14. Relación entre la carga de fluencia y la carga de hundimiento.

7 MÉTODOS DE CÁLCULO.

Se plantea la carga de hundimiento teórica de acuerdo con los criterios de cota superior en terrenos no drenados.

- Resistencia la punta:

$$qp = 9 * fd * su \quad \textbf{(14)}$$

- Resistencia de fuste:

$$\tau = \alpha * Su \quad \textbf{(15)}$$

Su=Resistencia al corte no drenada.
fd= Factor de reducción por la forma del pilote (o solamente de su punta). Con relaciones L/D>10 suele tomarse fd=1.
α = Coeficiente de reducción para el fuste que suele dependen del OCR.

No existen grandes diferencias entre las distintas Normativas. Las diferencias están en los factores de forma de la capacidad por punta (fd), y en la evaluación del rozamiento y su limitación (α*Su). Respecto al factor de forma es importante recordar que, según Jiménez Salas, para Skempton 1953 en toda cimentación existe un factor de forma que va de 6 a 9, pero se determinaría en función de L/D, no solamente de D. Siendo qp=(6 a 9)*Su. En pilotes de L/D>10 como los aquí analizados se definiría 9*Su.

En el parámetro del rozamiento (α) existe mucha dispersión y su valor suele estar entre 0,2 y 1. Realmente (α) está condicionada por el propio valor de la "Su", lo que lleva al hecho de intentar establecerla de manera variable en función a esta. Establecimos fijando la punta en 9*Su y con el valor de resistencia al corte no drenada registrada en los CPTU una ley de α que permitiera obtener el valor real de hundimiento de los pilotes del tipo:

$$\alpha = 0{,}78 - 0{,}069 * LN(su(kPa)) \quad \textbf{(16)}$$

Para la punta ajustada al valor fd=1. →qp=9 *Su

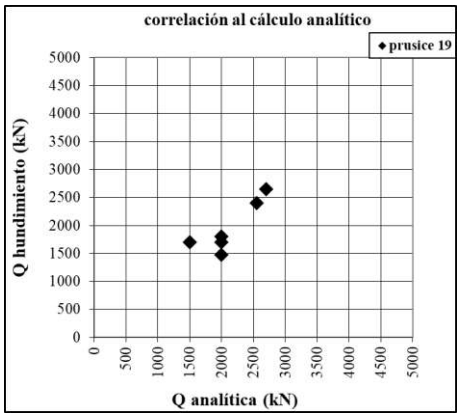


Figura. 15. Relación entre el cálculo analítico y el resultado real de algunos ensayos de carga con qp=9 *Su y α≈0,78-0,069*LN(Su (kPa)).

El cálculo de asentamientos es usualmente el punto más complejo en el diseño de pilotes. De hecho, considerar las deformaciones más allá de la carga de fluencia es a la práctica muy complejo. Fijándonos en los asentamientos que se obtendrían justo en el valor de la carga de fluencia, es decir antes de que se disparen las deformaciones plásticas, el problema está en que la duda entre un escalón de carga y el siguiente significa una variación del 10% en la carga, pero de más del 30% (hasta el 100%) en el valor del asentamiento, lo que genera una gran dispersión de resultados. Aplicaremos el criterio de Morgan-Poulos 1968 aceptando un Mo≅27,5 MPa y una relación Cs/Cc=6, tomaremos Es=165 MPa (las cargas de fluencia en los pilotes son muy inferiores a las de la sobreconsolidación en el terreno).

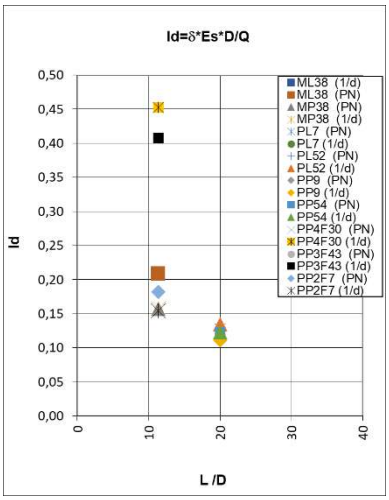


Figura. 16. Razón de asentamiento de los pilotes analizados.

Establecemos en este caso, para los pilotes entubados:

$$\delta_{(y-l)}(mm) = \frac{Ip * Q_{y-l}(kN)}{Es\ (MPa) * D(m)} \quad \textbf{(17)}$$

$$Id = 0{,}45 * ((L/D)^{-0{,}42}) \quad \textbf{(18)}$$

8 CONCLUSIONES.

En algunas normativas se establece que la carga de trabajo de los pilotes sea del rango de la carga de hundimiento obtenida en ensayos de carga afectada por un Factor de Seguridad usualmente de 1,5. Si comprendemos que a partir de la carga de fluencia las deformaciones se disparan de manera rápida, podemos comprender que las normativas de los países del Este de Europa entiendan esta como la carga de trabajo. Así pues en el presente artículo observamos como en pilotes entubados en este tipo de arcillas sobreconsolidadas ese FS=1,5 será prudente, pero en pilotes de colado por barrena sin entubado (CFA) ese valor puede ser un poco justo y sería más preciso aplicar 1,65.

9 AGRADECIMIENTOS.

Agradecemos a Don Carlos Segura Pico (†) SSTT de DRAGADOS su infatigable ayuda y magisterio.

10 REFERENCIAS.

Carcolé, J.A., Mestre J. (2019) *Ensayos de carga estática en pilotes y precisión de las extrapolaciones.* Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges Proceedings of the XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE), Cancun, Mexico IOS., pp 921-927.

Chin F.K., (1970) *Estimation of ultimate load of piles not carried to failure*. Proc. 2nd Southeast Asian Conference On Soil Eng. Singapore, pp 81-90, 1970.

Décourt L.,(1996) *Rotura de cimentaciones basada en el concepto de rigidez,* SEFE III, Sao Paulo, Brasil. vol 1 pp. 215-224.

Jimenez Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A.A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II.* 2a Edition. Editorial Rueda, Madrid.

Kondner R.L, (1963). *Hyperbolic Stress-strain response*. Cohesive Soils, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, vol. 89, SM 1, pp. 115-143.

PN-83, B02482 (1983). *Fundamenty budowlane Nośność pali i fundamentów palowych.* wersja polska.

Vesic, A.S. (1977) *Design of pile fundations*. National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Higway Practice, Transportation Research Board, Washinton, D.C.

Desvío de Pilotes Cortos Durante el Proceso de Hinca: Evaluación de Posibles Causas

Deviation of Short Piles During the Driving Process: Evaluation of Possible Causes

Victor A. Rinaldi & Agustin Adami
Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, vrinaldi@unc.edu.ar.

Ricardo F. Viguera
Consultora de Ingeniería Mediterránea, Argentina.

RESUMEN: El propósito de este trabajo es describir las dificultades encontradas durante la hinca de pilotes cortos donde se observaron las inclinaciones de los fustes. Esta situación tuvo lugar incluso con el uso de varios tipos de equipos de hinca y energía de martillos. El perfil del suelo muestra una capa superior muy compresible de menos de 4 m que sobreyace la Formación Pampeana altamente preconsolidada, donde se obtiene el rechazo. El estudio analiza diferentes causas probables como origen potencial de las desviaciones observadas. Los diversos análisis realizados muestran que la inclinación de las pilas se debe a una combinación de factores geotécnicos que son objeto de evaluación y discusión de este trabajo, siendo la heterogeneidad de la formación Pampeano la causa principal más probable. Con el fin de materializar la fundación, se utilizó una pre-perforación a fin de orientar verticalmente los pilotes con la premisa de mantener la capacidad de carga del pilote.

ABSTRACT: The purpose of this work is to describe the difficulties encountered during the driving of short piles where inclinations of the shafts were observed. This situation took place even with the use of various type of driving equipment and energy of hammers. The soil profile shows a very compressible top layer of less than 4 m overlaying the heavily overconsolidated Pampeano Formation, where rejection is obtained. The study analyses different probable causes as potential origin of the deviations observed. The various analysis performed show that the inclination of the piles is due to a combination of geotechnical factors that are the subject of evaluation and discussion of this work, being the heterogeneity of the Pampeano formation the main cause. In order to materialize the foundation, pre-drilling is used in order to vertically guide the piles with the premise of maintaining the capacity of the pile.

PALABRAS CLAVE: hinca de pilotes - desvío de pilotes - formación del pampeano

KEYWORDS: pile driving - deviation of piles - pampean formation

1 INTRODUCCIÓN

El proyecto geotécnico consiste en la ejecución de 68 pilotes hincados prefabricados para conformar una futura nave industrial perteneciente a la empresa Nuevo Coke YPF del Nuevo Complejo Industrial La Plata, localizada en Ensenada, ciudad de la Plata, Provincia de Buenos Aires. En la mencionada obra, se evidenciaron algunos inconvenientes durante la hinca de pilotes prefabricados, incluyendo su escasa penetración en el estrato resistente y el desvío del fuste respecto a la verticalidad más allá de los parámetros permitidos por el procedimiento (> 2%). El pilote seleccionado por diseño posee una longitud de 6 m con una sección de 0,50 m x 0,50 m. El extremo inferior del fuste se reduce en los últimos 0,60 m hasta llegar a una punta de sección 0,16 m x 0,16 m.

A los fines de eliminar el problema observado se realizaron nuevos ajustes al equipo de hinca tratando de limitar potenciales de impactos descentrados y posibles movimientos no controlados sin alcanzar a obtenerse una solución del problema. Ante tal condición, se propone la ejecución de una pre-perforación de 60 cm de diámetro y de entre 30 y 60 cm de profundidad en el estrato resistente de apoyo, con el objeto de inducir una guía al fuste logrando la verticalidad del pilote en las pruebas realizadas. En estas pruebas, los pilotes alcanzaban el rechazo rápidamente (penetraciones menores a 1 cm para una andanada de golpes de 10). Complementariamente, se realizaron ensayos de determinación de capacidad de carga mediante el método dinámico PDA mostrando que la metodología propuesta cumplía con las condiciones requeridas de proyecto en lo que respecta a la capacidad de carga última alcanzada y deformaciones permitidas (menores a 1,50 mm).

Una evaluación inicial de parte del comitente y su equipo de asesores se considera como posible causa del inconveniente, el empleo por parte de Trevi de un martillo Delmag D-22 que sin la suficiente energía para la hinca, recomendándose el empleo de un martillo Delmag D-30 o equivalente. Sin embargo, para sortear esta limitación en obra, los asesores de la empresa comitente avalan una metodología de preperforación con balde de 60 cm de diámetro adicionando una serie de recomendaciones, entre ellas una mayor profundidad de preperforación y la adición 1/3 m3 de hormigón fresco tipo H30 y asentamiento 7 cm.

En forma independiente, la empresa contratista puso en obra un equipo más moderno de hinca dotado de un martillo de mayor energía similar al Delmag D-30 para la hinca de los pilotes proyectados. Aún con las mismas precauciones del caso, se obtuvieron resultados similares, donde las inclinaciones del fuste resultaron mayores a las tolerables.

Se puede mencionar finalmente, que la dificultad de hinca quedó también evidenciada durante la colocación de tablestacas metálicas que exigió de sobremanera al equipo vibrador (el cual es de alta capacidad de transmisión de energía) no logrando alcanzarse la cota originalmente prevista en el proyecto obligando a redefinir la profundidad final de hinca.

El presente trabajo tiene por objeto describir las dificultades observadas durante la hinca de pilotes en la obra de referencia,

y realizar un análisis de las distintas causas posibles tanto de orden metodológico de trabajo como de origen geotécnico.

2 CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SITIO

Los Estudios de Suelo de este proyecto fueron realizados por la empresa AOSA S.R.L. del cual se toman los datos de análisis. En dicho informe se identifica al Sondeo NS3 como perteneciente al sector de interés en este trabajo. El resumen del Sondeo NS3 se reproduce en la Figura 1 en donde se ha graficado adicionalmente en forma esquemática, la condición de hinca del pilote proyectado y las cotas del terreno natural y los límites de interface de los estratos involucrados.

De acuerdo con el informe mencionado se identifican tres estratos de suelos (hasta la profundidad de interés en este trabajo) con particularidades geotécnicas bien diferenciables que según información provista en el informe geotécnico de referencia y otras publicaciones de referencia (Bolognesi, 1975; Nuñez, 1986; Rinaldi et al, 2006):

- 0,00 m a 1,50 m: Arcillas de mediana y alta plasticidad, color castaño oscuro y grisáceo oscuro, pobre a mediana compacidad, parcialmente saturadas. Intercaladas con restos de piedra partida y carbón mineral distribuídos en forma errática. De este estrato no se informan parámetros físicos-mecánicos determinados en campo o laboratorio, pero es de concluirse que es de baja características resistentes.

- 1,50 m a 3,50 m: Arcillas compresibles de alta plasticidad color grisáceo oscura, tipo CH, ligeramente preconsolidadas, con presencia de restos de conchillas en algunas muestras lo que indica su posible origen marino (smectitas de alta superficie especifica). La resistencia a la penetración en el ensayo de SPT arroja un valor de N = 2. Su condición es de saturación con humedad natural próxima al 70 % dada su condición de encontrarse prácticamente por debajo del nivel freático detectado a 2 m de profundidad. Entre los otros parámetros geotécnicos más relevantes recomendados se puede mencionar su peso unitario 16.5 kN/m3 y resistencia al corte no drenado cu = 20 kPa. Su baja densidad, elevada saturación, origen y conformación mineralógica puede hacer presumir un comportamiento tipo quick-clay. Es decir que ante una desestructuración generada por un esfuerzo cortante superior a su resistencia pico al corte no drenado, pierde su condición resistente transformándose en un fluido viscoso.

- 3,50 m a 6,5 m: Corresponde a un estrato de "Tosca Calcárea" muy cementada característico de la formación Pampeano conformada granulométricamente por limos y arcillas de baja y mediana plasticidad compactos a muy duros, de coloración castaño verdosos, con signos de fisuración. La clasificación unificada de estos suelos es de tipo ML. Su cementación es muy errática, no homogénea y con presencia de fisura rugosas, no planares con predominancia subvertical producto de ciclos de desecación y saturación alternantes. La resistencia a la penetración en el ensayo SPT de esta capa de toscas del Pampeano arroja valores mayores a 50 golpes. La condición este estrato es saturado con humedad natural promedio de 32 %. Otros parámetros geotécnicos de interés para este estudio reportados son: peso unitario 19 kN/m3 y resistencia al corte no drenado cu = 250 kPa

Cabe destacar que, en el sector de estudio, en un promedio de 68 pilotes hincados, se encontró una tapada de aproximadamente 3,15 m de suelo de muy baja resistencia atribuibles a los dos primeros estratos descriptos más arriba.

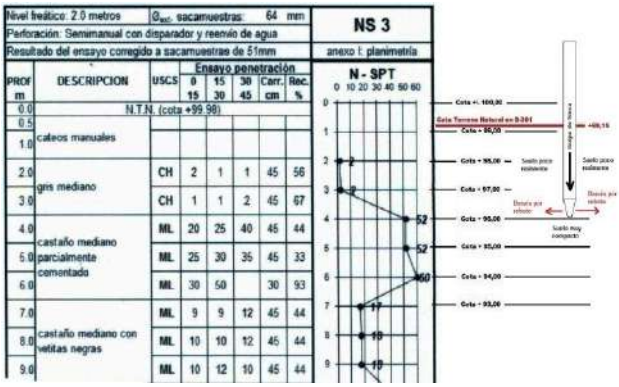


Figura 1. Perforación NS3 de referencia del sector de interés ejecutado por la empresa AOSA SRL.

3 POTENCIALES CAUSAS DE DESVIACIÓN DE LOS PILOTES

En la Fig. 2 se presenta un esquema indicando gráficamente las observaciones realizadas en campo durante el proceso de la hinca del pilote. La verticalidad se mantiene hasta alcanzar el estrato resistente del Pampeano para luego desviarse en cuanto se intenta introducir el pilote dentro del mismo. La inclinación inicial produce luego sucesivos aumentos de la excentricidad que potencian el proceso de desvío del fuste. Cuando se alcanza el Pampeano, se observó un efecto de rebote y posteriormente, con la repetición de cargas se produce una pérdida de verticalidad hasta que la punta logra introducirse algunos centímetros donde finalmente se determina el rechazo una vez que para una sucesión de 10 golpes la penetración es menor a un centímetro. Los resultados descriptos, como se mencionó previamente resultan similares independientemente del equipo de guía y la energía de hinca aplicada.

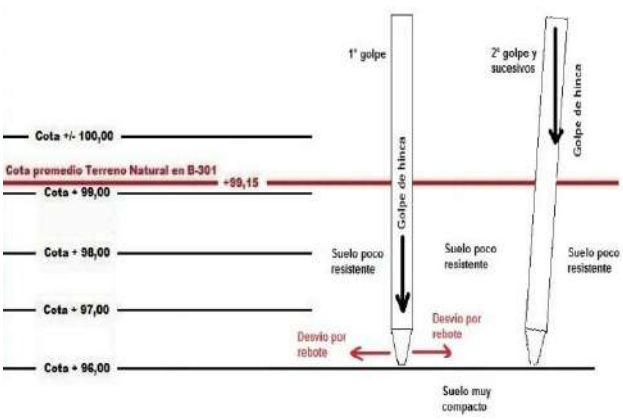


Figura 2. Esquema de desvío del pilote observado en campo durante el proceso de hinca.

El efecto de desvío de pilotes y sus causas han sido estudiados en algunos trabajos reportados en la literatura (Bjerrum, 1957; Davisson, 1963; Gouvenot, 1975; Mascardi, 192; Tomlinson, 1994) entre otros. En general, entre las causas más frecuentes que pueden provocar el desvío de los pilotes se pueden mencionar:

a) Efectos ocasionados por la guía y acople de martillo: Este es un error de características instrumentales que en general son subsanadas mediante un adecuado acondicionamiento

de los equipos y un correcto seguimiento de las buenas normas de construcción.

b) Presencia de obstrucciones (heterogeneidades) en los estratos suprayacentes: En este caso el fuste del pilote cuando encuentra una obstrucción más rígida que la del entorno tiende a desviarse siguiendo la trayectoria de menor resistencia al corte.

c) Efecto de pandeo del fuste durante la hinca: Cuando la carga de hinca supera la carga critica de pandeo, el fuste tiende a deformarse siguiendo una trayectoria que los desplaza de la vertical. Este efecto se ve potenciado cuando la punta del pilote alcanza un estrato muy rígido y cuando los estratos superiores poseen escasa rigidez o son muy blandos.

d) Inclinación del estrato rígido de apoyo: Muchas veces buzamientos locales o globales del estrato de apoyo rígido subyacente a un estrato delgado y blando puede provocar un desplazamiento de la punta de apoyo desviando el pilote de su verticalidad.

e) Presencia de un estrato muy blando sobre un estrato rígido: Este es el caso de por ejemplo hinca de pilotes en agua o lechos de lodo donde se aconseja inicialmente incorporar una guía a través del mismo para evitar el desvío del pilote.

El punto (a) no se considera en la presente discusión, ya que como se indicará, se realizaron todas las medidas correctivas posibles en los equipos y adicionalmente se verifico el mismo problema de desviación empleando dos equipos diferentes con energía de hinca también distintos. Por otro lado, el punto (b) también puede ser descartado, ya que los estratos suprayacentes al estrato rígido del Pampeano se muestran muy penetrables y homogéneos. Adicionalmente, durante la hinca, estos fueron atravesados sin observarse desviaciones en el ínterin.

En el caso del punto (c), se asume que la carga de hinca puede superar la carga critica de pandeo. En general esta carga crítica depende de la longitud del elemento, su rigidez y condiciones de borde. La ecuación fundamental de esta carga está dada por la expresión de Euler:

$$P_{crit} = \pi^2 \, E \, I / (K \, L)^2 \qquad \textbf{(1)}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del hormigón, I es el momento o de inercia de la sección, K es la condición de extremos (K=1 articulado-articulado) y la longitud del fuste.

La expresión precedente asume que el fuste se encuentra libre, sin el efecto de confinamiento producido por el suelo circundante. Esta hipótesis es posible de aplicar cuando la resistencia a la penetración del suelo lateral resulta menor a 4 según el ensayo de penetración estándar (SPT), lo cual sucede en el presente caso.

Una simple evaluación de esta ecuación para un hormigón H30 (E= 25.700 MPa) y la geometría del pilote empleado (50cmx50cm) muestra que la carga critica resulta mayor a 4000 tn, por lo que puede también eliminarse esta hipótesis (c).

Los puntos (d) y (e), resultan de tratamiento cualitativo y quedan a la interpretación del buen criterio del ingeniero prever estas situaciones y tomar las medidas correctivas pertinentes.

En el presente estudio, se cree que las desviaciones ocurridas en este trabajo, se deben a una concurrencia de factores que se describen a continuación relacionadas con los puntos (d) y (e) mencionados:

1) El estrato superior posee una rigidez muy baja en condiciones naturales de reposo y puede alcanzar una menor resistencia provocada por el efecto de desplazamiento (remoldeo) que provoca la introducción dinámica del pilote hacia una tendencia de resistencia al corte próximo a cero (fluidificación). El efecto se puede ver magnificado por el efecto rebote del pilote que se observa durante la hinca que aumenta las condiciones de remoldeo de las arcillas. Este factor adicionado al escaso espesor del mismo, permite inferir que el pilote durante la hinca en el estrato resistente no se encuentra prácticamente confinado pudiendo desplazarse la punta con relativa facilidad en forma lateral.

2) El estrato inferior de la Tosca de la formación Pampeano resulta extramadamente rígida pudiendo considerarse como un Very Hard Soil o un Soft Rock. Adicionalmente su cementación resulta muy heterogénea pudiendo variar en consistencia tanto en dirección lateral como vertical ya que la misma se da en forma de granular. De esta forma la punta del pilote, que termina en una sección de 16 cm x 16 cm, no resulta adecuada para penetrar el estrato produciendo un efecto de rebote y rotura parcial y localizada de la cementación del suelo por concentración de tensiones. Dado que la punta del pilote puede desplazarse con relativa facilidad por la falta de confinamiento lateral, es posible que la misma se deslice hacia sectores próximos de la superficie del estrato rígido donde la cementación sea menor o donde en definitiva encuentre una debilidad fuera de su vertical. Adicionalmente cabe la posibilidad de que el desplazamiento sea facilitado por la falta de horizontalidad de la superficie del estrato rígido, aunque más no sea en las inmediaciones a donde se apoya inicialmente la punta del pilote.

Las consideraciones 1 y 2 precedentes justifican razonablemente la elevada probabilidad de ocasionar desvíos inícials del pilote que luego se magnifican con la continuidad de la hinca intentando penetrar el estrato rígido.

En casos como el descripto precedentemente, es siempre aconsejable la colocación de una zapata en la punta del pilote que facilite la introducción del mismo en el estrato rígido. De lo contrario, el método de pre-perforación indicado por la consultora resulta una alternativa viable, aunque ralentice la operación de hinca disminuyendo el rendimiento de la obra.

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este breve informe, se ha descrito las observaciones fundamentales realizadas durante la hinca de pilotes en la planta de Coque de YPF en donde se experimentó una desviación de los pilotes hasta valores fuera de las tolerancias exigidas.

Adicionalmente se expusieron una serie de causales posibles que originaron las desviaciones observadas. Se considera que las causales indicadas justifican razonablemente el fenómeno registrado y las mismas son justificadas ampliamente por la geotecnia local informada en los estudios de referencia.

5 REFERENCIAS

Bolognesi A. J. L. (1975). *"Compresibilidad de los Suelos de la Formación Pampeano"*, V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, Vol 5, pp. 255 - 302.

Bjerrum, L., 1957, "*Norwegian experiences with steel piles to rock*", Geotechnique, Vol.7.

Davisson, M.T., (1963) "*Estimating Buckling Loads for Piles*", Proceedings, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1.

Gouvenot, D. (1975). "*Essais de chargement et de flambement de pieux aiguilles*", Annales de l'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, No. 334, December.

Mascardi, C.A. (1982). "*Design criteria and performance of micropiles*", Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques including Geotextiles. Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Bangkok, paper D-3.

Nuñez E. (1986). "*Panel Report: Geotechnical Conditions in Buenos Aires City*", 5th International Congress, International Association for Engineering Geology (IAEG), Buenos Aires, Argentina, Vol. 8, pp. 2623 – 2630.

Rinaldi, V. A., Abril, E. G. y Clariá J. J. (h) (2006) "*Aspectos Geotécnicos Fundamentales De Las Formaciones Del Delta Del Río Paraná Y Del Estuario Del Río De La Plata*". Edición Especial de la Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Puerto Rico. Vol. 6(2), ISSN 1535-0088, pp 131-148.

Tomlinson M.J. (1994) "*Pile Design in Construction Practice*", E & FN SPON An Imprint of Chapman & Hall London • Glasgow • Weinheim • New York • Tokyo • Melbourne.

Uso complementario de ensayos de carga dinámica y de integridad de pilotes para la evaluación de anomalías. Caso de estudio: puente sobre el río Yí

Complementary use of dynamic load and pile integrity tests for the evaluation of anomalies. Case study: bridge over the Yí river

Mariano Neme Gamarra, Javier Belsito, Lucía Terille, Álvaro Gutiérrez & Francisco Calvete
Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Departamento de Ingeniería Geotécnica, Uruguay, marianon@fing.edu.uy

RESUMEN: Desde 1995, el Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones (LCCF) realiza ensayos y asesorías en la evaluación de fundaciones para obras en Uruguay. El país vive un proceso de cambio generalizado de infraestructura vial, donde se destaca la construcción de nuevos puentes y el refuerzo y ensanche de otros ya existentes. Esto requiere de un sistema de control de calidad riguroso y actualizado, con el objetivo de disminuir las incertidumbres involucradas en la capacidad de carga de la cimentación. Se presentan los resultados de la evaluación de los pilotes de un puente sobre el río Yí, ubicado en el departamento de Durazno. Se realizaron ensayos de integridad, del tipo sónico, en todos los pilotes de la obra. Durante la ejecución de determinados pilotes se detectaron irregularidades en el proceso constructivo. Se efectuaron ensayos de carga dinámica, que permitieron cuantificar los daños complementando los resultados de los ensayos de integridad, pudiendo determinar las medidas correctivas a adoptar.

ABSTRACT: Since 1995, the Foundation Quality Control Laboratory (LCCF) has been conducting tests and providing consultancy on the evaluation of foundations for construction projects in Uruguay. The country is undergoing a widespread process of change in its road infrastructure, with the construction of new bridges and the reinforcement and widening of existing ones. This requires a rigorous and updated quality control system with the aim of reducing uncertainties involved in the load-bearing capacity of the foundations. The results of the evaluation of the piles of a bridge over the Yí river, located in the department of Durazno are presented. Sonic integrity tests were conducted on all piles of the construction project. Irregularities were detected during the execution of certain piles in the construction process. Dynamic load tests were carried out, which made it possible to quantify the damages, complementing the integrity tests results, and to determine the corrective measures to be adopted.

PALABRAS CLAVE: pilotes – control de calidad – ensayo de carga dinámica – integridad

KEYWORDS: piles – quality control – dynamic load test – integrity

1 INTRODUCCIÓN

Desde 1995 el grupo de trabajo del Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (UdelaR) realiza ensayos y asesora en lo relativo a la evaluación de fundaciones, para obras de distinto porte en Uruguay.

El país vive un proceso de cambio generalizado de infraestructura vial, donde se destaca la construcción de nuevos puentes y el refuerzo y ensanche de otros ya existentes. Esto requiere de un sistema de control de calidad riguroso y actualizado, con el objetivo de disminuir las incertidumbres involucradas en la capacidad de carga de la cimentación.

Durante el año 2021, en un puente sobre el Río Yí, ubicado en el departamento de Durazno, Uruguay, el LCCF realizó una campaña de ensayos de control de calidad de fundaciones. El contratista de la obra solicitó asesoramiento adicional para la determinación de la integridad de ciertos pilotes cuestionados debido a incertidumbres generadas durante el proceso constructivo.

En primer lugar, se realizaron ensayos de integridad del tipo sónico en la totalidad los pilotes del puente, con el objetivo de comprobar la integridad de las fundaciones. Esto se hace analizando el comportamiento de las señales que viajan a través del fuste del pilote.

Para realizar un estudio más exhaustivo de los pilotes cuestionados, se realizaron ensayos complementarios para evaluar la capacidad estructural de los mismos. Para ello se efectuaron ensayos dinámicos de carga, que proporcionan información acerca de la capacidad portante de la fundación.

A través de este trabajo se comentan los principales resultados de los ensayos realizados y su correlación con el estado estructural de la fundación, destacando la importancia de la ejecución de estos ensayos que son complementarios a la hora del control de calidad en este tipo de cimentaciones.

2 MARCO GENERAL

2.1 *Contexto geotécnico*

La estructura de estudio se trata de un puente carretero de 750 m de longitud compuesto por 29 pórticos de hormigón armado, fundados sobre cimentaciones de tipo cabezal-pilote. La fundación se apoya sobre un manto rocoso, un basamento cristalino ígneo - metamórfico que se encuentra a profundidades variables de la superficie, entre 8 m y 12 m. Se presentan diferentes grados de alteración, encontrándose en algunas zonas roca descompuesta a los 16 m de profundidad, mientras en otras se puede encontrar roca fresca a los 11 m de profundidad. Los suelos por encima del estrato rocoso son predominantemente arenosos. La Figura 1 muestra un esquema del perfil de suelos para el sector de la obra de interés.

2.2 *Fundaciones*

Para garantizar una buena capacidad de carga, los pilotes debían fundarse penetrando el basamento cristalino, de forma de generar un apoyo empotrado. En algunos pórticos, lograr esto fue complejo constructivamente, ya que se debió perforar roca poco alterada, compuesta por un gneis con contenido de cuarzo, que presentaba baja ripabilidad, requiriendo herramientas de mayor dureza. Se planteó como solución constructiva el uso de martillo de fondo, lo que implicó la reducción de la sección de los pilotes involucrados a partir del estrato rocoso. Los pilotes,

originalmente de 0,8 m de diámetro, se vieron reducidos a un diámetro de 0,6 m una vez que ingresaron al estrato de roca sana. La variación de sección al entrar en la roca sana produjo inconvenientes durante el llenado, no lográndose ejecutar los pilotes de forma adecuada y generando dudas acerca de la integridad estructural de los mismos.

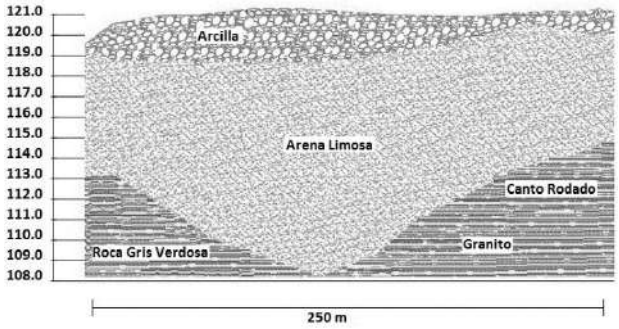


Figura 1. Perfil general de suelos para el sector de la obra de interés. Cotas en metros.

Estas incertidumbres, en particular las asociadas a los pilotes de los cabezales correspondiente al Pórtico 11, motivaron a la dirección de la obra a solicitar asesoramiento al LCCF para corroborar el estado de los pilotes.

En la Figura 2 se muestran los cabezales donde apoya un pórtico genérico del puente.



Figura 2. Disposición geométrica correspondiente a los cabezales de un pórtico genérico del puente.

3 MÉTODOS Y ANÁLISIS

3.1 *Ensayos sónicos de integridad*

El ensayo de integridad de tipo sónico PIT (por su sigla en inglés, Pile Integrity Test) consiste en la generación de una onda mecánica, de baja deformación, que se propaga a través de la longitud del pilote. Mediante un acelerómetro, posicionado en la cabeza del pilote, se puede registrar el comportamiento de la velocidad de la onda. Este se interpreta en gabinete verificando reflexiones de la onda y su sentido (compresión o tracción), permitiendo identificar variaciones de impedancia. La impedancia es un parámetro, directamente proporcional al módulo elástico y a la sección transversal del material donde se propaga la onda.

Esto implica que una reducción de impedancia se verá reflejado como un pulso positivo en la velocidad, indicando una reducción en la sección transversal o una reducción en el módulo elástico del material. Esto permite identificar cambios seccionales, discontinuidades parciales o totales de un pilote.

Este ensayo es exigido por pliegos en todas las fundaciones de estructuras de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) del Ministerio de Obras y Transporte (MTOP). A nivel internacional comenzó a implementarse en la década del setenta, teniendo la ventaja de poder realizarse en cualquier tipo de pilote sin requerir de una preparación especial o adecuación de este (Webster et al., 2011).

El ensayo se define como ensayo de integridad de impacto de baja deformación, está normalizado según la ASTM D 5882-07. Si bien es un ensayo ampliamente utilizado por su fácil implementación, presenta ciertas limitaciones que hacen que en algunos casos los resultados no sean concluyentes respecto a la integridad de las fundaciones. Esto puede darse en pilotes muy largos o en casos donde la resistencia de los suelos sea elevada, lo que lleva a que se pierda energía del pulso de impacto y la onda no alcance a viajar por toda la longitud del pilote. En otros casos, la presencia de cambios de sección o tipos de suelo pueden generar reflejos tempranos que dificulten el análisis de las señales.

A partir del análisis de los datos de los pilotes ensayados se observa que existen anomalías en los pilotes P11-1 y P11-2, correspondientes al Pórtico 11. Dicho pórtico también descarga sobre otros dos pilotes, P11-3 y P11-4. En la Figura 3 se muestra un esquema en planta de la fundación para el Pórtico 11.

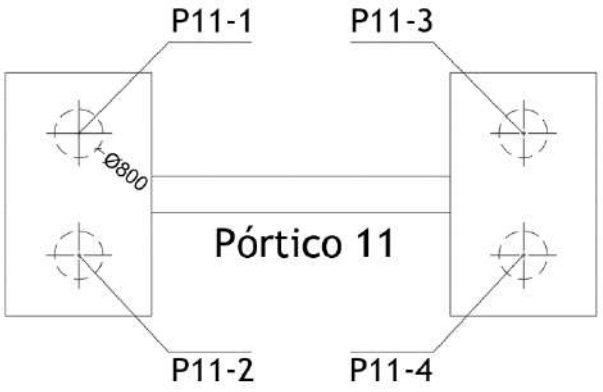


Figura 3. Esquema de la fundación del Pórtico 11.

En la Figura 4 se muestran las señales de los ensayos PIT correspondientes a dichos pilotes del Pórtico 11. Como se puede apreciar, las señales de los pilotes P11-2 y P11-3 presentan reducciones importantes de sección para longitudes aproximadas a los 7 m. Estas reducciones pueden estar asociadas al cambio de sección de los pilotes al ingresar al estrato más firme, que se corresponde con dicha profundidad. En la señal del pilote P11-4 se detecta una reducción a una profundidad similar, pero de menor magnitud continuada de un aumento de impedancia que puede asociarse al ingreso en ese estrato más firme. La señal del pilote P11-1 presenta dos reducciones de impedancia, a profundidades de 5 m y 7 m.

A profundidades mayores a los 7 m (reducción de sección y cambio de impedancia en suelo) la información proporcionada por las señales pierde confiabilidad, en cuanto a longitud e integridad de los pilotes, que debería estar en el entorno de los 9,4 m según proyecto. Al tener una respuesta incompleta acerca de la integridad estructural de la fundación proporcionada por el ensayo sónico se recurre al ensayo dinámico para complementar la información. Esto permite estudiar la continuidad del elemento en toda su longitud y estimar la capacidad resistente del elemento, verificando si cumple o no con los requisitos.

3.2 *Ensayos de carga dinámica*

En base a los resultados obtenidos en los ensayos de integridad, se decidió realizar ensayos de carga dinámica DLT (por su sigla en inglés, Dynamic Load Test) para complementar la información brindada por los ensayos PIT, con el objetivo de evaluar la continuidad de los pilotes más allá de la reducción de sección y estimar la capacidad de carga axial.

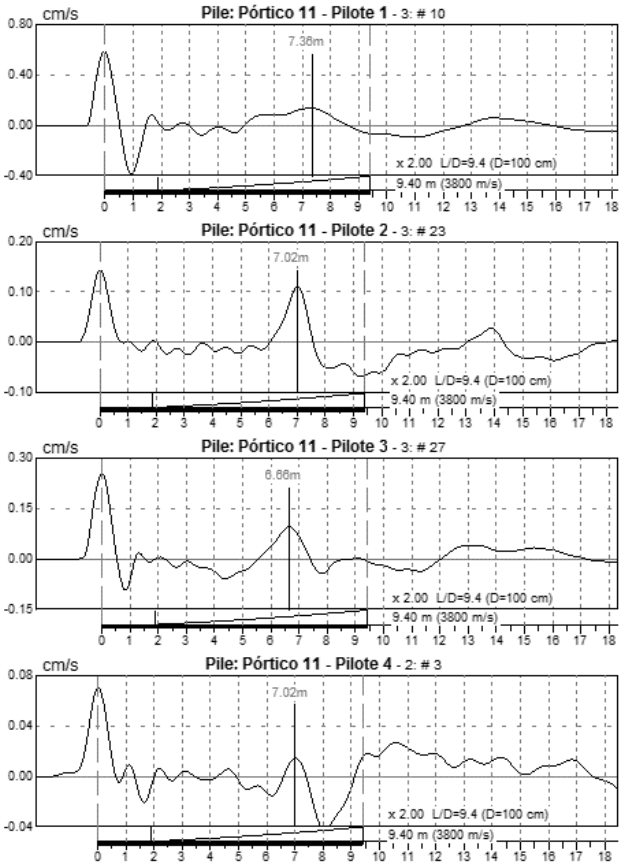


Figura 4. Señales de los ensayos PIT para los pilotes correspondientes al Pórtico 11.

El ensayo dinámico de alta deformación está normalizado según la ASTM D 4945-12.

Consiste en la aplicación de una carga dinámica a través del impacto generado por la caída libre de una masa. Se instrumenta el pilote para poder registrar cómo varía la velocidad axial y la fuerza durante el impacto. Esta instrumentación se coloca en la cabeza del pilote.

En este caso fue utilizada una pesa, cuya masa aproximada es de 20 kN; esta se deja caer para alturas incrementales entre 40 y 120 cm, registrando el asentamiento permanente generado con cada impacto.

La velocidad se registra a través de dos acelerómetros colocados en la cara lateral del pilote y la fuerza se mide a través de una celda de carga de colocada encima de la cabeza del pilote. La celda de carga es de acero A36 y consta de una sección anular en la cual se colocan cuatro sensores de deformación para la estimación de la fuerza. Esta tiene dos tapas de 5 cm de espesor que permiten absorber y distribuir la fuerza de impacto de la pesa. La Figura 5 muestra la celda de carga utilizada y un pilote instrumentado. El uso de la celda de carga permite poder instalar los acelerómetros a profundidades entre 15 y 30 cm por debajo de la cabeza del pilote; en caso de no utilizar una celda de carga, los sensores de fuerza y velocidad deben instalarse a profundidades de al menos 2 a 3 diámetros por debajo de la cabeza, para garantizar la correcta distribución de tensiones en el elemento. El uso de celdas de carga abarata y facilita la preparación de los ensayos (Pile Dynamics, Inc., 2014).

Por razones logísticas no se pudo contar con una grúa con caída libre de la pesa. Para poder generar esta caída libre se implementó una metodología alternativa, que consistió en sujetar la pesa a un gancho de una linga de la grúa y liberarla cortando mediante oxicorte. La pesa a su vez estaba vinculada a través de una cadena a la pala de una retroexcavadora, la cual se encargaba de levantarla una vez realizado el golpe (ver Figura 5).



Figura 5. Sistema de aplicación de la carga y celda de carga.

La Figura 6 presenta las respuestas obtenidas de fuerza y velocidad en función del tiempo para cada uno de los pilotes del Pórtico 11.

Al realizar un análisis cualitativo de las señales, se observa para los pilotes P11-1 y P11-2, que la velocidad aumenta su valor por encima de la fuerza, en un tiempo que se asocia a la respuesta de la punta del pilote. Esto indica que se está movilizando la punta del pilote y no se tiene una capacidad de punta suficiente para soportar la fuerza generada por el impacto. Este efecto es más notorio en el pilote P11-1 que en el P11-2.

Se concluye que el pilote P11-1 no encuentra resistencia por debajo de la reducción de impedancia ubicada a unos 7 m de profundidad. Esto confirma una discontinuidad del hormigón a partir de esta profundidad, indicando presuntamente la presencia de una punta contaminada. El efecto es similar en el pilote P11-2 pero de menor magnitud.

La Tabla 1 presenta los asentamientos permanentes medidos en campo y las fuerzas estáticas verificadas luego del análisis de las señales mediante el software *CAPWAP*.

Para los pilotes P11-1 y P11-2 se miden asentamientos permanentes de 6 mm y 3 mm respectivamente, indicando que se está movilizando la máxima capacidad de los pilotes, debido a que estos se hincan con cada golpe aplicado. Para los pilotes P11-3 y P11-4 no se miden asentamientos apreciables, por lo que estos podrían soportar cargas de impacto mayores.

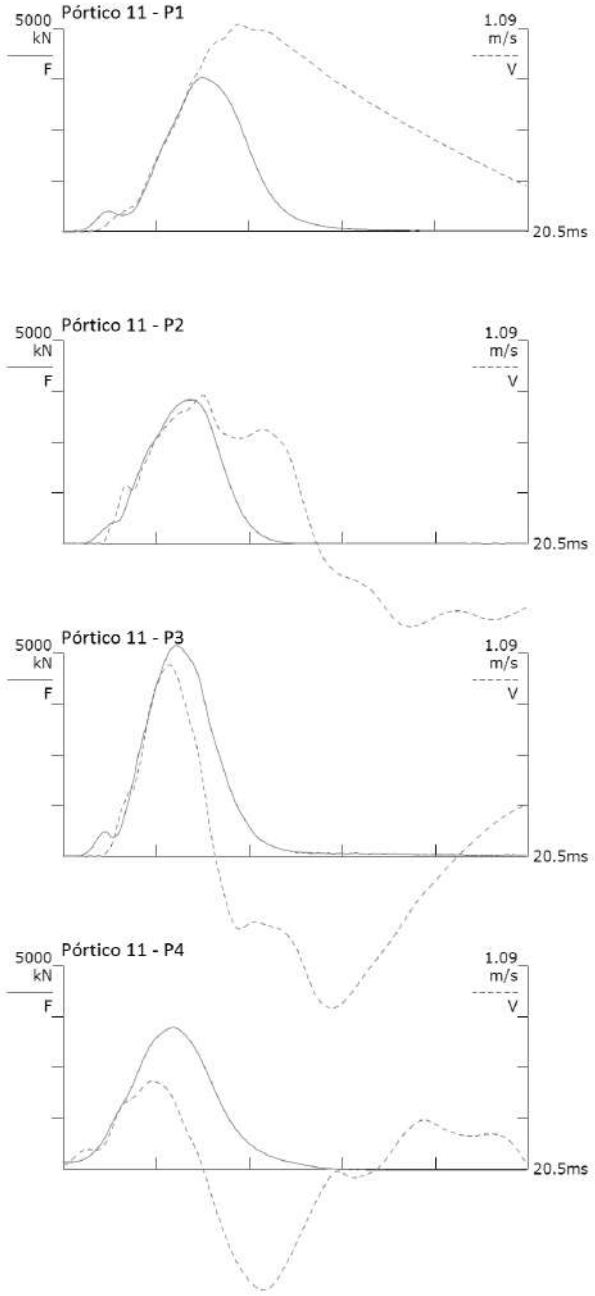


Figura 6. Respuestas obtenidas de fuerza y velocidad en función del tiempo para los pilotes del Pórtico 11.

Tabla 1. Asentamientos permanentes y fuerzas estáticas verificadas para cada pilote del Pórtico 11.

Pilote	Asentamiento permanente (mm)	Fuerza estática verificada (kN)
P11-1	6	400
P11-2	3	1600
P11-3	< 1	4900
P11-4	< 1	6000

Se confirma que el primer pilote construido bajo este método constructivo, P11-1, fue el más perjudicado en cuanto a su continuidad, afectando su capacidad de carga debido a que la punta no oponía resistencia al hundimiento. Una vez realizados algunos ajustes en la metodología constructiva se logró mejorar la ejecución de los pilotes a medida que se construían los mismos. Esta mejora se aplica en el caso de los pilotes P11-3 y P11-4, los que evidenciaron capacidad de carga de punta vinculada al empotramiento en el estrato más portante. Para estos se logra verificar la carga de diseño estimada en 1800 kN.

Los pilotes P11-1 y P11-2 fueron rechazados y sustituidos en base a estos resultados. El proyectista decidió construir dos pilotes al costado de cada pilote rechazado de forma de mantener el eje de la carga. Se realizaron ensayos de carga dinámica en todos los pilotes ejecutados con este método (12 pilotes en total) y se comprobó que, salvo los primeros dos construidos con esta metodología, el resto logra tener un buen empotramiento en la roca.

4 CONCLUSIONES

Se destaca la importancia del control en obra por parte de la empresa constructora que, al detectar problemas durante los llenados, levantaron las primeras alarmas para estudiar con más detalle el comportamiento de los pilotes.

Se debe tener en cuenta las limitaciones que tienen los ensayos PIT en algunos casos, no pudiendo evaluar la integridad de los pilotes más allá de cierta profundidad. En este caso, la reducción de sección junto con la penetración en un estrato muy rígido no permite determinar la integridad de los pilotes por debajo de este nivel.

La ejecución de ensayos de carga dinámica permite complementar los ensayos PIT para evaluar la integridad de los pilotes y determinar la calidad del empotramiento de los pilotes en roca. Esto se estudia a partir del análisis de la respuesta de la punta del pilote a partir de los gráficos de fuerza y velocidad, y se corrobora posteriormente con los resultados obtenidos mediante el software *CAPWAP*.

El control de calidad realizado permitió tomar medidas a tiempo para corregir los defectos detectados de forma más económica y verificar la seguridad de la fundación del puente.

5 REFERENCIAS

ASTM (2012) *Standard Test Method for Hig-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations*. ASTM D4945-12

ASTM (2007) *Standard Test Method for Low Strain Integrity Testing of Deep Foundations*. ASTM D5882-07

Pile Dynamics, Inc. (2014). *Sample Specification for High Strain Dynamic Testing of Drilled & Cast In Place Shafts*

Webster, K., Rausche F., Webster, S. (2011) *Pile and Shaft Integrity Test Results Classification, Mitigation, Acceptance, and/or Rejection*. Transportation Research Board 90th Annual Meeting. Washington DC, United States.

Análisis de una base de datos para la caracterización de los suelos de fundaciones superficiales para viviendas en Concepción del Uruguay (ER)

Analysis of a database for the characterization of superficial foundation soils for houses in Concepción del Uruguay (ER)

Lorena Broche; Fabio Calvo; Pablo Blanc & Pamela Fank
Facultad Regional Concepción del Uruguay, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina, lorenabroche@gmail.com

RESUMEN: A lo largo de los años en Concepción del Uruguay se vienen observando construcciones, generalmente viviendas de una y dos plantas, que presentan una serie de patologías comunes (fisuras, grietas, hundimientos). Una posible causa de esta problemática podría asociarse al desconocimiento del suelo de fundación. Como objetivo se plantea analizar para diferentes puntos de la ciudad, aquellas características geotécnicas relevantes para el diseño de cimentaciones, e identificar el tipo de suelo presente. El nivel de fundación empleado usualmente en esta ciudad para viviendas livianas ronda los 1,5m de profundidad, por lo que el estudio se realizará a esta cota. La información disponible de 94 informes geotécnicos fue organizada en una base de datos consistente. El 90% de las perforaciones analizadas se constituye por limos y arcillas, siendo el 64% de baja a mediana plasticidad mientras que el 36% restante de mediana a alta plasticidad. La tensión admisible informada para zapatas cuadradas unitarias se ubica entre 1,0 y 2,0kg/cm^2. El 86% de los suelos arcillosos son clasificados como consistentes a muy consistentes, y en un 44% de los casos se observa la presencia de suelos potencialmente expansivos, es decir suelos con la capacidad de aumentar de volumen ante la variación de la humedad. Se concluye que la presencia de estos suelos resulta un factor importante en las patologías observadas, considerando fundamental en el diseño de obras futuras que el fenómeno de expansividad sea tenido en cuenta para evitar fallas en las estructuras y el costo económico que ello significa.

ABSTRACT: Over the years in Concepción del Uruguay constructions have been observed, generally one and two-story houses, which present a series of common pathologies (fissures, cracks, subsidence). A possible cause of this problem could be associated with a lack of knowledge of the foundation soil. The objective is to analyze for different parts of the city those relevant geotechnical characteristics for the design of foundations, and to identify the type of soil present. The foundation level usually used in this city for light housing is around 1.5m deep, so the study will be carried out at this level. The information available from 94 geotechnical reports was organized in a consistent database. 90% of the perforations analyzed are made up of silts and clays, with 64% of low to medium plasticity while the remaining 36% of medium to high plasticity. The admissible stress reported for unitary square footings is between 1.0 and 2.0kg/cm2. 86% of the clay soils are classified as consistent to very consistent, and in 44% of the cases the presence of potentially expansive soils is observed, that is, soils with the capacity to increase in volume due to the variation in humidity. It is concluded that the presence of these soils is an important factor in the pathologies observed, considering it essential in the design of future works that the phenomenon of expansiveness be taken into account to avoid failures in the structures and the economic cost that this means.

PALABRAS CLAVE: arcillas - estudios geotécnicos - expansividad - sondeos.

KEYWORDS: clays - geotechnical studies - expansivity - boreholes.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *Breve reseña histórica*

Concepción del Uruguay es un municipio de la provincia de Entre Ríos ubicado sobre la margen derecha del Río Uruguay, a 290 km al norte de la ciudad de Buenos Aires. Este municipio se encuentra emplazado en las planicies aluviales del río Uruguay y abarca aproximadamente 10.799ha, de las cuales 2.314ha se corresponden con la planta urbana. El terreno es escasamente ondulado con pendiente general hacia el este y con depósitos sedimentarios de los cursos de agua que surcan su entorno, destacándose el río Uruguay al este, los arroyos Santa Ana, El Curro y El Molino al norte de la planta urbana, y los arroyos La China y del Chancho al Sur de la misma (CEAMSE-INCOCIV 2013, Savoy 2014). La población total del municipio era de 73.729 habitantes, según censo INDEC 2010, pero se estima que para el corriente año, la población alcanzaría los 85.000 habitantes.

La ciudad posee una arquitectura urbana donde predominan las construcciones de baja a media altura (2 plantas), y en los barrios más alejados del centro histórico predomina la vivienda de solo una planta, unifamiliar, y de más de 80m^2 de superficie cubierta.

La construcción de viviendas unifamiliares ha ido evolucionando respecto de su tipología estructural, las viviendas más cercanas al centro histórico poseen una tipología constructiva clásica de mamposterías portantes de ladrillo cerámico común, asentado en adobe o con argamasas, apoyadas en cimientos corridos de la misma mampostería. Luego, en las primeras décadas del siglo XX, aproximadamente hasta los años 60, se construía con mamposterías portantes similares a las anteriores pero de menor altura y con mortero de asiento de cal y cemento, además se comenzó a incorporar un encadenado de hormigón armado justo por encima del cimiento, a modo de arriostramiento. Posteriormente, y con la popularización del uso del hormigón armado, aparece la estructura independiente con 2 tipos de fundación: las zapatas corridas -que hacían las veces de reemplazo del típico cimiento de mampostería- y las zapatas o bases aisladas; los muros que ya no eran portantes solo construían como cerramiento, por lo que empezaron a disminuir en espesor y por tanto, de peso. En la década del 90 comienza el cambio de ladrillo: de macizos comunes manufacturados en la zona, a ladrillos huecos de manufacturación industrial, lo que reafirma el uso de la estructura independiente de hormigón armado y disminuye, aún más, el peso de la vivienda. La

secuencia descripta puede verse en la Figura 1. Llegado el nuevo milenio se comenzó la construcción de numerosos barrios de viviendas sociales que se realizaban con otro método de fundación: consiste en una platea de cimentación, de hormigón armado y de un espesor menor o igual a 15cm debido a que estas viviendas son muy livianas y de poca superficie, la construcción de estas plateas requieren mínimos requisitos respecto a la preparación del terreno, que suele realizarse mecánicamente aportando suelo calcáreo. Las plateas de estas características empezaron a ganar terreno en el ámbito de la construcción de viviendas particulares, así pues, es que en nuestros días muchos propietarios que autoconstruyen optan por este sistema de fundación para el ahorro de tiempos constructivos y baja inversión inicial.

Salvo las plateas, los demás métodos de fundación tenían un factor común, y es que se encontraban totalmente embebidos en la capa activa del suelo, que se estima someramente en 3m. Los cimientos y zapatas corridas alcanzaban una profundidad aproximada de 1.0m, con su envolvente totalmente en contacto con el suelo vegetal -un estrato superficial que ronda los 0,8m a 1,0m de espesor- y en el caso de zapatas aisladas, normalmente se optaba por una profundidad de 1,5m, es decir, en el segundo estrato de suelo.

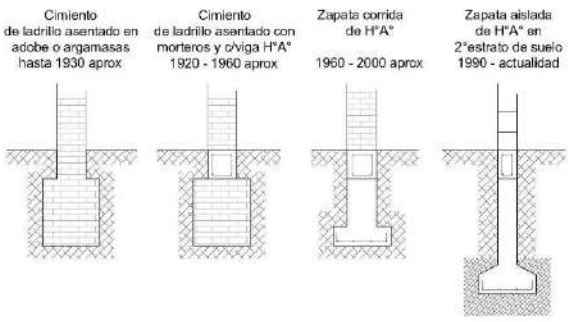


Figura 1. Tipos de fundación utilizados a través del tiempo.

En las últimas décadas, con el avance del conocimiento técnico de la interacción suelo – fundación, los profesionales de la construcción -que realizan proyectos de viviendas particulares- solicitan estudios de suelo a los propietarios, pero éstos no siempre acceden a realizarlos debido al costo que supone y a la falta de obligatoriedad, puesto que el Municipio recomienda pero no lo exige para construcciones menores a 4 plantas (Código de Edificación de Concepción del Uruguay). Por ello para el profesional es de uso muy común, realizar el diseño de la cimentación con zapatas aisladas, con una tensión admisible del suelo que se presume de 1,5kg/cm^2 a 1,5m de profundidad.

Los cambios en el método constructivo de las viviendas unifamiliares se han sucedido siempre en la misma dirección, la de disminuir el peso de las mismas, mientras que el suelo de fundación permanece sin cambios. En las últimas décadas se registran una serie de patologías persistentes y muy frecuentes, se destacan, la generación de grietas verticales e inclinadas (ver Figura 2), fisuración y rotura de elementos estructurales, abombamiento de la protección superficial (pisos internos, aceras, etc.) y rotura de las redes de agua y saneamiento (Juárez Badillo & Rico Rodríguez 1973, Lomoschitz 1995, ASEFA 2018). Los problemas más comunes que provocan estas deformaciones son asentamientos diferenciales de la cimentación, lo que puede llevar a la estructura a soportar esfuerzos superiores a los previstos en el cálculo. En la ciudad, muchos profesionales han advertido sobre los efectos de la expansividad de sus arcillas, pero no había sido analizado y estudiado como posible factor importante en la afectación de las viviendas. El reciente análisis de un caso puntual, el caso del colegio Don Bosco desalojado por riesgo estructural, ha indicado que las fallas edilicias fueron causa de la presencia de arcilla expansiva asociada a una cimentación poco rígida (Broche et al 2021).



Figura 2. Grietas en vivienda gravemente afectada.

1.2 *Evaluación del fenómeno de expansividad*

La expansión se aprecia generalmente en suelos que clasifican como arcilla y limo de alta plasticidad y, con menos frecuencia, en arcilla de media a baja plasticidad. Los suelos expansivos son considerados como problemáticos porque sufren aumento de volumen por absorción espontánea de agua bajo condiciones de carga constante. La capa activa del suelo, es decir la capa que es afectada por las variaciones estacionales suele ser más profunda en suelos arcillosos, puesto que en períodos secos se agrietan, no solo verticalmente sino también en horizontal favoreciendo la evaporación y aumentando el desecamiento, a su vez los levantamientos o hinchamientos son mayores (Jimenez Salas *et al*, 1980). Cabe destacar que, para que un suelo efectivamente ocasione problemas de hinchamiento deben presentarse varios factores simultáneamente, como ser la presencia de esmectitas en la composición mineralógica, baja presión de confinamiento y ciclos de variación la humedad (Llorca Aquesolo 1980, Ayala Carcedo *et al* 1986, López Rodríguez *et al* 2004).

Debido al hecho de que el aumento de volumen depende en parte de la presión de confinamiento, y que cuando ésta es baja el material alcanza su máxima expansión (INTI-CIRSOC 401. 2018), es que las construcciones livianas son las más vulnerables a este fenómeno. Sumado a la problemática en sí, se debe considerar que el costo de la reparación de la vivienda incide gravemente en la economía familiar. Es frecuente que los cambios cíclicos de la humedad natural del subsuelo (Jimenez Salas *et al*, 1980), provoque fallas exponenciales si no son tratadas, volviendo cada vez más costoso solucionar el problema de fondo. Y en el caso de realizarse reparaciones paliativas regulares, se vuelve un costo importante de mantenimiento para el hogar.

El riesgo de expansividad del suelo podría ser estimado de forma sencilla a través de diversos criterios que utilizan índices de referencia basados en propiedades documentadas con frecuencia en los estudios geotécnicos, como ser el tamaño de las partículas (granulometría), el índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL) (Juárez Badillo & Rico Rodríguez 1973, IS 1498: 1970. 1982, Sridharan & Prakash 2000, González de Vallejo *et al* 2002). Estos criterios de valoración en base a los ensayos de laboratorio, resultan de gran utilidad como alerta ante la toma de decisiones y el análisis de la experiencia local de edificación, de los daños de las obras existentes, sumado a las mediciones de campo constituyen la información más precisa sobre cómo construir en presencia de estos suelos (Lomoschitz 1995, Braja 2012, Ordóñez Ruiz *et al* 2015).

1.3 *Objetivo del trabajo*

La Facultad Regional Concepción del Uruguay de la Universidad Tecnológica Nacional (FRCU-UTN), ha realizado un gran número de estudios de suelo en distintos puntos de la ciudad a través de los años (1996-2013). Primeramente por parte del grupo de Estudio de Suelos (GES) –que funcionó hasta el 2003- y posteriormente por el grupo de Investigación sobre Materiales y de Agregados Regionales (GIMAR) -que se conformó en el 2003 y funciona hasta la actualidad-. Los informes de dichos sondeos que se encuentran archivados en la FRCU-UTN podrían ser utilizados como fuente principal de información para la elaboración de un análisis integral de tipos de suelos para Concepción del Uruguay, siendo a su vez, una forma de recopilar información técnica histórica, para procesarla y ponerla a disposición de la sociedad, puesto que como se expresó anteriormente, para diseñar una cimentación óptima para viviendas -y en general para todas las construcciones- es necesario tener en cuenta la naturaleza del terreno que permite lograr un coeficiente de seguridad aceptable y deformaciones compatibles con la tolerancia de la estructura (Lomoschitz 1995).

El objetivo de este trabajo es estudiar y analizar la información geotécnica de los 94 informes desarrollados por la FRCU-UTN y concluir qué relación existe con las patologías observadas, además de constituir un instrumento de información, divulgación, concientización y prevención que beneficie principalmente a todos aquellos profesionales, constructores y propietarios involucrados en la construcción de viviendas unifamiliares, y por ende, a toda la comunidad. Concretamente se determinará el tipo de suelo asociado a puntos específicos de la ciudad a una profundidad típica de fundación de 1,5m, se determinará la consistencia de los suelos, la tensión admisible para una zapata unitaria y se valorará el potencial de riesgo por expansividad en dichos puntos.

Contar con información geotécnica aprendida resulta de mucha utilidad como base para la planificación en la construcción de viviendas. No obstante, es importante señalar que la misma no sustituye a un estudio geotécnico en el lugar de la obra, puesto que debido a la heterogeneidad que caracteriza al suelo, no se pueden descartar cambios bruscos de constitución en puntos próximos (Mauriño *et al* 1975, Lomoschitz 1995).

2 MATERIALES Y MÉTODOS

Teniendo en cuenta el objetivo propuesto y el marco teórico antes expuesto, se presenta a continuación el material utilizado y la metodología adoptada, para luego presentar los resultados alcanzados.

2.1 *Metodología*

La información empleada para el desarrollo de este trabajo proviene de los informes de estudios geotécnicos realizados por el GES y el GIMAR, pertenecientes a la FRCU-UTN. Se analizaron un total de 94 sondeos distribuidos en diferentes puntos de la ciudad de Concepción del Uruguay.
Con el propósito de aprovechar toda la información al alcance, optimizar recursos y tiempo, fue definida una guía metodológica que permitió desarrollar de manera ordenada las actividades necesarias para alcanzar el objetivo propuesto.

Paso 1. Análisis del tipo de suelo encontrado en base a su clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

Paso 2. Análisis de la consistencia en suelos cohesivos o compacidad en suelos granulares en base a los resultados del Ensayo de penetración estándar (SPT) y su clasificación de acuerdo a la Tabla 1.

Paso 3. Análisis de la tensión admisible informada en una profundidad de 1,5m ±0,5m.

Tabla 1. Límites para definir consistencia o compacidad. Tabla 2-4: Clasificación de Terzhagui y Peck (1948) modificada por Skempton (1986)

Consistencia	N° de golpes	Compacidad	N° de golpes
Blanda a mediana	< 8	Suelta - muy suelta	< 8
Consistente a muy consistente	8 - 30	Compacta	8 - 25
Dura	> 30	Densa - muy densa	> 25

Paso 4. Análisis y selección de un sistema de valoración del potencial de riesgo de expansividad de los suelos en función de los parámetros registrados en la base de datos.

En la Tabla 2 se presentan los límites seleccionados para definir el grado de expansión para cada sondeo, los cuales se basan en lo establecido por distintos autores (González de Vallejo *et al* 2002), Sridharan y Prakash (Sridharan & Prakash 2000) y la norma IS 1498 (IS 1498: 1970. 1982).

Tabla 2. Límites para definir el grado de expansión.

Grado de expansión	Límite líquido	Índice de Plasticidad	Porcentaje de Finos
Bajo	20-35	< 12	< 30
Medio	35-50	12-23	30-60
Alto	50-70	23-32	60-95
Muy alto	70-90	> 32	> 95

Para hallar el potencial de riesgo los autores realizaron una ponderación teniendo en cuenta que el poder de expansión de un suelo está directamente condicionado a la cantidad de finos. Una alta expansividad establecida por los criterios de LL e IP junto a un alto porcentaje de finos (pasante tamiz Nº 200), implica un suelo con grado de expansión Alto; si en cambio el contenido de finos es bajo, el grado de expansión también es Bajo puesto que, a pesar de que el poder de expandir sea alto (por los criterios de LL e IP), sólo una pequeña proporción del suelo puede experimentar dicho fenómeno. En la Tabla 3 se indican las combinaciones posibles que determinan el grado de expansión y potencial de riesgo propuesto.

Tabla 3. Valoración del Potencial de Riesgo.

LL-IP	Finos (%)	Grado de expansión	Potencial de Riesgo
Baja	Baja	Baja	No crítico
Baja	Media	Baja	No crítico
Baja	Alta	Baja	No crítico
Baja	Muy alta	Baja	No crítico
Media	Baja	Baja	No crítico
Media	Media	Media	Marginal
Media	Alta	Media	Marginal
Media	Muy alta	Media	Marginal
Alta	Baja	Baja	No crítico
Alta	Media	Media	Marginal
Alta	Alta	Alta	Crítico
Alta	Muy alta	Alta	Crítico
Muy alta	Baja	Baja	No crítico
Muy alta	Media	Alta	Crítico
Muy alta	Alta	Muy alta	Severo
Muy alta	Muy alta	Muy alta	Severo

Cabe destacar que, entre los criterios de LL e IP se adoptó el más desfavorable (Sridharan & Prakash 2000).

2.2 *Tipos de suelos de la ciudad de Concepción del Uruguay*

El número de perforaciones involucradas en el análisis a 1,5m ascienden a un total de 85, puesto que no todos los estudios tenían datos a esa profundidad.

De la información expuesta en la Figura 3 se puede observar que predominan los suelos conformados por partículas finas.

Arcillas y limos suman un 90%, siendo la presencia de arenas sólo un 10%.

Estos resultados se condicen con los estudios de las planicies de inundación del Río Uruguay (Muñoz & Blanc 1998), donde se indica que los suelos, litológicamente, están comprendidos por un paquete heterogéneo de limos arcillosos, arenas y gravas intercaladas, muy disectados, de unos 5 a 10 metros de espesor, frecuentemente depositados como aluvio sobre un lecho labrado sobre rocas calcáreas de consistencia y cementación variables.

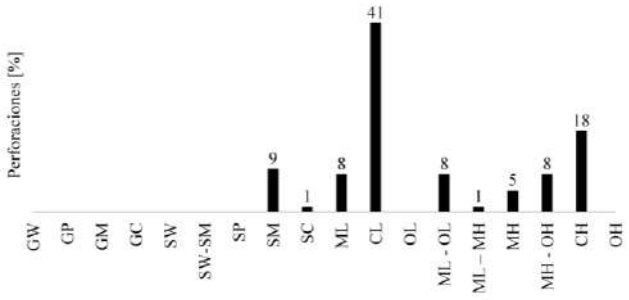


Figura 3. Tipos de suelo según SUCS a 1.5m de profundidad.

También se observa que no se hallaron gravas a esta profundidad, y las arenas se corresponden con el espectro de granulometría más fina, como son las limosas y arcillosas, dado que en la última etapa de sedimentación las aguas cargadas de sedimentos, van depositando sucesivamente capas de partículas cada vez más finas. Los sedimentos resultantes tienen un carácter laminado, consistentes generalmente en arena fina o limo separados por capas de arena o arcilla (Jimenez Salas *et al*, 1973).

Al ser representados éstos resultados en la planta urbana no puede dilucidarse una tendencia clara o zonificación en la distribución de los diferentes tipos de suelo.

2.3 *Análisis del ensayo de penetración estándar (SPT)*

Para el siguiente análisis a 1,5m de profundidad se consideraron 79 perforaciones dado que las restantes no contaban con este estudio. Como el número de golpes del ensayo SPT se relaciona con la consistencia en un suelo cohesivo y la compacidad en un suelo granular según el criterio de la Tabla 1, en la Tabla 4 se obtuvieron los siguientes resultados: de un total de 74 ensayos en arcillas, el 86,5% clasifica como consistentes a muy consistentes, mientras que el 12% son de consistencia blanda a mediana y el sólo el 1,5% clasifica como arcillas duras; mientras qué de 5 ensayos en arenas, el 100% clasifican como compactas. Además, para mayores profundidades se comprobó una tendencia a mejorar la consistencia y la compacidad, ya que a 2,5m y 3,5m de profundidad la cantidad de ensayos disminuye (66 y 54 respectivamente) pero el 88% de las arcillas siguen clasificando como consistentes a muy consistentes, mientras que el porcentaje de medianas y blandas baja al 5%, y el de arcillas duras aumenta al 7%. Respecto a los suelos granulares, el porcentaje de arenas compactas baja a 45% mientras que el de arenas densas y muy densas sube al 55%.

Tabla 4. Resultados del ensayo SPT a diferentes profundidades.

Consistencia en Suelos cohesivos				
Profundidad de ensayo	Total Ensayos	N° de golpes		
		Blanda a mediana	Consistente a muy consistente	Dura
1,5m	74	12%	86,5%	1,5%
2,5m	58	7%	90%	3%
3,5m	43	5%	88%	7%

Compacidad en Suelos granulares				
Profundidad de ensayo	Total Ensayos	N° de golpes		
		Suelta - muy suelta	Compacta	densa - muy densa
1,5m	5	0%	100%	0%
2,5m	8	0%	50%	50%
3,5m	11	0%	45%	55%

2.4 *Tensión admisible informada*

Muchos de los estudios geotécnicos informaban la tensión admisible para una zapata cuadrada unitaria (1m x 1m) a determinada profundidad según criterio del laboratorista para el requerimiento de la construcción. En la Figura 4 se grafica la tensión admisible en función de la profundidad que se toma en un entorno de ±0,50m, con un coeficiente de seguridad de 3 para todos los puntos.

Analizando el gráfico de la Figura 4 se obtiene que para arcillas, la media es de 1,53kg/cm^2 con una desviación estándar de 0,39 kg/cm^2 y para arenas se obtuvo un promedio de 2,66 kg/cm^2 y desviación estándar de 1,28 kg/cm^2. Es de notar que las arenas constituyen una muestra muy pequeña y que la dispersión de los valores invalida el resultado. Para el análisis de las arcillas sí que se tiene un resultado acorde y aunque son necesarios mayor número de ensayos para lograr aumentar la muestra, sí que se halla el promedio dentro de valores conocidos (Terzagui & Peck 1973); además es importante recalcar que el período analizado abarca 17 años y los ensayos fueron realizados en diferentes estaciones y condiciones de humedad, que aseguran una representatividad aceptable.

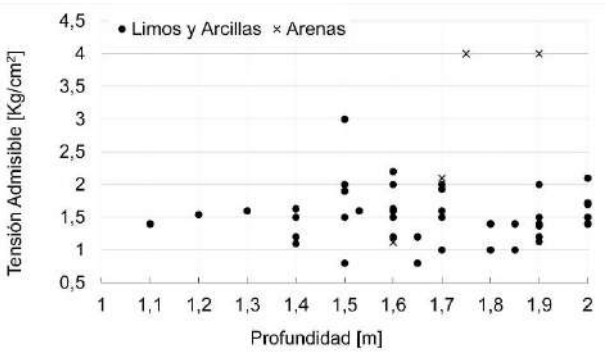


Figura 4. Tensión admisible informada para zapatas cuadradas unitarias a 1.5m±0.5m.

2.5 *Análisis de expansividad*

El análisis de expansividad fue llevado a cabo en 77 perforaciones, debido a que los suelos granulares no se incluyen y a que algunas perforaciones no poseen todos los datos necesarios para el mismo. El potencial de riesgo de expansividad fue evaluado según lo indicado en la Tabla 3, y el resultado del recuento de su distribución se presenta en la Figura 5. Como puede observarse en la misma, aproximadamente la mitad de los sondeos analizados acusan un Potencial de Riesgo Crítico o Severo, concretamente el 44%, lo cual valida la preocupación de los profesionales respecto a la existencia de suelos potencialmente expansivos en la ciudad de Concepción del Uruguay.

Cabe aclarar que a otras profundidades, superiores o inferiores a la cota de 1,5m, también hay estratos de arcillas con potencial expansivo, así pues, considerando toda la profundidad el total asciende a 87 perforaciones y el 48% de éstas poseen

riesgo. Esto podría asociarse a los depósitos aluviales con mucho contenido coloidal (Jimenez Salas *et al*, 1973; Muñoz & Blanc 1998). También se encontró que un 47% de los casos con nivel de riesgo Severo se dan en los estratos más superficiales (menos de 1,5m).

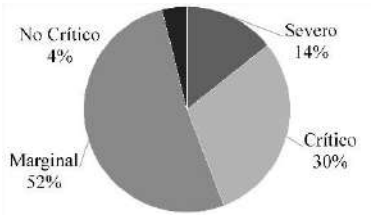


Figura 5. Distribución del Potencial de Riesgo de Expansividad.

Al igual que en la distribución de tipos de suelo, en el mapa no se vislumbra una tendencia clara para zonificar áreas problemáticas. Por ejemplo, se han encontrado 3 casos donde perforaciones muy próximas, incluso en una misma parcela, arrojaron alertas muy disímiles. En un caso, esta situación se asocia al límite de perforación, puesto que la profundidad de una de las perforaciones no alcanzó al estrato que generó la condición de expansividad más desfavorable. Mientras que, en los otros dos casos, las diferencias se debieron al modo de evaluación de la expansividad ya que los valores de LL, IP y pasante tamiz Nº200 se encontraban muy cerca del límite establecido por el criterio (ver Tabla 2), entonces resultados muy próximos generaron valoraciones de nivel de riesgo diferentes (ver Tabla 3).

3 CONCLUSIONES

Del total de perforaciones analizadas, se concluye que a 1,5m de profundidad:

- Existe una marcada predominancia de suelos limosos y arcillosos, que cuentan con diferentes niveles de plasticidad. Es decir a la profundidad típica de fundación de una vivienda (1,5m), el 90% se constituye por limos y arcillas, siendo el 64% de baja a mediana plasticidad mientras que el 36% restante de mediana a alta plasticidad.
- Los suelos cohesivos a 1,5m, son en su mayoría consistentes a muy consistentes, registrándose bajo porcentaje de consistencia media a blanda, y casi nulo de consistencia dura. Para mayores profundidades se comprobó una tendencia a mejorar la consistencia, lo cual sustenta la adopción de dicho nivel de fundación.
- La compacidad de los suelos granulares hallados, si bien son muy escasos a esta cota, fue de un 100% de arenas compactas, que también muestra tendencia a mejorar con la profundidad.
- La tensión admisible informada para zapatas cuadradas unitarias en suelos cohesivos arroja una media de 1,53kg/cm^2 con una desviación estándar de 0,39kg/cm^2. El valor medio coincide con el valor que presumen muchos profesionales a la hora de diseñar una fundación sin tener estudio geotécnico en el lugar.
- El 44% de los sondeos analizados por expansividad, acusan un Potencial de Riesgo Crítico o Severo, y en un 47% de los casos los estratos que generan la alerta se encuentran en los primeros 1,5m.

En vista a los valores obtenidos se infiere que los daños ocasionados estarían relacionados con el tipo de suelo existente, puesto que, desde hace un tiempo a esta parte, la tendencia es a construir viviendas cada vez más livianas, reduciendo la carga transmitida al terreno y, por ende, aumentando la vulnerabilidad de las mismas a los fenómenos de expansión de las arcillas. A su vez, la tensión admisible no es menor a la considerada por los profesionales, pero se infiere que la técnicas de construcción y/o el diseño de fundación no están siendo correctamente aplicados por los constructores o los propietarios que autoconstruyen las viviendas, por lo que se percibe la imperiosa necesidad de divulgar los resultados de este análisis para concienciar sobre la problemática de la expansividad.

Se sugiere incorporar en las campañas geotécnicas estándar una calicata a 1-2m de profundidad para realizar el ensayo del hidrómetro que aportará datos valiosos a un bajo costo. A su vez se recomienda efectuar técnicas constructivas acordes y contemplar debidamente este fenómeno en el diseño de la obra, evitando así fallas en las estructuras y/o problemas de funcionamiento en servicio.

Este análisis ha sido posible gracias a la recopilación de estudios geotécnicos, pero podría incrementarse la representatividad del mismo si se pudieran añadir más sondeos, siendo una opción implementar un cambio en la gestión de los proyectos de construcción, requiriendo el estudio geotécnico en el Municipio para alimentar la base de datos. De todos modos se considera que los resultados obtenidos, ya constituyen en sí mismos una excelente herramienta de difusión y prevención.

4 AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Municipio de Concepción del Uruguay por financiar el proyecto, y a las becarias que trabajaron en la organización de la base de datos.

5 REFERENCIAS

ASEFA. (2018). *Patologías por arcillas expansivas, naturaleza y comportamiento. Artículo técnico.* Construcción. Recuperado de: https://www.concretonline.com/construccion/patologias-por-arcillas-expansivas-naturaleza-y-comportamiento

Ayala Carcedo, F.J., Ferrer Gijon, M., Oteo Mazo, C., Salinas Rodríguez, J.L. (1986). *Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000. Serie Geología Ambiental. Informe del Instituto Geológico y Minero de España*, 60 pp. Madrid, España.

Braja M., D. (2012). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.* Ed. Cengage Learning. 816 pp.

Broche, L.; Marcó Munilla, L.; Calvo, F.; Fank, P. (2021). *Falla estructural de una edificación educativa emplazada en la provincia de Entre Ríos. Análisis de las causas. Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica XXV*, 2021, 17 pp. Misiones, Argentina.

CEAMSE-INCOCIV. (2013). *Ubicación del Municipio de Concepción del Uruguay*. Ficha técnica del Municipio. 3 pp.

INDEC (2010). CENSO NACIONAL DE POBLACIÓN, HOGARES Y VIVIENDAS. Recuperado de: https://www.entrerios.gov.ar/dgec/censo2010/

Código de Edificación de la Ciudad de Concepción del Uruguay. 127 pp. Recuperado de: https://cdeluruguay.gob.ar/images/couyce/codigodeedificacion/CodigoEdificacionUNIFICADO4209y8624II.pdf

González de Vallejo, L.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica. Edit. Pearson Educación*, 715 pp. Madrid, España.

INTI-CIRSOC 401. (2018). *Reglamento argentino de estudios Geotécnicos. Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires, Argentina,* 57 pp.

IS 1498: 1970. (1982). *Classification and identification of soil for general engineering purposes (First Revision).* New Delhi, India. 28 pp.

Jimenez Salas, J.; De Justo Alpañes, J. (1973). *Geotecnia y Cimientos I Propiedades de los suelos y de las rocas*, 465pp. Madrid, España.

Jimenez Salas, J. *et al* (1980). *Geotecnia y Cimientos III Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia*, 465pp. Madrid, España.

Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, A. (1973). *Mecánica de Suelos. Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Editorial LIMUSA, México. 499 pp.

Llorca Aquesolo, J. (1980). *Sobre la edificación en arcillas expansivas. Informes de la Construcción*, 321(33): 71-82

Lomoschitz Mora-Figueroa, A. (1995). *Caracterización geotécnica del terreno, con ejemplos de Gran Canaria y Tenerife. Curso sobre diseño, cálculo, patología y reparación de las cimentaciones de hormigón. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, España.* 39 pp.

López Rodríguez, F.; Rodríguez, V.; Santa Cruz Astorqui, J.; Torreño Gomez, I.; Ubeda de Mingo, P. (2004). *Manual de Patología de la edificación. Tomo 1: El lenguaje de las grietas. Patología y recalces de las cimentaciones.* Universidad Politécnica de Madrid, 171 pp. España.

Muñoz, L.; Blanc P. (1998). *Mapa geológico ambiental del departamento Uruguay, Entre Ríos, Argentina*. Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, 12, 113-122.

Mauriño, V.E.; García, M.C.; Muglia, V.H. (1975). *Mapa geotécnico de la región sudeste de la provincia de Buenos Aires (República Argentina). II Congreso Ibero-Americano de Geología Económica, Buenos Aires*, 17 pp.

Ordóñez Ruiz, J.; Auvinet Guichard, G.; Juárez Camarena, M. (2015). *Caracterización del subsuelo y análisis de riesgos geotécnicos asociados a las arcillas expansivas de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez*. Ingeniería Investigación y Tecnología, 16(3): 453-470.

Savoy, F. (2014). *El periurbano de Concepción del Uruguay, Entre Ríos. Delimitación y características principales en el 2013*. Geousal. 16 pp. Recuperado de: http://geousal.usal.edu.ar/archivos/geousal/docs/a3_geousal_savoy_de_inv_iii_no16.pdf

Sridharan, A.; Prakash, K. (2000). *Classification procedures for expansive soils. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng*, 143. 235-240.

Terzagui, K.; Peck, R. (1973). *Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica. Versión Oreste Moretto, 2da Edición*, 660pp.

Incertidumbre en los parámetros físicos de los suelos de la Formación Pampeano

Uncertainty on physical parameters in the Pampeano soils

Pedro Fernández
SRK CONSULTING ARGENTINA SA, Chile 300, CABA, Argentina, pfernandez@srk.com.ar

Mauro Codevilla
AOSA SA, Humberto Primo 722, CABA, Argentina

RESUMEN: La determinación de los parámetros geotécnicos que predicen el comportamiento del terreno, depende de la calidad de la medición experimental efectuada, de la dispersión intrínseca de los geomateriales y de la incertidumbre de los modelos para la determinación de un parámetro a partir de un determinado ensayo (Phoon 1999). En este artículo se presenta, a partir de una determinada área de muestreo, un análisis de la variabilidad estadística de algunos de los parámetros físicos pertenecientes a la Formación Pampeano (contenido de humedad natural, peso unitario húmedo y límite líquido), de forma tal de facilitar la implementación de procedimientos de cálculo basado en análisis de confiabilidad (nuevo paradigma de diseño a incorporar en el reglamento CIRSOC 402, actualmente en versión borrador) y mejorar la interpretación de tales parámetros.

ABSTRACT: The determination of geotechnical parameters that predict the behavior of the soil depends on the quality of the experimental measurement performed, the intrinsic dispersion of the geomaterials, and the uncertainty of the models used to determine a parameter from a specific test (Phoon 1999). This article presents an analysis of the statistical variability of certain physical parameters belonging to the Pampeano Formation (natural moisture content, wet unit weight, and liquid limit) based on a specific sampling area. The aim is to facilitate the implementation of calculation procedures based on reliability analysis (a new design paradigm to be incorporated into the CIRSOC 402 code, currently in draft version) and improve the interpretation of these parameters.

PALABRAS CLAVE: Variabilidad inherente del suelo - coeficiente de variación - variabilidad geotécnica - Formación Pampeano.

KEYWORDS: inherent soil variability - coefficient of variation - geotechnical variability - Pampeano Formation.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *Dispersión e incertidumbre de los materiales terrestres*

La ingeniería geotécnica, al igual que otras ramas de la ingeniería o ciencias aplicadas, formula su metodología de análisis en base a un conjunto de ecuaciones e hipótesis de cálculo en correspondencia con cada problema en estudio (fundaciones, excavaciones, taludes, etc.).

Los resultados que se obtienen de dicho análisis dependen fuertemente de los parámetros o datos de entrada los cuales se determinan en forma experimental mediante la ejecución de ensayos. Una mayor o menor dispersión o incertidumbre en la determinación de estos se verá reflejado en el resultado final que se quiera informar.

En lo que respecta a la determinación de parámetros de entrada sobre materiales terrestres (suelos y rocas, en general), se puede asociar su dispersión o incertidumbre a tres fuentes básicas (Phoon & Kulhawy 1999): i) variabilidad inherente, ii) error de la medición, iii) incerteza en la transformación.

Con respecto a la variabilidad inherente, los geomateriales fueron depositados por la naturaleza y posteriormente han sufrido procesos de intemperismo como así también la acción antrópica. En lo referente al error de la medición, comprende la habilidad-experiencia del operador que realiza la medición y de su equipamiento asociado. Por último, la incerteza en la transformación hace referencia a la bondad de la ecuación de ajuste utilizada para la determinación del parámetro en estudio. Lo dicho anteriormente se resume en el diagrama de flujo que se indica en la Figura 1.

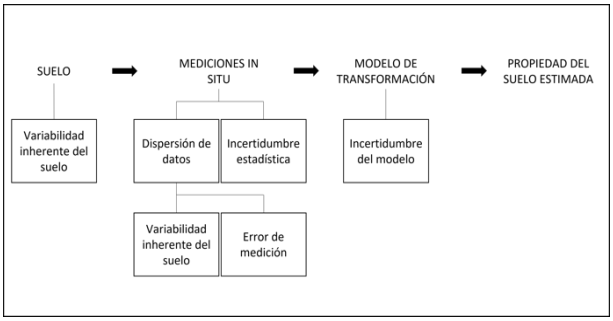


Figura 1. Cuadro resumen de las incertezas asociadas en la determinación de una propiedad del terreno (Kulhawy 1992).

El propósito del presente artículo es efectuar un primer análisis de la variabilidad inherente de algunos parámetros físicos de los suelos pertenecientes a la Formación Pampeano a partir de los resultados obtenidos en un área de la Ciudad de Buenos Aires (CABA) en la cual se cuenta con abundante información de resultados de ensayos de laboratorio rutinarios.

1.2 *Variabilidad inherente del terreno*

Debido a los procesos naturales anteriormente mencionados, las propiedades in situ del terreno tienen una variabilidad espacial que puede definirse a partir de la sumatoria de dos términos (Phoon & Kulhawy 1999). El primero se encuentra asociado a una función de tendencia media $t(z)$ y el segundo, a una componente que fluctúa con la profundidad $w(z)$ que se la denomina variabilidad inherente. De esta manera,

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad \textbf{(1)}$$

donde ξ es la propiedad in situ del material a una profundidad z (ver Figura 2).

Un método racional de cuantificar la variabilidad inherente es considerar a la función $w(z)$ como una función estadísticamente homogénea. Es decir, las propiedades estadísticas (media y desvío) no varían con la ubicación espacial y la correlación entre los desvíos a dos profundidades diferentes, es una función sólo de su separación y no de sus posiciones absolutas (Vanmarcke 1983).

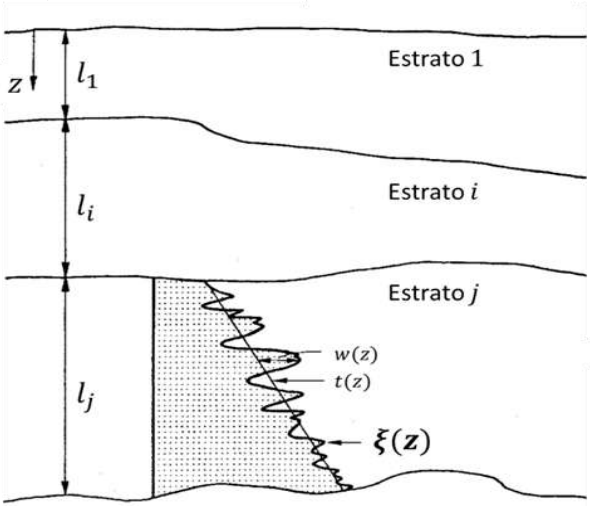


Figura 2. Variabilidad inherente del terreno.

En estas condiciones, la desviación estándar de la variabilidad inherente del terreno puede ser definida como:

$$SD_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} [w(z_i)]^2} \quad \textbf{(2)}$$

donde n es la cantidad de datos y $w(z_i)$ es la variación respecto de la media $t(z_i)$ a la profundidad z_i.

Se denomina coeficiente de variación al cociente entre la desviación estándar y el valor medio (t). Es decir,

$$COV_w = SD_w / t \quad \textbf{(3)}$$

A partir de estos dos parámetros estadísticos, puede definirse la variabilidad inherente de una determinada propiedad del suelo. El conocimiento de esta dispersión es fundamental para definir parámetros característicos (x_k) del material (valor con una determinada probabilidad de excedencia) y así poder efectuar un diseño geotécnico basado en la teoría de confiabilidad, abandonando el concepto de factor de seguridad (FoS) por el de probabilidad de falla (P_f) (Fernandez 2020).

2 ESTUDIO REALIZADO

2.1 *Sitio y extensión del área trabajo*

El perfil típico del centro de la Ciudad de Buenos Aires está compuesto por (Fidalgo et al 1975, Bolognesi 1975, Nuñez, 1986, Codevilla 2011):

- Rellenos superficiales (superficie a 1m/3m): arcillas medianamente compactas y suelos aportados por el hombre;
- Pampeano (1m/3m a 30m/40m): loess modificado, preconsolidado por desecación y cementado con carbonatos de calcio y óxidos de manganeso (Fidalgo et al 1975, Bolognesi 1975, Nuñez, 1986). Se trata de limos y arcillas de mediana plasticidad, fisurados y compactos con nódulos calcáreos en matriz cementada.
- Puelchense: Arenas silíceas limpias, densas a muy densas.

Para el desarrollo de este trabajo se utilizó la información procedente de 3 campañas geotécnicas efectuadas en CABA y sobre muestras extraídas únicamente de la Formación Pampeano.

La Figura 3 presenta la ubicación de cada uno de los sitios de estudio. El sitio A se circunscribe a un rectángulo de aproximadamente 120 m x 90 m y se ubica en la zona norte de la Capital Federal. El sitio B se corresponde con un trazado de aproximadamente 1900 m de extensión en sentido este – oeste en la zona centro-este de la Ciudad. Por último, el sitio C se corresponde con un trazado de 4500 m de extensión en sentido este-oeste en la zona centro de la Ciudad.

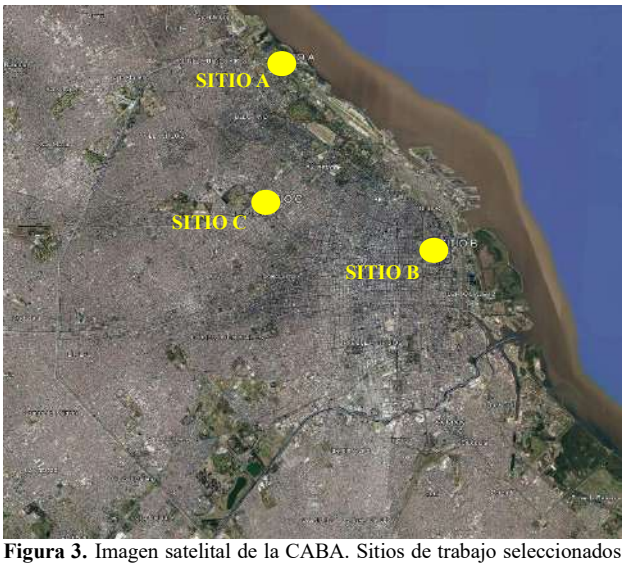


Figura 3. Imagen satelital de la CABA. Sitios de trabajo seleccionados (sitio A: zona norte, barrio Núñez; sitio B: zona centro-este, barrio Balvanera; sitio C: zona centro, barrio Villa Crespo).

2.2 *Tipo, cantidad y procedencia de los datos utilizados*

Para cada sitio de trabajo, se utilizaron los valores de peso unitario, humedad natural y límite líquido determinados en condiciones de laboratorio sobre muestras extraídas en campo mediante sacatestigos Moretto correspondiente al ensayo SPT. En la Tabla 1 se presenta un resumen del tamaño de la muestra para cada parámetro y para cada sitio de trabajo. Adicionalmente, se decidió incorporar en el análisis los valores de resistencia a la penetración N_{SPT} medidos en campo teniendo en cuenta la trascendencia arraigada en este dato frecuente del terreno.

Tabla 1. Cantidad de datos por cada parámetro y por cada sitio de trabajo.

Parámetro / Sitio		*A*	*B*	*C*
Peso unitario	γ	93	104	55
Humedad natural	w	261	662	415
Límite líquido	LL	96	211	57
Nro. golpes SPT	$(N_1)_{60}$	277	779	467

Las ecuaciones utilizadas para determinar cada uno de los parámetros anteriormente mencionados son:

$$\gamma = \frac{W_t}{V_t} \quad \textbf{(4)}$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad \textbf{(5)}$$

$$LL = \omega^n \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121} \quad \textbf{(6)}$$

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot (ER = 90\%/ER = 60\%) \cdot C_N \quad \textbf{(7)}$$

donde W_t es el peso total de la muestra, V_t es el volumen total, W_w es el peso de la fase agua, W_s es el peso de la fase sólida, ω^n es el contenido de humedad asociado al número de caídas N del cascador Casagrande (método de 1 punto), ER es la energía entregada durante la hinca del sacatestigo en la práctica argentina (Leoni 2008) y C_N es la corrección por nivel de tensiones.

En relación con la metodología de trabajo empleada en cada una de las mediciones, se enumeran las más relevantes:

- N_{SPT} medido en forma manual por 2 a 3 operadores;
- γ, ω y LL medido en laboratorio por 3 operadores;
- Maza 70kg y altura de caída 70 +/- 5cm libre mediante disparador "tipo sortija" durante ejecución ensayo SPT.

2.3 *Manejo óptimo de la base de datos utilizada*

Con el objetivo de poder procesar toda la información de una manera sencilla, eficiente y sin riesgo de alterar los datos de cada sitio, se desarrolló un código en Python disponible en: https://drive.google.com/drive/folders/15MnhlLGlMTpJJpBTaB6_suSQLP8rU6vB?usp=sharing).

Las Figura 4 presenta, en función de la profundidad, todos los resultados obtenidos para cada uno de los parámetros analizados. Se indica en línea de trazos el valor medio y en área sombreada, los valores medios más/menos un desvío y más/menos dos desvíos.

Con el objetivo de descartar aquellos valores que estén fuera de rango para un determinado parámetro, estos valores se encuentran filtrados en función de la experiencia acumulada en los suelos de CABA con el siguiente criterio:

- Peso unitario (kN/m^3) $17 < \gamma < 22$
- Humedad natural (%) $20 < \omega < 60$
- Límite líquido (%) $30 < LL < 70$

En la Figura 5 se presentan los histogramas asociados a cada uno de los parámetros medidos en los 3 sitios de trabajo.

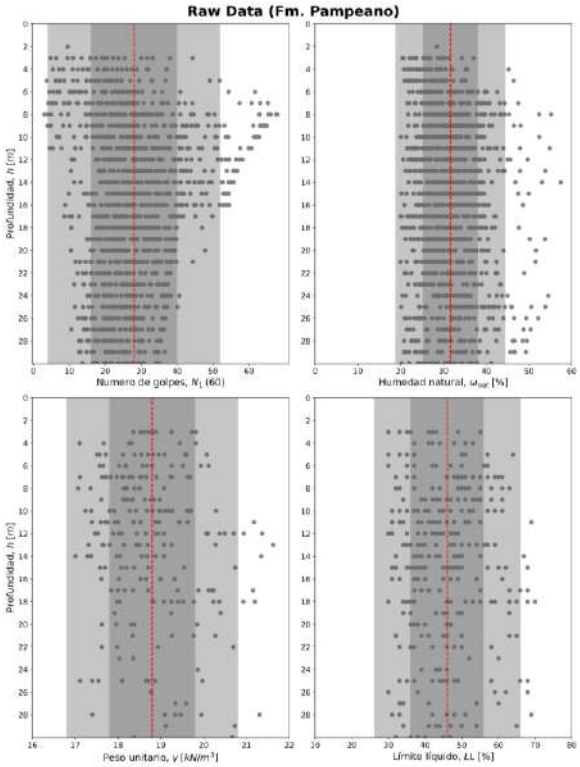


Figura 4. Resultados obtenidos de cada uno de los parámetros en estudio en función de la profundidad.

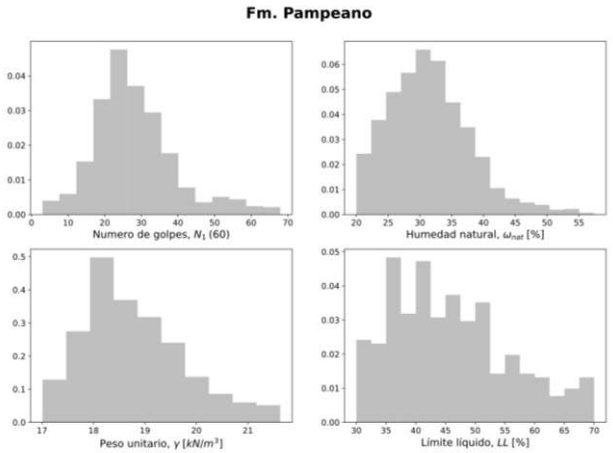


Figura 5. Histogramas obtenidos para cada uno de los parámetros en estudio de los 3 sitios de trabajo.

3 RESULTADOS

3.1 *Selección óptima de función de densidad de probabilidad*

Para cada uno de los histogramas presentados se ajustó una determinada función de distribución. Se analizaron funciones de distribución normal, lognormal, exponencial, gamma y beta. Para cada una de estas distribuciones, se obtuvo con el criterio de máxima verosimilitud (*CMV*) aquella función que presentó el mejor ajuste. El *CMV* es un método estadístico utilizado para estimar los parámetros de una función de distribución que mejor ajusta a los datos observados. Se basa en la búsqueda de los parámetros que maximizan la probabilidad de obtener los datos observados, asumiendo que la distribución utilizada es la correcta. Para las cinco funciones obtenidas, se calculó el error cuadrático y se adoptó aquella que presentó el menor.

Para los casos analizados, la función que mejor ajustó fue la distribución lognormal cuya expresión general es:

$$f(x) = \frac{1}{x\, s\, \sqrt{2\pi}}\, e^{-((ln ln\,(x))^2/(2s^2))} \qquad \textbf{(8)}$$

Esta función de densidad de probabilidad puede escribirse en forma normalizada a partir de los parámetros de ubicación ("loc"), escala ("$scale$") y forma ("s"). El parámetro de ubicación determina el desplazamiento horizontal de la distribución ajustada. Es el valor alrededor del cual se centra la distribución. "$scale$" es el parámetro de escala y determina la escala o amplitud de la distribución ajustada. Controla la dispersión de los valores alrededor del parámetro de ubicación. Un valor mayor de escala hace que la distribución sea más ancha y con valores más dispersos. Por último, el parámetro de forma define la forma de la distribución ajustada. Es un parámetro adimensional que influye en la asimetría de la distribución. Un valor positivo de forma produce una distribución sesgada hacia la derecha, mientras que un valor negativo produce una distribución sesgada hacia la izquierda.

Luego, si g es la función lognormal normalizada,

$$g(x, s, loc, scale) = f(y, s)/scale \qquad \textbf{(9)}$$
$$y = (x - loc)/scale \qquad \textbf{(10)}$$

Donde f es la función de distribución lognormal definida en la ecuación (8).

La calidad del ajuste efectuado se evaluó a partir de dos parámetros. El primero, suma de errores cuadráticos (SSE). Este parámetro representa la suma de los errores al cuadrado entre los valores predichos por el modelo y los valores reales de los datos.

Cuanto menor sea el valor SSE, mejor será el ajuste del modelo a los datos. El segundo, el coeficiente de determinación R^2. Este parámetro se interpreta como el porcentaje de la variabilidad explicada por el modelo en relación con la variabilidad total de los datos. Un valor R^2 cercano a 1 indica un buen ajuste del modelo y un valor cercano a 0 indica que el modelo no es capaz de explicar la variabilidad de la variable dependiente.

A continuación, se presenta para cada uno de los parámetros de análisis, los parámetros de la función de distribución ajustada y el error cuadrático obtenido en cada caso. Si bien la suma de errores cuadráticos obtenidos es elevada en la mayoría de los casos, la correspondencia obtenida entre la distribución de probabilidad acumulada obtenida a partir de los datos medidos y la obtenida a partir del ajuste efectuado, se considera aceptable para la determinación de un parámetro físico asociado a un geo-material.

3.2 *Función de distribución para* $(N_1)_{60}$

Tabla 2. SPT corregido. Parámetros característicos del ajuste.

Parámetro	Valor
Distribución	Lognormal
Parámetro de ubicación (loc)	-18.77
Parámetro de escala ($scale$)	45.73
Parámetro de forma (s)	0.23
Suma de errores cuadráticos (SSE)	0.49
Coeficiente de determinación (R^2)	0.391

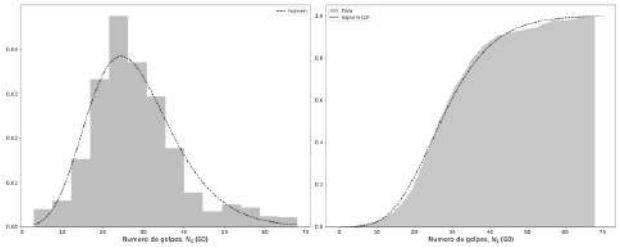


Figura 6. Número de golpes SPT corregido. Función de ajuste lognormal.

3.3 *Función de distribución para* γ

Tabla 3. Peso unitario. Parámetros característicos del ajuste.

Parámetro	Valor
Distribución	Lognormal
Parámetro de ubicación (loc)	15.61
Parámetro de escala ($scale$)	3.03
Parámetro de forma (s)	0.31
Suma de errores cuadráticos (SSE)	11.67
Coeficiente de determinación (R^2)	0.288

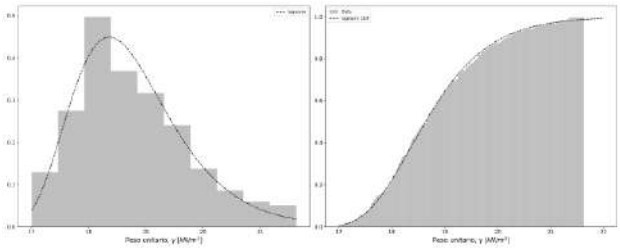


Figura 7. Peso unitario. Función de ajuste lognormal.

3.4 *Función de distribución para* ω

Tabla 4. Humedad natural. Parámetros característicos del ajuste.

Parámetro	Valor
Distribución	Lognormal
Parámetro de ubicación (loc)	7.81
Parámetro de escala ($scale$)	22.91
Parámetro de forma (s)	0.27
Suma de errores cuadráticos (SSE)	0.981
Coeficiente de determinación (R^2)	0.409

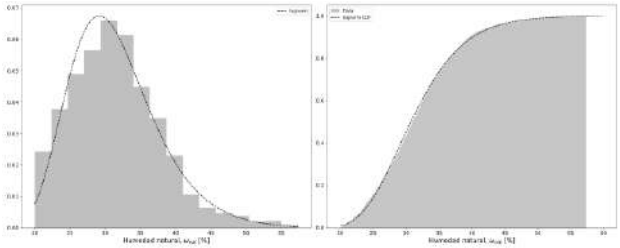


Figura 8. Humedad natural. Función de ajuste lognormal.

3.5 *Función de distribución para LL*

Tabla 5. Límite líquido. Parámetros característicos del ajuste.

Parámetro	Valor
Distribución	Lognormal
Parámetro de ubicación (loc)	17.75
Parámetro de escala ($scale$)	26.24
Parámetro de forma (s)	0.36
Suma de errores cuadráticos (SSE)	2.40
Coeficiente de determinación (R^2)	0.016

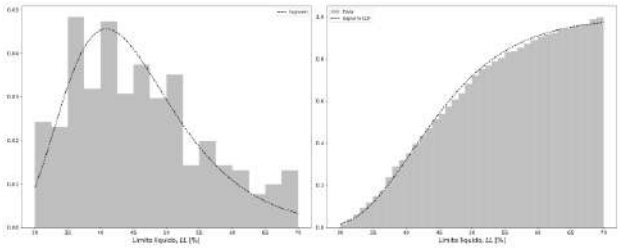


Figura 9. Límite líquido. Función de ajuste lognormal.

La Tabla 6 presenta un resumen de los parámetros estadísticos principales que describen la variabilidad inherente de los parámetros geotécnicos analizados. La Figura 10, presenta los

coeficientes de variación obtenidos en forma individual para cada uno de los sitios en función de los valores medios.

Tabla 6. Variabilidad inherente de los parámetros físicos de la Fm. Pampeano, zona CABA (sitios A, B y C).

Parámetro	Media	Desvío	COV
Número de golpes, $(N_1)_{60}$	28	11	0.40
Peso unitario, γ (kN/m^3)	18.8	1.0	0.05
Humedad natural, ω_n (%)	31.6	6.4	0.20
Límite líquido, LL (%)	46	10	0.21

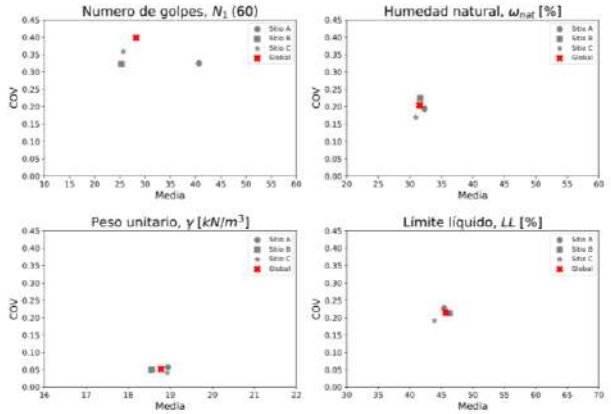


Figura 10. Coeficiente de variación en función de los valores medios.

4 CONCLUSIONES

Para el desarrollo y la aplicación del diseño geotécnico basado en la confiabilidad resulta necesario contar con estimaciones realistas de la variabilidad de los parámetros del terreno. Tal como se mencionó anteriormente, la variabilidad de los parámetros de diseño del suelo debe evaluarse en función de la variabilidad inherente, del error de medición y de la propia incertidumbre de la transformación. En este trabajo se analizó por primera vez la variabilidad inherente de los parámetros físicos asociados a la Formación Pampeano a partir de los resultados obtenidos de tres campañas geotécnicas efectuadas en la Ciudad de Buenos Aires.

En la Tabla 6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos. Particularmente, el peso unitario presentó el menor coeficiente de variación, aproximadamente igual al 5 % y con excepción del número de golpes SPT, todos los parámetros analizados han presentado una buena correlación entre los valores asociados a cada sitio y los valores globales obtenidos.

Además, los resultados obtenidos resultaron comparables con los especificados en AASHTO (2017). A saber,

- Peso unitario: $COV < 10\%$
- Humedad natural: $COV = 8|30\%$
- Límites de Atterberg: $COV = 6|30\%$

Por último, se analizó la incertidumbre natural y experimental asociada al parámetro $(N_1)_{60}$. El coeficiente de variación obtenido es del orden del 40% y permite establecer de forma cuantitativa la fuerte incertidumbre asociada a este parámetro para la determinación de parámetros de resistencia o rigidez en reemplazo de ensayos que permitan su medición directa.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente artículo agradecen a las empresas AOSA SA y SRK Consulting por permitir el uso de la información y herramientas de trabajo presentadas.

6 REFERENCIAS

Bolognesi, A. (1975). *Compresibilidad de los suelos de la Formación Pampeano*. V PCSMFE, Buenos Aires, V:255-302.

Codevilla M., Sfriso A. (2011). *Actualización de la información geotécnica de los suelos de la Ciudad de Buenos Aires*. XIV PCSMGE (Toronto, Canadá), paper 988.

Fernández P. (2020). *Calibración de factores de minoración LRFD para fundaciones superficiales.* CAMSIG XXV, Misiones, República Argentina.

Fidalgo, F., De Francesco, D., Pascual, R. (1975). *Geología superficial de la llanura Bonaerense*. VI Cong Geo Arg, Bahía Blanca.

Leoni A., Guaraglia D., Bielecki A., Cánchero J. (2008). *Medición de la energía entregada por el impacto del pisón, en la ejecución de los ensayos SPT que se ejecutan en la República Argentina.* CAMSIG XIX,La Plata, República Argentina.

Nowak, A. S., Iatsko, O. (2017). *Revised load and resistance factors for the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. PCI Journal, 62(3), 46-58.

Núñez, E. (1986). *Panel report: geotechnical conditions in Buenos Aires City*. Proceedings, V ICIAEG, Buenos Aires.

Phoon, K. K., Kulhawy, F. H. (1999). *Characterization of geotechnical variability*. Can. Geotech. J., 36, 612–624.

Phoon, K. K., Kulhawy, F. H. (1999). *Evaluation of geotechnical variability*. Canadian Geotechnical Journal 36(4): 625-639.

Vanmarcke, E.H. (1983). *Random fields: analysis and synthesis*. MIT Press, Cambridge.

Discusión sobre método de cálculo de la capacidad portante vertical en micropilotes hincados e inyectados (MHI)

Discussion on the calculation method of vertical bearing capacity in driven and injected micropiles

Danny Useche Infante
Becario posdoctoral CONICET, djusechei@gmail.com

Gonzalo Aiassa Martinez, Pedro Arrua & Marcelo Eberhardt
UTN Facultad Regional Córdoba. Dpto. de Ingeniería Civil. CIGEF. Ciudad Universitaria, Córdoba (5000), Argentina.

RESUMEN: Este artículo presenta una fórmula simple de cálculo de la capacidad de carga vertical de micropilotes hincados e inyectados (MHI´s). El modelo incluye el efecto de escala y la influencia de la lechada en el factor de resistencia por fricción, α_{bond}, sugerido por la FHWA. En base a resultados de modelaciones numéricas con elementos finitos, se plantea un modelo de regresión múltiple para ajustar los valores recomendados por la FHWA para suelo limoso, con el fin de incluir el efecto de escala, ya que las modelaciones reportaron que la resistencia por fricción del micropilote se ve afectada por el factor de escala. Los resultados de la fórmula planteada permiten obtener un valor de referencia preliminar de la capacidad de este tipo de fundaciones, lo cual es de gran utilidad dentro del diseño y construcción de los MHI´s.

ABSTRACT: This article presents a simple formula for calculating the vertical load capacity of driven and injected micropiles (MHI's). The model includes the scale effect and the influence of grout on the frictional resistance factor, α_{bond}, suggested by the FHWA. Based on the results of numerical modeling with finite elements, a multiple regression model is proposed to adjust the values recommended by the FHWA for silty soil, in order to include the effect of scale, since the modeling reported that the friction resistance of the micropile is affected by the scale factor. The results of the proposed formula allow obtaining a preliminary reference value of the bearing capacity of this type of foundations, which is very useful in the design and construction of MHI's.

PALABRAS CLAVE: capacidad portante - micropilotes - efecto de escala - lechada cementicia

KEYWORDS: bearing capacity - micropiles - scale effect - grout

1 INTRODUCCIÓN

Desde los años cincuenta, los micropilotes hincados e inyectados propuestos por el ingeniero italiano Lizzi han sido usados como fundaciones profundas (Thorburn y Hutchison, 1985). Los pilotes hincados e inyectados (MHI´s) son tuberías metálicas generalmente recicladas de la industria petrolera (diámetros inferiores a 300 mm). Para poder hincar el micropilote en el suelo, se utiliza una punta cónica metálica que disgrega el suelo y por medio de impactos se alcanza la profundidad requerida. Dicha tubería metálica cuenta con un mecanismo de tuberías interiores que permite la inyección de lechada cementicia por el fuste de la fundación. En comparación con los micropilotes sin inyección de lechada cementicia, varios trabajos han reportado incrementos en la resistencia por fricción en los micropilotes gracias a la inyección de lechada cementicia en el fuste (Wen et al., 2020; Aiassa et al., 2021; Bayesteh et al. 2021).

En la literatura técnica existen metodologías que se utilizan frecuentemente para determinar la capacidad de carga vertical de los micropilotes hincados e inyectados (por ejemplo, FHWA, 2005; AASHTO, 2010). Sin embargo, aunque estas metodologías de cálculo incluyen el efecto de la lechada cementicia, los resultados obtenidos con dichas metodologías subestiman la capacidad de carga vertical de los micropilotes (Bayesteh et al. 2021). Por otro lado, las diferentes recomendaciones de diseño no incluyen la influencia del efecto de escala en los resultados. Según Farouk (2009), para micropilotes con diámetros relativamente grandes (cercanos a 270 mm), la contribución de la lechada cementicia en la disminución de los asentamientos de la fundación disminuye en comparación a MHI´s con diámetros menores. Por lo tanto, incluir el efecto de escala en el cálculo de la capacidad portante vertical del micropilote podría contribuir a replicar en prototipos de escala real los resultados de ensayos de laboratorio a escala reducida.

En este artículo se presenta una ecuación para determinar el factor de resistencia por fricción, α_{bond}, para micropilotes hincados e inyectados. Esta ecuación incluye la influencia del efecto de escala en el comportamiento de los MHI´s instalados en suelos limosos. Además, se estudia el efecto de la lechada cementicia en la capacidad de carga vertical de este tipo de fundaciones. El modelo se construye con los resultados de simulaciones numéricas presentadas en Useche et al. (2023). También se consideran los resultados de ensayos experimentales a escala de MHI´s en suelos limosos reportados por Aiassa et al. (2021).

2 CAPACIDAD PORTANTE EN MHI´S

2.1 *Método de la FHWA (2005)*

Uno de los métodos más utilizados alrededor del mundo para determinar la capacidad portante vertical de MHI´s es el contenido en las recomendaciones de la Federal Highway Administration de Estados Unidos (FHWA, 2005). En este método, la resistencia por punta del micropilote es despreciada dado el diámetro relativamente pequeño de los MHI´s. Fiscina et al., (2021) recomiendan no incluir la resistencia por punta ya durante la instalación, puede generarse una capa de suelo blando disgregado bajo la punta del pilote. Esta capa de suelo no aporta la resistencia por punta necesaria para contribuir al incremento de la capacidad

de carga del MHI. Por otro lado, Bayesteh et al. (2021) afirman que mientras la resistencia por punta de los micropilotes se moviliza para desplazamientos entre el 6% y el 20% del diámetro de la fundación, la resistencia por fricción del micropilote se desarrolla para desplazamientos entre el 0.3% y el 3.0% del diámetro de la fundación. Por lo tanto, para deformaciones relativamente bajas (inferiores al 3.0% del diámetro de la fundación), típicas en la mayoría de obras de infraestructura, no se movilizaría la resistencia por punta del micropilote.

El método de la FHWA (2005) se basa en los factores de resistencia por fricción, α_{bond}, los cuales evalúan el comportamiento friccional entre el suelo, la lechada y la piel del micropilote. En las recomendaciones realizadas por la FHWA se distinguen cuatro tipos de micropilotes (A, B, C y D), cuya clasificación depende del método de inyección de la lechada cementicia. Según este código, en el micropilote tipo A, la lechada se coloca por gravedad sin presión de inyección; en el tipo B se coloca la lechada por gravedad y con presión de inyección en la parte superior del micropilote (entre 0.5 y 1 MPa); tipo C, en el que la lechada se coloca por gravedad y, después de su endurecimiento, se inyecta una lechada similar bajo presión de 1 MPa a través de una tubería de lechada encamisada; y tipo D, similar al tipo C, pero con una o más fases adicionales de inyección de lechada (superior a 2 MPa) con doble obturador en las profundidades deseadas. Los tipos C y D también se denominan técnicas de postlechado. Los factores de resistencia por fricción dependen del tipo de suelo en el cual se instala el micropilote. Así mismo, la capacidad portante vertical del micropilote se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = \alpha_{bond}\pi D_b L_b \quad \textbf{(1)}$$

donde Q_{ult} es la capacidad portante vertical del micropilote, α_{bond} es el factor de resistencia por fricción, D_b es el diámetro del micropilote y L_b es la longitud del fuste del micropilote. La FHWA proporciona los valores de α_{bond} para diferentes tipos de suelo. Para el caso de suelos limosos, este valor varía entre 35 y 145 kPa dependiendo del método de aplicación de la lechada cementicia.

2.2 Otros M*étodos de Diseño Geotécnico*

Algunos autores han presentado metodologías para el cálculo preliminar de la capacidad de carga vertical de micropilotes. Por ejemplo, Juran et al. (1999) reportaron los métodos α y β para micropilotes construidos arcilla y arena, respectivamente. Estos métodos se resumen en la Tabla 1.

Bayesteh et al. (2021) propusieron un método para recalcular el factor de resistencia por fricción, α_{bond}, para micropilotes metálicos hincados e inyectados. Los autores encontraron que los factores de resistencia por fricción, α_{bond}, subestiman la resistencia por fricción del micropilote. Por otro lado, Wen et al. (2020) presentaron un método para determinar la capacidad de carga vertical para micropilotes metálicos e hincados construidos en arcillas marinas blandas. Este método proporciona un modelo para estimar los desplazamientos en el micropilote y considera el aumento en la base del pilote gracias a la lechada cementicia.

Tabla 1. Diseño geotécnico preliminar de micropilotes (Juran et al., 1999).

Tipo de Suelo	Tipo de Micropilote			
	A	B	C	D
Arena (método β)	$Q_{ult} = \beta\sigma_v A_s$ donde, β=0.7tanϕ	$Q_{ult} = \beta\sigma_v A_s$ donde: $\beta=K_1K_2tan\phi$, K_1=1.4–1.7, K_2=1.5–2.0	Gráficas de diseño presentadas por Ostermayer y Scheele (1978)	
Arcilla (método α)	$Q_{ult} = \alpha S_u A_s$ donde, α=0.6-0.8		Gráficas de diseño presentadas por Ostermayer (1975)	

Nota: σ_v=Esfuerzo efectivo vertical inicial, ϕ=ángulo de fricción del suelo, A_s=Área superficial del fuste del micropilote.

3 ESTIMACIÓN DEL FACTOR DE RESISTENCIA POR FRICCIÓN PARA MHI

En base a los resultados de las simulaciones numéricas presentadas por Useche-Infante et al. (2023), en esta sección se presenta un modelo no lineal para determinar el factor de resistencia por fricción, α_{cal}, para micropilotes hincados e inyectados (MHI´s). El modelo fue construido por medio de una regresión no-lineal con los datos reportados por Useche-Infante et al. (2023). Con la capacidad de carga vertical reportada, se realizó un "back-analysis" utilizando la Ecuación (1) para estimar el valor de α_{cal}, como se muestra a continuación:

$$\alpha_{cal} = \frac{Q_{ult}}{\pi D_b L_b} \quad \textbf{(2)}$$

donde Q_{ult} es la capacidad portante vertical del micropilote, D_b es el diámetro del micropilote y L_b es la longitud del fuste del micropilote. La Tabla 2 muestra los resultados obtenidos de α_{cal} así como los valores que corresponden de α_{bond} según las recomendaciones de la FHWA para suelo limoso. En este caso, se consideran valores para micropilotes tipo C, por el tipo de inyección de la lechada.

Tabla 2. Valores de α_{cal} y α_{bond}.

Factor de Escala, *N*	D_b (mm)	L_b (mm)	Q_{ult} (kN)	α_{cal} (kPa)	α_{FHWA} (kPa)
1	16	105	0.8	152	130
5	80	525	18.8	142	130
10	160	1,050	75.2	142	130
15	240	1,575	169.2	142	130
20	320	2,100	300.8	142	130
30	480	3,150	676.9	143	130

Como se puede ver en la Tabla 2, los valores de acal fueron superiores a los valores recomendados por la FHWA (2005) Se presentaron diferencias máximas del 14% entre los valores de α_{cal} y α_{bond}. Esto concuerda con lo indicado por algunos investigadores (por ejemplo, Wen et al., 2020; Bayesteh et al., 2021), quienes coinciden en que las recomendaciones de la FHWA subestiman la resistencia por fricción de los micropilotes metálicos hincados e inyectados. La Figura 1 muestra una comparación entre los factores de fricción calculados, α_{cal} y aquellos recomendados por la FHWA, α_{bond}.

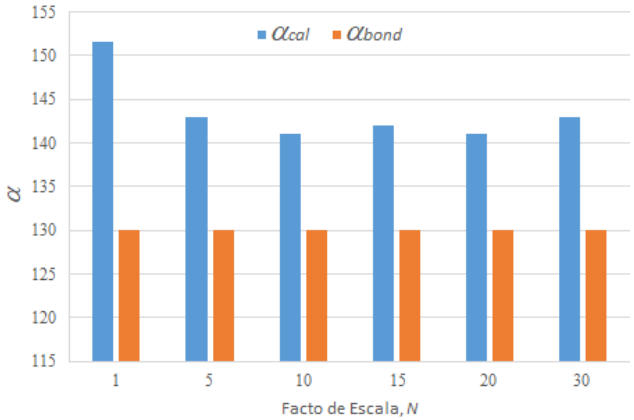


Figura 1. Comparación entre α_{cal} y α_{bond} para diferentes valores del factor de escala.

En la Ecuación 3 se presenta un modelo de regresión lineal que relaciona el factor de fricción, α_{cal}, con el factor de escala, N.

$$\alpha_{cal} = 149.62N^{0.019} \quad \textbf{(3)}$$

De acuerdo con las diferentes recomendaciones de diseño de micropilotes, si despreciamos la resistencia por punta de los micropilotes, la capacidad de carga vertical de los MHI´s se puede estimar de manera preliminar como:

$$Q_{ult} = \alpha_{cal}\pi D_b L_b \quad \textbf{(4)}$$

donde Q_{ult} es la capacidad portante vertical del micropilote, α_{cal} es el factor de resistencia por fricción calculado con la Ecuación 3, D_b es el diámetro del micropilote y L_b es la longitud del fuste del micropilote.

4 CONCLUSIONES

En este artículo se presenta una ecuación para estimar de manera preliminar la capacidad de carga última vertical de micropilotes hincados e inyectados MHI's. El análisis se realizó en base a resultados de simulaciones con elementos finitos reportadas en la literatura técnica. Las conclusiones principales del trabajo se presentan a continuación:

Los resultados del análisis del factor de resistencia por fricción mostraron que la metodología propuesta por la FHWA subestima la resistencia por fricción de los micropilotes hincados e inyectados, MHI´s. Por lo tanto, para obtener un diseño óptimo desde el punto de vista económico y funcional, se debería ajustar el factor de resistencia por fricción como se muestra en la Ecuación 3, presentada en esta ecuación.

La fórmula obtenida en este trabajo es válida para las condiciones de las simulaciones numéricas tomadas como base para obtener las ecuaciones de factor de resistencia por fricción y capacidad de carga última vertical. Es decir, N = 1 - 30, L = 105 - 3,150 mm, D_p = 16 - 480 mm, presión de inyección de lechada de 25 kPa, suelo limoso con peso unitario, γ=14 kN/m^3.

La ecuación propuesta para determinar la capacidad de carga vertical última de los micropilotes metálicos hincados e inyectados debe validarse con resultados de ensayos de carga a escala real, en los cuales se consideren diferentes presiones de inyección de lechada. También se deben llevar a cabo ensayos con diferentes longitudes y diámetros de los MHI´s para establecer de forma más precisa el comportamiento carga-desplazamiento de este tipo de fundaciones en suelos limosos. Se deben utilizar diferentes tipos de suelo y de lechada cementicia para generalizar la ecuación presentada.

5 AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido posible debido al apoyo recibido por la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba (Departamento de Ingeniería Civil - CIGEF) y al CONICET (Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas).

6 REFERENCIAS

AASHTO (2010) *LRFD bridge design specifications, 5th edn. AASHTO, Washington, DC*

Aiassa G., Arrúa P., Eberhardt M. y Baldoncini R. (2021) *Ensayos de carga sobre modelos físicos de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI). Memorias del XXV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica - Misiones / Argentina 26 al 28 de Mayo de 2021.*

Bayesteh H., Fakharnia M.A. and Khodaparast M. (2021) *Performance of driven grouted micropiles: full-scale field study. Int J Geomech* 21(2), 04020250.

Farouk A. (2009) *Behavior of Micropiles under vertical tension and compression loads. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt,* pp. 1243-1246.

FHWA (Federal Highway Administration) (2005) *Micropile design and construction—Reference manual. FHWA NHI-05-039. McLean, VA: US Dept. of Transportation*

Fiscina L.F.G., Barbosa Y., de Albuquerque P.J.R. (2021) *Field study on axial behavior of instrumented post-grouted steel pipe micropiles in tropical lateritic soil. Innov Infrastruct Solut* 6(56).

Juran I., Bruce D.A., Dimilliot A. and Benslimane A. (1999) *Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of micropiles. Gr. Improv.*, vol. 3, pp. 89-110.

Ostermayer H. and Scheele F. (1978) *Research on ground anchors in non-cohesive soils. Revenue Française de Géotechnique*, vol. 3, pp. 92-97.

Ostermayer H. (1975) *Construction, carrying behavior and creep characteristics of ground anchors. in Diaphragm Walls & Anchorages*, pp. 141-151.

Thorburn S. and Hutchison J.F. (1985) *Underpinning. Surrey University Press, Glasgow and London*

Useche-Infante DJ, Aiassa-Martinez GM, Arrua P, Eberhardt M (2023) *Investigación numérica sobre el efecto de escala en la resistencia axial de micropilotes hincados e inyectados (MHI). Memorias del XXVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica - Comodoro Rivadavia / Argentina 30 de Agosto al 01 de Septiembre de 2023.*

Wen L., Kong G., Li Q. and Zhang Z. (2020) *Field tests on axial behavior of grouted steel pipe micropiles in marine soft clay. Int J Geomech* 20(6).

EJE TEMÁTICO

“MÉTODOS NUMÉRICOS EN GEOTECNIA”

Investigación numérica sobre el efecto de escala en la resistencia axial de micropilotes hincados e inyectados (MHI)

Numerical research of the scale effect on the axial resistance of driven and injected micropiles

Danny Useche Infante
Becario posdoctoral CONICET, djusechei@gmail.com

Gonzalo Aiassa Martinez, Pedro Arrua & Marcelo Eberhardt
UTN Facultad Regional Córdoba. Dpto. de Ingeniería Civil. CIGEF. Ciudad Universitaria, Córdoba (5000), Argentina.

RESUMEN: En este trabajo se presentan los resultados de una serie de modelaciones realizadas con elementos finitos para determinar el efecto de escala en el comportamiento de micropilotes hincados e inyectados (MHI´s). El modelo de elementos finitos fue validado con ensayos de laboratorio y luego se incrementaron las dimensiones del mismo para investigar el efecto del incremento del tamaño del micropilote en la respuesta carga-desplazamiento. Además, la simulación permitió analizar el efecto de la inyección de lechada en la respuesta carga-desplazamiento. En comparación con los micropilotes sin inyección, los MHI´s alcanzaron incrementos de hasta el 33% en la resistencia axial última del micropilote. Así mismo, el mejoramiento alcanzado en la resistencia axial última fue disminuyendo hasta el 13% al aumentar el tamaño del micropilote. Finalmente, por medio de una regresión no lineal, se obtuvo una expresión para calcular la resistencia axial última preliminar micropilote con diferentes dimensiones. Esta resistencia axial última se obtiene extrapolando resultados de ensayos de laboratorio a escala.

ABSTRACT: This paper presents the results of a series of simulations carried out using finite elements to determine the scale effect on the behavior of driven and injected micropiles (MHI's). The finite element model was validated with laboratory tests and then its dimensions were increased to investigate the effect of increasing the micropile size on the load-displacement response. In addition, the simulation allows to analyze the effect of grout injection on the load-displacement response. Compared with micropiles without injection, MHI's achieved increases of up to 33% in the ultimate axial resistance of the micropile. Likewise, the improvement achieved in the ultimate axial resistance decreased to 13% as the size of the micropile increased. Finally, by means of a non-linear regression, an expression was obtained to calculate the ultimate preliminary axial resistance of the micropile with different dimensions. This ultimate axial resistance is obtained by extrapolating results from scale laboratory tests.

PALABRAS CLAVE: micropilotes - elementos finitos - modelación numérica - efecto de escala - lechada cementicia

KEYWORDS: micropiles - finite element - model Numerical simulation - scale effect - grout

1 INTRODUCCIÓN

Los pilotes hincados e inyectados (MHI´s) han sido utilizados exitosamente como fundaciones profundas en las últimas décadas (Bellato et al. 2020, Wen et al. 2020, Fiscina et al. 2021). Estos elementos de fundación consisten en tuberías metálicas de diámetros inferiores a 300 mm, con una punta cónica que permite disgregar el suelo a medida que se produce la hinca. Los micropilotes se llevan a la profundidad requerida por medio de impactos. Después de que el micropilote ha sido hincado, se realiza una inyección de lechada cementicia utilizando un sistema de tuberías que trasfieren la lechada desde el interior del micropilote al suelo circundante. La inyección se realiza en el fuste del micropilote, lo cual mejora significativamente la resistencia por fricción del mismo (Bayesteh et al. 2021).

El método de elementos finitos ha sido ampliamente utilizado para simular el comportamiento de micropilotes instalados en diferentes tipos de suelo (Papadopoulou et al. 2014, Chao et al. 2022). El análisis geotécnico usando elementos finitos presenta ventajas significativas en comparación con ensayos de campo y experimentos de laboratorio, especialmente porque con la simulación numérica se pueden realizar análisis paramétricos ahorrando tiempo y costos.

En este artículo se presenta un análisis del efecto de escala en el comportamiento de micropilotes hincados e inyectados en suelos limosos. Además, se estudia el efecto de la lechada cementicia en el comportamiento carga-desplazamiento del micropilote.

La Figura 1 muestra el proceso de inyección de lechada en los MHI´s modelados en este trabajo. Inicialmente, el micropilote es hincado en el suelo por medio de impactos en la cabeza del mismo (Figura 1a). Posteriormente, se prepara la lechada cementicia mezclando cemento portland común con agua, con una relación agua cemento, W/C, de 0.55. Luego se realiza la inyección utilizando un dispositivo “tipo jeringa” (Figura 1b). La presión transferida hace que la lechada cementicia sea transferida al suelo circundante por 4 orificios ubicados en el fuste (Figura 1c). Finalmente se aplican cargas estáticas al micropilote. Los detalles del programa experimental modelado en esta investigación se pueden consultar en Aiassa et al. (2021).

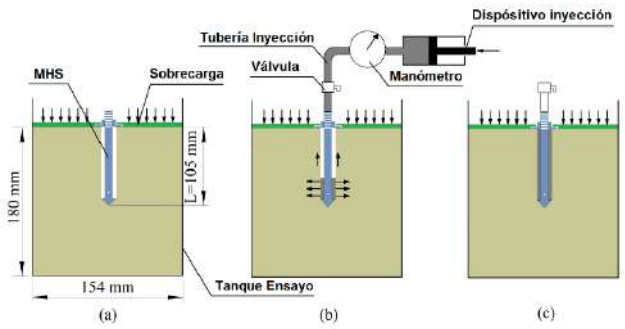


Figura 1. Proceso de inyección de lechada cementicia en MHI´s, (a) hincado del micropilote, (b) inyección de lechada, (c)

2 MODELOS NUMÉRICOS

2.1 *Malla de Elementos Finitos*

Los modelos numéricos de los micropilotes hincados e inyectados fueron realizados utilizando el software bidimensional de elementos finitos. La malla de elementos finitos se presenta en la Figura 2. Inicialmente, los modelos se realizaron con las dimensiones reportadas en los ensayos de laboratorio reportados por Aiassa et al. (2021). Posteriormente, las dimensiones del modelo se incrementaron 5, 10, 15, 20 y 30 veces para determinar el efecto de escala en la respuesta esfuerzo vs. desplazamiento de MHI. Luego de un análisis de sensibilidad en los modelos con las dimensiones consideradas, se determinó que incluir más de 6,000 elementos en la malla evita que los resultados sean afectados por las condiciones de discretización del modelo sin importar el efecto de escala. La Tabla 1 muestra las dimensiones adoptadas en los modelos.

2.2 *Modelo constitutivo del suelo y proceso de simulación*

El modelo constitutivo del suelo empleado en los modelos es el Hardening Soil (HS). Este modelo permite simular el comportamiento no lineal del suelo. En el HS, la deformación vertical ε_1 y la tensión desviadora q muestran una relación hiperbólica. Según Schanz et al. (1999), al aplicar un esfuerzo desviador primario, se generan deformaciones plásticas irreversibles, lo que a su vez viene acompañado por una reducción de la rigidez del suelo. El modelo depende de los siguientes parámetros: módulo de rigidez de carga triaxial, E_{50}, módulo de rigidez de descarga triaxial, E_{ur}, módulo de rigidez de carga del edómetro, E_{oed}, ángulo de fricción, ϕ, cohesión, C y ángulo de dilatación, ψ. Además, la respuesta mecánica obtenida con el modelo depende de un parámetro de rigidez, denominado m. A diferencia del modelo de Mohr-Coulomb, el modelo HS también tiene en cuenta la dependencia del esfuerzo de los módulos de rigidez. Esto significa que la rigidez aumenta con la presión.

Los parámetros HS utilizados en las modelaciones se obtuvieron por medio de un "*back-analysis*", es decir, haciendo coincidir las curvas de Carga vs. Desplazamiento de los resultados de laboratorio presentados por Aiassa et al. (2021) con las obtenidas en los modelos numéricos. La Tabla 1 muestra los diferentes parámetros obtenidos para los modelos mientras que la Figura 3 presenta las curvas Carga vs. Desplazamiento para los modelos numéricos y los resultados de los ensayos de laboratorio. Las curvas tomadas de los resultados de laboratorio corresponden a las obtenidas con el método de ajuste de Chin (1970). Los parámetros para el material compuesto suelo-lechada mostraron incrementos importantes dado el mejoramiento de la rigidez aportado por la lechada cementicia. La interacción suelo-lechada-MHI se simuló usando dos superficies de contacto a cada lado del MHI. Este parámetro se mide mediante el factor de reducción de la resistencia al corte, R_{int}. Para suelos granulares, R_{int} se calcula como la relación entre la resistencia al corte del sistema suelo-lechada-MHI y la resistencia al corte del suelo, $R_{int}=\tan\phi_{interfase}/\tan\phi_{suelo}$. Para los modelos de esta investigación se utilizó $R_{int}=0.87$.

Las simulaciones se realizaron en 2 dimensiones utilizando modelos axisimétricos con el fin de ahorrar tiempo y memoria en los cálculos. Inicialmente, se modeló la hinca del micropilote aplicando cargas dinámicas en la cabeza del mismo con intervalos de aplicación de 0.01 s. Posteriormente, se simuló la inyección de la lechada aplicando una presión de 25 kPa en el fuste del MHI. Con el fin de modelar el proceso de endurecimiento de la lechada en el suelo circundante al pilote, se remplazaron los elementos de suelo (modelo Hardening Soil) del área circundante al pilote por elementos con comportamiento elástico. Finalmente, se aplicaron cargas estáticas en la cabeza del MHI y se obtuvieron las curvas carga-desplazamiento en la cabeza del micropilote.

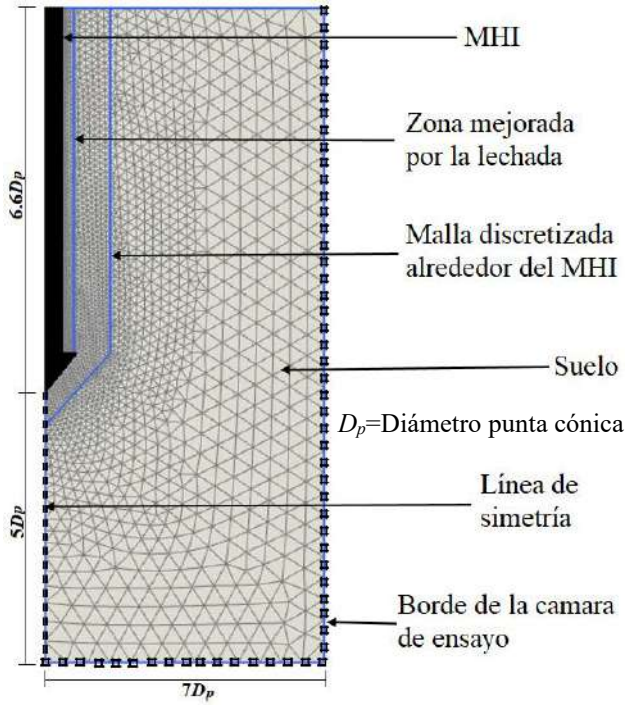


Figura 2. Malla del modelo en Elementos Finitos.

Tabla 1. Parámetros usados en los modelos.

Factor de escala, N	1	5	10	15	20	30
Diámetro punta cónica, D_p (mm)	16	80	160	240	320	480
Longitud fuste (mm)	105	525	1,050	1,575	2,100	3,150
Longitud punta cónica (mm)	10	50	100	150	200	300
Ángulo de inclinación punta cónica (°)	77					
Ángulo de fricción del suelo, ϕ (°)	27					
Cohesión, C (kPa)	0					
$\gamma_{no_saturado}$ (kN/m^3)	14					
P^{ref} (kPa)	101.3 (suelo y suelo-lechada)					
E_{50} (MPa)	20.9 (suelo); 36.4 (suelo-lechada)					
E_{oed} (MPa)	20.9 (suelo); 36.4 (suelo-lechada)					
E_{ur} (MPa)	62.7 (suelo); 109.2 (suelo-lechada)					
m	0.70					
Módulo de elasticidad del MHI, E (MPa)	2X10^6					
Presión de inyección de lechada (kPa)	25					

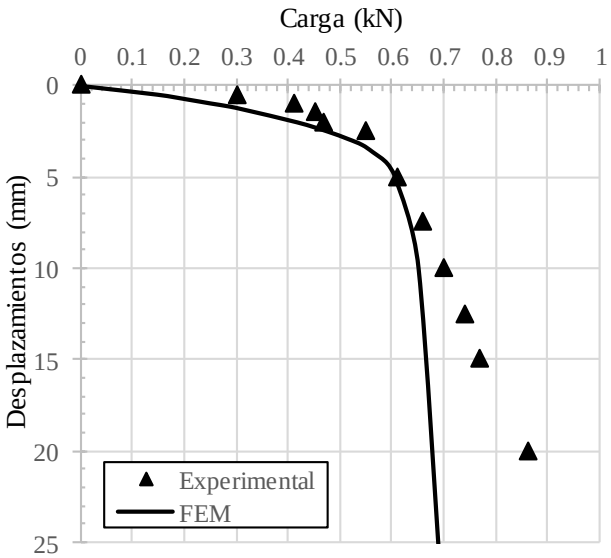


Figura 3. Curvas carga vs. desplazamiento para resultados de laboratorio (Aiassa et al., 2021) y los modelos numéricos, con factor de escala, N=1.

3 RESULTADOS

Luego de definir los parámetros para los modelos, se realizó la comparación de la respuesta carga-desplazamiento para los modelos inyectados y aquellos sin inyección de lechada en el fuste. Los desplazamientos verticales medidos en el suelo para los modelos con N=1 se pueden ver en la Figura 4. Para el MHI se puede ver una disminución significativa en los desplazamientos del suelo alrededor del fuste en comparación con el micropilote sin inyección. La tabla 2 muestra los valores de resistencia última obtenidos en los modelos. En comparación con los modelos sin inyectar, los valores de resistencia axial última en los MHI´s se incrementaron entre el 13 y el 33% para factores de escala de 1 y 30, respectivamente. Este incremento en la resistencia axial puede ser causado por el aumento en el diámetro del MHI gracias al cuerpo rígido que se forma alrededor del fuste (Aiassa et al., 2021).

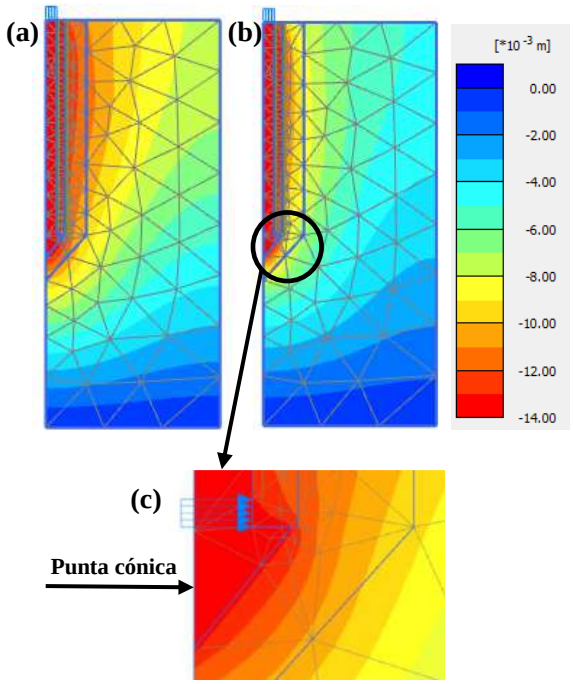


Figura 4. Desplazamientos verticales en el suelo para el modelo con N=1, (a) micropilote sin inyección de lechada, (b) MHI, (c) punto de inyección de lechada.

Tabla 2. Resistencia axial última para los modelos.

Factor de Escala, N	*Resistencia axial última (kN)*	
	Sin Inyección	*MHI*
1	0.6	0.8
5	14.9	18.8
10	62.1	75.2
15	143.3	169.2
20	259.3	300.8
30	599.1	676.9

La Figura 5 muestra las curvas de capacidad de carga unitaria vs. desplazamiento para los modelos de diferente tamaño. Es notorio el efecto del tamaño del modelo en el comportamiento mecánico del micropilote. Al aumentar el tamaño del modelo, la capacidad de carga unitaria del MHI fue incrementándose.

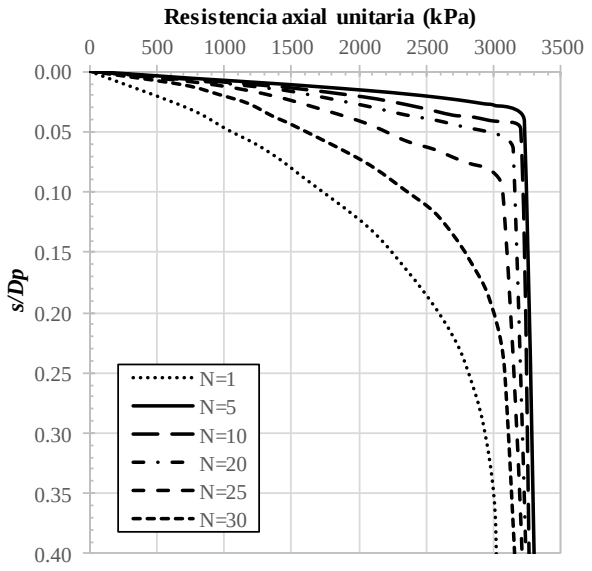


Figura 5. Curvas resistencia axial unitaria vs. s/D_p para los modelos MHI.

La relación entre la resistencia axial última y el factor de escala, *N* se muestra en la Figura 6. El valor de la resistencia axial última para los modelos se obtuvo con el método de Chin (1970). Se evidencia un incremento no lineal en la resistencia axial última al aumentar el factor de escala del modelo. La Ecuación 1 permite calcular la resistencia axial última para diferentes tamaños de modelos MHI. Esta ecuación abarca valores del factor de escala hasta *N*=30, lo cual incluye valores para el diámetro de la punta cónica, D_p, hasta 480 mm, lo cual corresponde a diámetros normales de MHI´s usados en la práctica. Estos hallazgos permiten considerar la extrapolación a prototipos de campo de los resultados de laboratorio de ensayos de modelos a escala.

$$Q_{ult} = 0.7521N^2 \quad \textbf{(1)}$$

Donde Q_{ult} es la resistencia axial última y *N* es el factor de escala. Esta ecuación es válida para valores de *N* entre 1 y 30, *L* entre 105 mm y 3,150 mm y D_p entre 16 mm y 480 mm.

4 CONCLUSIONES

En este artículo se estudió el efecto de escala en la respuesta carga-desplazamiento de micropilotes hincados e inyectados MHI's. El análisis se realizó por medio de simulaciones con elementos finitos. Las conclusiones principales del trabajo se presentan a continuación:

Los resultados de la simulación mostraron que la resistencia última axial de los micropilotes se incrementa hasta en un 33% al realizar la inyección de la lechada cementicia. Sin embargo, a medida que se aumentaron las dimensiones del micropilote, el mejoramiento en la resistencia axial última fue disminuyendo hasta alcanzar un valor alrededor del 13%.

En este estudio se obtuvo una fórmula que permite obtener un valor preliminar de la resistencia axial última extrapolada de resultados de ensayos de laboratorio. Esta fórmula es válida para las condiciones de los ensayos de laboratorio tomadas para validar los modelos y para las características de los modelos reportados en esta investigación, como son: *N* = 1 - 30, *L* = 105 - 3,150 mm, D_p = 16 - 480 mm, presión de inyección de lechada de 25 kPa, suelo limoso con peso unitario, γ=14 kN/m^3.

Es necesario validar los resultados de esta investigación con ensayos de carga a escala real, en los cuales se consideren diferentes presiones de inyección de lechada, este parámetro podría afectar de manera significativa el comportamiento carga-desplazamiento de los MHI. Así mismo, se deberían hacer ensayos con diferentes longitudes y diámetros de los MHI´s para establecer de forma más extensa el comportamiento carga-desplazamiento de este tipo de fundaciones en suelos limosos.

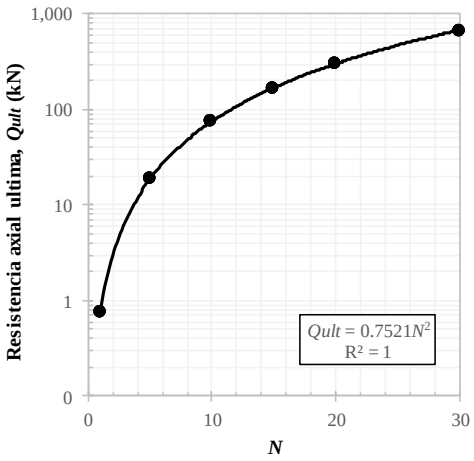


Figura 6. Resistencia axial última vs. Factor de escala para los MHI.

5 AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido posible debido al apoyo recibido por la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba (Departamento de Ingeniería Civil - CIGEF) y al CONICET (Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas).

6 REFERENCIAS

Aiassa G., Arrúa P., Eberhardt M. and Baldoncini R. (2021) *Ensayos de carga sobre modelos físicos de Micropilote Hincado e Inyectado (MHI). Memorias del XXV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Misiones, Argentina.

Bayesteh H., Fakharnia M. A. and Khodaparast M. (2021) Performance of driven grouted micropiles: full-scale field study. *Int J Geomech* 21 (2), 04020250.

Bellato D., D'Agostini S. and Simonini P. (2013) *Interpretation of failure load tests on micropiles in heterogeneous Alpine soils. Ital Geotech*, 47 (1), 3-16.

Chao W. L., Yang J., Liu W. J., Pan S. Q., Deng Z. W., Jin Y. X. and Fu G. H. (2022) *Calculation model and numerical validation of horizontal capacity of micropiles with different section forms. Adv Civ Eng*. https://doi.org/10.1155/2022/3709415.

Chin F. K. (1970) *Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. In: Proceedings of second southeast Asian conference on soil engineering*, Singapore City.

Fiscina L. F. G., Barbosa Y., and de Albuquerque P. J. R. (2021) *Field study on axial behavior of instrumented post-grouted steel pipe micropiles in tropical lateritic soil. Innov Infrastruct Solut* 6 (56).

Papadopoulou K., Saroglou H. and Papadopoulos V. (2014) *Finite element analyses and experimental investigation of helical micropiles. Geotech Geol Eng* 32 (4), 949-963.

Schanz T., Vermeer P. A. and Bonnier P. G. (1999) *The hardening soil model: formulation and verification. In: Beyond 2000 in computational geotechnics—10 years of PLAXIS*, Balkema, Rotterdam, 280–290.

Wen L., Kong G., Li Q. and Zhang Z. (2020) *Field tests on axial behavior of grouted steel pipe micropiles in marine soft clay. Int J Geomech* 20 (6).

Modelación micromecánica de la resistencia al corte no saturada de suelos granulares

Micromechanical modeling of unsaturated shear strength of granular soils

Juan Pablo Ibañez

Área Geotecnia - Instituto IMERIS, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro Universitario (M5502KFA), Mendoza, Argentina. juan.pablo.ibanez@ingenieria.uncuyo.edu.ar

RESUMEN: El comportamiento mecánico de los suelos no saturados es controlado por la interacción del agua en el espacio poroso. En el caso de suelos arenosos, el agua se organiza en la forma de meniscos capilares que son formados en las zonas de contacto entre granos, ocupando parcialmente el espacio poroso. La succión en estos meniscos modifica sustancialmente las características de rigidez, compresibilidad, resistencia al corte y permeabilidad del suelo. Para analizar cualitativamente la influencia de esta condición en la resistencia al corte se desarrolló un modelo numérico micromecánico específico, utilizando el método de los elementos discretos en dos dimensiones. En este modelo, las partículas de suelo son representadas por discos circulares rígidos, y los meniscos son definidos en los puntos geométricos de contacto entre partículas. Los meniscos, a su vez, están interconectados para formar una red de flujo. El cálculo mecánico y de flujo ha sido acoplado en el modelo por la aplicación integrada de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y balance de agua. Los meniscos generan fuerzas de atracción entre las partículas sólidas y el desequilibrio de fuerzas en las partículas modifica la configuración geométrica del espacio poroso, alterando el balance de agua y succión en los poros. Se realizaron simulaciones numéricas de configuraciones de corte directo para diferentes niveles de succión y confinamiento. Los resultados reprodujeron cualitativamente la influencia de la interacción suelo-agua en la la resistencia al corte, confirmando la no linealidad de la envolvente de resistencia.

ABSTRACT: The mechanical behavior of unsaturated soils is controlled by the interaction of water in the pore space. In the case of sandy soils, water is organized in the form of capillary menisci that are formed in the contact zones between grains, partially occupying the pore space. Suction on these menisci substantially modifies the characteristics of stiffness, compressibility, shear strength, and permeability. To qualitatively analyze the influence of this condition on shear strength, a specific micromechanical numerical model was developed, using the two-dimensional discrete element method (DEM). In this model, the soil particles are represented by rigid circular disks, and the menisci are defined at the geometric contact between particles. The menisci, in turn, are interconnected to form a flow network. The mechanical and flow calculation is coupled in the model by the integrated application of the force and water balance equations. The menisci generate attractive forces between the solid particles and the imbalance of forces in the particles modifies the geometric configuration of the pore space, affecting the balance of water and suction. Numerical simulations of direct shear configurations for different levels of suction and confinement were performed. The results qualitatively reproduced the influence of soil-water interaction on shear strength, confirming the non-linearity of the strength envelope.

PALABRAS CLAVE: suelo – modelos – succión – resistencia – no saturado

KEYWORDS: soil – modeling – suction – strength – unsaturated.

1 INTRODUCCIÓN

Los suelos, en su composición física, suelen describirse como un compuesto de tres fases: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida es constituida por las distintas partículas minerales presentes, organizadas según arreglos de características particulares, que a su vez define un espacio de vacíos intergranulares que conforman un volumen poroso. Este espacio es ocupado, de una forma dinámica, por las fases líquida (el agua) y gaseosa (el aire). Cuando el espacio poroso está totalmente ocupado por agua, el suelo se denomina saturado, y cuando el espacio poroso está totalmente ocupado por aire el suelo se denomina seco. Entre estos dos estados límite se encuentran los suelos parcialmente saturados – o no saturados – donde el espacio poroso está ocupado por agua y aire.

El comportamiento mecánico de los suelos no saturados está fuertemente afectado por la presencia e interacción del agua y el aire en sus poros. En los suelos granulares en general, y arenosos en particular, el agua se organiza en la forma de meniscos capilares en las zonas de contacto entre las partículas. La geometría de estos meniscos es definida a partir del equilibrio de presiones y humedad en el poro. La diferencia de presión entre aire y agua en el poro se denomina succión, y esta modifica sustancialmente las características de rigidez, compresibilidad, resistencia y permeabilidad del suelo (Fredlund et al, 1978; Escario & Saez, 1986; De Campos, 1997).

El estudio del comportamiento de los suelos granulares en condición no saturada viene siendo objeto de investigación teórica y de laboratorio en las últimas décadas, y su análisis mediante modelado numérico representa un desafio complejo, dada la influencia de la interacción de las fases en la respuesta del suelo. Diversos modelos constitutivos han sido propuestos, basados en la mecánica del continuo, formulados en la macro escala y pensados para su aplicación utilizando el método de los elementos finitos (Alonso et al, 1990; Khogo et al, 1993). Sin embargo, el tipo de complejidad del fenómeno en cuestión ha llevado a una exploración creciente de modelos micromecánicos basados en la mecánica de medios discretos, utilizando el métodos de los elementos discretos 2D y 3D (Iwashita & Oda, 2000; Gili & Alonso, 2002; Jiang et al, 2004).

El presente trabajo se enmarca en esta última linea de modelado 2D, e pretende analizar las características de la resistencia al corte de los suelos granulares no saturados a partir del modelado de la condición no saturada como un fenómeno de la microestructura, explicitando las tres fases constitutivas así como la interacción entre ellas.

2 LA CONDICIÓN NO SATURADA

2.1 *El menisco y la interacción entre fases*

La modelación micromecánica discreta de suelos no saturados requiere básicamente de la consideración de las fases sólido, agua y aire, así como de la formulación de un algoritmo para el cálculo de flujo que se pueda acoplar al cálculo mecánico. El fenómeno de flujo dentro del espacio poroso del suelo comprende un conjunto de transferencias de masa: entre poros (que alojan la fase aire), entre meniscos (que alojan la fase agua) y entre poro y menisco, como detallado en la figura 1. En el caso de suelos finos, se debería incluir el flujo entre la fase líquida y la fase sólida, debido a la capacidad de los grumos arcillosos para almacenar y expulsar agua de su interior (Ibañez, 2008).

Todos los procesos de transferencia considerados pueden ser descriptos por una ley de flujo de masa lineal, con la forma general de la ecuación 1:

$$\Delta M_{ij}/\Delta t = K_{ij}(p_j - p_i) \quad \textbf{(1)}$$

donde ΔM es la masa transferida para el incremento de tiempo Δt entre las entidades i e j, siendo p_i y p_j la presión o concentración en las respectivas entidades. La ley de proporcionalidad viene dada por el coeficiente de transferencia K que incluye las características geométricas de las entidades así como los parámetros de flujo.

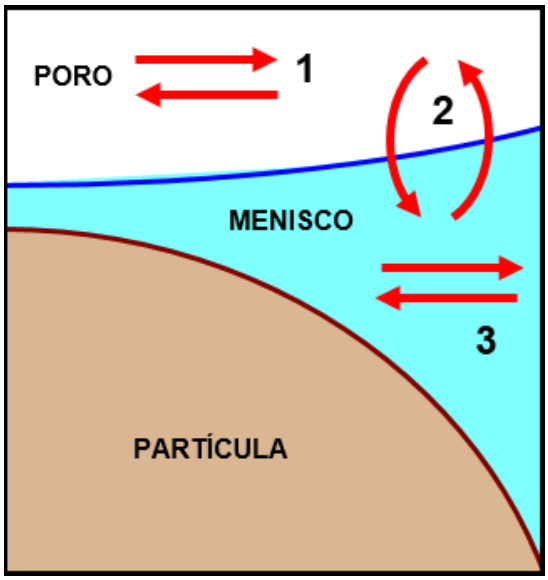


Figura 1. Interacciones en un menisco en suelo granular: (1) Poro-poro; (2) Poro-menisco; (3) Menisco-menisco.

Las transferencias poro-poro (tipo 1) incluyen el flujo de aire por gradiente de presión y el flujo de vapor por difusión molecular. Las transferencias poro-menisco (tipo 2) incluyen el equilibrio entre el aire gaseoso en el poro y el aire disuelto en el menisco (Ley de Henry), y el equilibrio entre vapor de agua en el poro y el agua líquida en el menisco (Ley Psicrométrica). Finalmente, las transferencias menisco-menisco (tipo 3) incluyen el flujo de agua por gradiente de presión y el flujo de aire disuelto por difusión molecular (Fredlund et al, 1978).

Para una simulación simplificada se asumió que el flujo en los poros es despreciable durante el tiempo que duran las simulaciones de los ensayos. Asimismo, al tratarse de simulaciones de ensayos con succión controlada (condición de contorno de succión constante), se considera que hay equilibrio entre las fases líquida y gaseosa, por lo cual no hay flujo entre poro y menisco. Dado que el flujo del aire disuelto en el agua es despreciable en el tiempo de simulación de los ensayos, resta solamente la simulación del flujo de agua entre meniscos por causa de los gradientes de presión generados.

2.2 *Representación del menisco y fuerza capilar*

Los meniscos son formados en las zonas do contacto o cuasi contacto entre partículas sólidas. La superficie libre del menisco puede ser modelada en 2D por un arco de circunferencia tangente a las superficies de las partículas, como muestra la figura 2. El menisco queda definido por los ángulos de mojado θ_1 y θ_2, y por el parámetro de distancia D según la ecuación 2:

$$D = d_{1-2} - (R_1 + R_2) \quad \textbf{(2)}$$

donde $d_{1\text{-}2}$ es la distancia entre los centroides de las partículas, y R_1 y R_2 son los radios de las partículas. Así como las partículas son definidas en 2D como discos de espesor unitario, el menisco tiene espesor unitario con área constante. El espesor mínimo del menisco es de $2h$.

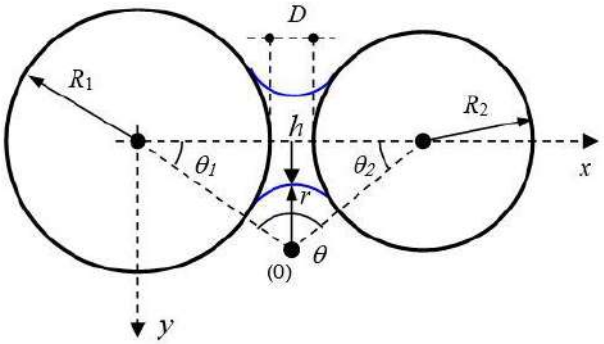


Figura 2. Geometria idealizada del menisco capilar.

La succión matricial s se define como la diferencia entre la presión p_a en el aire (poro) y p_w en el agua (menisco), y puede ser calculada por la ecuación 3, a partir de la ecuación de Laplace adaptada al caso 2D:

$$s = p_a - p_w = \sigma/r \quad \textbf{(3)}$$

siendo σ la tensión superficial del agua, y r el radio del menisco. La fuerza capilar resultante Fw actuando en el contacto es resultante de la tensión superficial actuante y la presión de agua dentro del menisco. Haciendo cálculos geométricos se llega a una expresión de esta fuerza capilar en función del ángulo de mojado θ, según la ecuación 4 (Ibañez, 2008):

$$F_w = 2\sigma.tan\theta((1/\cos\theta) - 1)^{-1} \quad \textbf{(4)}$$

La figura 3 muestra la variación de la fuerza capilar con el ángulo de mojado θ, donde la fuerza tiende a infinito para un ángulo tendiendo a cero, cayendo rápidamente cuando éste crece.

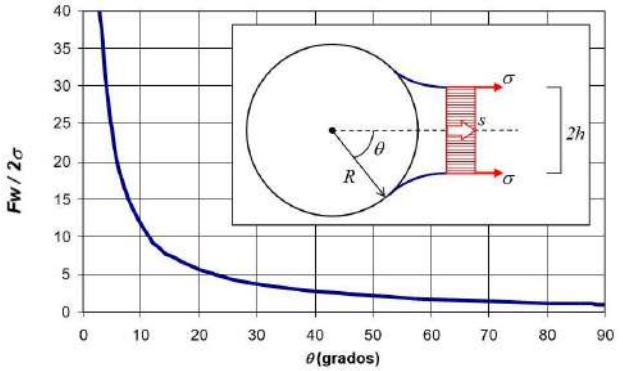


Figura 3. Evolución de la fuerza capilar normalizada (adimensional) en función del ángulo de mojado del menisco.

3 MODELO MICROMECÁNICO

3.1 *Método de los elementos discretos*

El modelador utilizado es el código académico DEMlib, que implementa el método de los elementos discretos (DEM) dentro de un ambiente gráfico que permite la visualización de los sistemas modelados (Ibañez et al, 2010; Ibañez, 2016).

En este método la representación geométrica del dominio del problema, para análisis 2D, se realiza mediante elementos discretos de forma circular, que definen discos de espesor unitario en profundidad.

La mecánica del contacto entre elementos se define mediante un modelo dinámico tipo Voigt (resorte-amortiguador en paralelo) acoplado en serie con un desconector para inhibir la generación de fuerzas de tracción (ver figura 4). La interacción de los elementos se genera a partir del contacto entre ellos. El contacto es definido por superposición, aplicando el método de penalización. Así, en la medida en que hay superposición entre elementos se generan fuerzas de repulsión proporcionales a la magnitud de la superposición. Esto se aplica a las fuerzas normales y tangenciales de contacto. Los parámetros son las rigideces normal y tangencial (k_n, k_s), y los coeficientes de amortiguamiento (C_n, C_s).

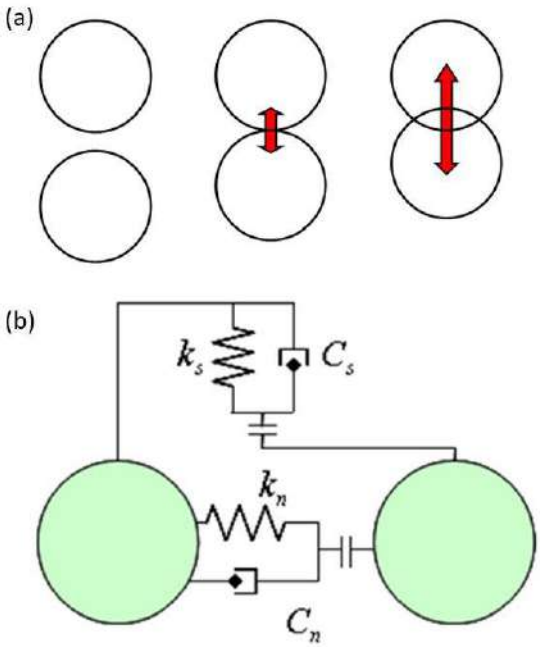


Figura 4. Método de los elementos discretos. (a) Método de penalización para crear contactos entre elementos; (b) Modelo de contacto para las direcciones normal y tangencial.

El algoritmo de cálculo utilizado es el de relajación dinámica, basado en la ley de movimiento amortiguado, y aplicado a cada elemento discreto de forma desacoplada de los otros elementos. El cálculo es iterativo, donde el movimiento de las partículas se produce por la acción de las fuerzas desequilibradas, que son amortiguadas a cada paso de tiempo. De esta forma, se procura obtener la solución estática a través de una formulación dinámica. El algoritmo es explícito en el tiempo, por lo que la estabilidad depende de la magnitud del paso de tiempo, que debe acotarse para garantizar la hipótesis de cálculo desacoplado.

Como no son permitidas fuerzas de tracción en el contacto, los contactos entre elementos se crean y destruyen dinámicamente con total libertad. Las tensiones de corte entre elementos son controladas por un criterio de fricción que establece un máximo para el desarrollo de las mismas.

3.2 *Implementación de la red de meniscos*

El elemento básico de la red de flujo no saturado lo constituye el propio menisco, que actúa como conducto ligando dos partículas próximas en las que se estableció un contacto hidráulico. Estos conductos almacenan una cierta cantidad de agua en equilibrio con la fase aire, lo que se refleja en la geometría del menisco y su valor de succión. En el caso general mostrado en la figura 5 las partículas tienen varios meniscos asociados, pero pueden llegar a tener apenas uno, o ninguno y en ese caso no participar da la red de flujo. La conectividad de la red varia en la medida que el modelo es sometido a cargas y flujo, pues las partículas se mueven pudiendo dar lugar a nuevos contactos, que generaran nuevos meniscos. Da igual manera, contactos pueden dejar de existir, y con ellos los respectivos meniscos. Se asume que las partículas están recubiertas por una película fina de agua adherida que vincula los meniscos de cada partícula, de modo que habrá flujo entre ellos en función de las diferencias de succión (Kovacs, 1981).

La red de flujo fue implementada en la red de contactos entre elementos discretos del modelador. Se especificó una entidad menisco para cada contacto, con gerenciamiento de la conectividad entre los meniscos presentes em cada elemento.

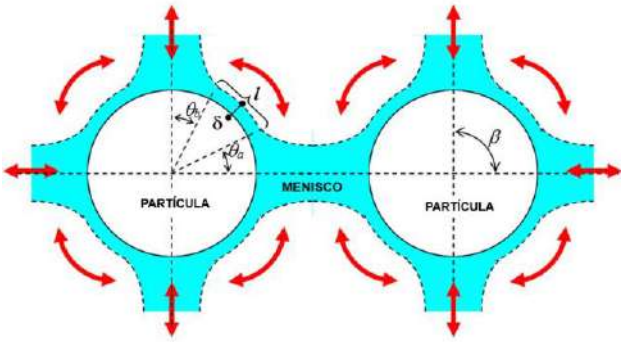


Figura 5. Red de meniscos con indicación de direcciones de flujo.

3.3 *Cálculo flujo-mecánico acoplado*

El cálculo mecánico del método fue modificado para incluir el acoplamiento con el cálculo de flujo no saturado. La interacción flujo-mecánica se da según la secuencia a seguir:

- Después del paso de cálculo mecánico, la geometría del modelo es actualizada por los desplazamientos de las partículas, lo que también modifica la geometría de los meniscos.
- Para la nueva posición relativa de las partículas, y manteniendo constante el volumen de agua en cada menisco, se actualiza la geometría y la succión en los meniscos existentes.

- Se realiza el cálculo de flujo, donde habrá transferencia de masa de agua entre meniscos vecinos, en función del gradiente de presión existente entre ellos.
- Adicionalmente, puede ocurrir la ruptura o creación de meniscos. En ese caso hay redistribución de la masa de agua, considerando una masa de agua total constante.
- Después del cálculo de flujo, las fuerzas capilares son actualizadas e incorporadas a las fuerzas de contacto de las respectivas partículas en el cálculo mecánico.

4 SIMULACIÓN DE CORTE DIRECTO

4.1 *Calibración de parámetros del modelo*

Para la simulación del ensayo de corte directo fue realizada la calibración de los siguientes parámetros de contacto del método de los elementos discretos (ver figura 4):

- rigidez normal *kn*: fue calibrada por dos criterios límite. Por un lado, se estableció un límite inferior para garantizar que la superposición entre elementos discretos no supere el 5% del radio de dichos elementos (una superposición de área de 1,33%) para la mayor fuerza de contacto estimada. Por otro lado, fue establecido un valor máximo para garantizar estabilidad del método, ya que una rigidez muy elevada puede generar excesiva oscilación de los elementos.
- rigidez tangencial *ks*: calibrada a partir del criterio de garantizar la generación de la totalidad de las fuerzas de fricción entre elementos discretos cuando haya un desplazamiento tangencial relativo entre ellos correspondiente al 20% de radio del elemento.
- amortiguamiento *Cn* y *Cs*: ambos fueron calibrados en 0.85 (siendo 0.0 totalmente dinámico y 1.0 totalmente estático) siguiendo dos criterios límite. Se estableció un límite inferior para garantizar la estabilidad del método y evitar oscilaciones excesivas, y un límite superior para asegurar una velocidad mínima de la convergencia hacia la solución final.

4.2 *Modelado de caja de corte y probetas*

Se eligió una caja de corte cuadrada de 75mm de lado, y 10mm de altura entre la base y el plano de corte. La misma se modeló mediante elementos de pared rígidos, que materializan las condiciones de borde del dominio discreto: La parte inferior de la caja se desplaza horizontalmente con velocidad constante, y la parte superior permanece fija, con posibilidad de desplazamiento vertical de la tapa, que también recibe la tensión vertical confinante.

Con respecto al montaje de la probeta, se emplearon elementos discretos circulares tipo disco 2D de diferentes radios. El suelo a modelar fue definido como una arena sin finos de granos redondeados.

La generación de las probetas de elementos discretos envuelve dos desafíos en la búsqueda de garantizar la representatividad del modelo: el número y la variedad de tamaños de los elementos discretos empleados. Representar la masa de suelo con los tamaños reales de las partículas se torna generalmente inviable dada la elevada cantidad de elementos necesarios y su correspondiente variedad de tamaños, que tornan el costo computacional muy oneroso y hasta imposible. Para solucionar esta limitación la técnica de *upscaling* propone disminuir el número de elementos discretos del modelo trasladando hacia los gruesos la curva granulométrica del suelo a simular. De esta forma se representa las partículas reales de suelo por otras mayores que guardan la misma relación de tamaños entre si. De la misma forma, se concentran los tamaños de elementos en algunos pocos valores representativos de la curva granulométrica del suelo real. Esta técnica tiene sus limitaciones y su rango de utilización debe ser evaluado en cada caso particular. De todos modos, es una herramienta útil para zanjar la limitación computacional antes apuntada (Cheng et al, 2004; Zhang & Thornton, 2007).

A los efectos prácticos, y buscando estudiar cualitativamente el fenómeno no saturado sin un gasto computacional excesivo, se optó por una probeta relativamente simple (Probetas con mayor número de elementos y diversidad de tamaños fueron también implementadas, y se pueden consultar en Ibañez, 2008). Así, se diseñó una probeta básica, con 18.225 elementos de tres tamaños diferentes (ver Tabla 1). Esta configuración clasifica como SP en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Tabla 1. Granulometria de la probeta de elementos discretos.

radio (mm)	Cantidad	% peso	$\mathbf{D_{10}}$	0,090
0,10	6.075	16,3%	$\mathbf{D_{30}}$	0,110
0,15	6.075	36,6%	$\mathbf{D_{60}}$	0,205
0,17	6.075	47,1%	$\mathbf{C_c}$	0,66 < 1,0
Total	18.225	100,0%	$\mathbf{C_u}$	2,28 < 6

La simulación de ensayos de corte directo con succión controlada fue realizada aplicando una succión inicial constante en toda la probeta. Durante el ensayo se aplicó la condición de contorno de succión constante en la base y la tapa de la caja de corte. En las paredes laterales de la caja se aplicó la condición de contorno impermeable. Los valores de succión aplicada fueron 25, 50, 75, 100 e 150 kPa, para tensiones verticales de 300 y 600 kPa.

En todas las paredes de la caja se midieron fuerzas normales y tangenciales, así como desplazamientos. A partir de estas mediciones fueron obtenidas las magnitudes significativas para el ensayo: las tensiones normal y tangencial en el plano de falla, y el desplazamiento horizontal y vertical de la caja. La figura 6 muestra la simulación del ensayo, donde se destaca la formación de una zona de cizalla en torno del plano de falla impuesto.

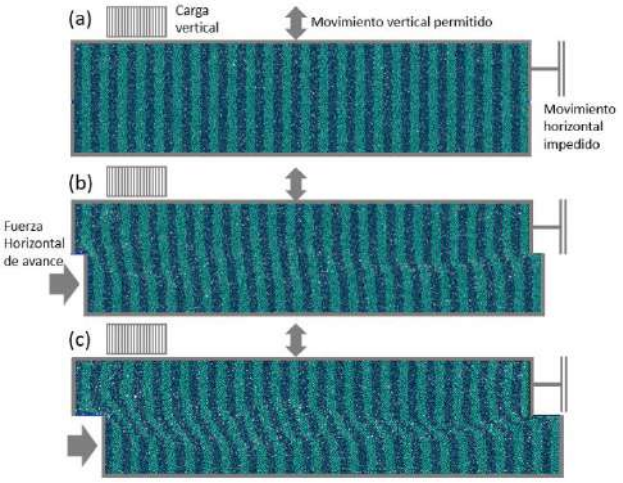


Figura 6. Modelado de una configuración de corte directo. a) Configuración inicial; b) Configuración para un desplazamiento horizontal de 2 mm; c) Configuración para un desplazamiento horizontal de 5 mm.

5 RESULTADOS

La relación entre la succión aplicada y la humedad en la probeta, expresada aquí en términos del grado de saturación, se denomina curva característica o de retención. La curva, mostrada en la figura 7, fue obtenida para la probeta de elementos discretos, variando el nivel de succión y midiendo el volumen de agua contenido en la probeta. La misma presenta una forma general similar a las curvas características que se observan en suelos granulares.

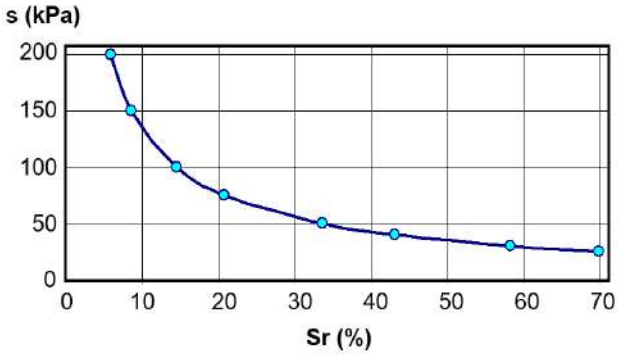


Figura 7. Curva característica succión (s) x grado de saturación (Sr) de la probeta de elementos discretos.

La figura 8 muestra los resultados de la simulación para el caso de una tensión vertical de 600 kPa, para los diferentes niveles de succión establecidos. Los resultados de la figura 8a mostraron un crecimiento de tipo no lineal en la rigidez inicial y en la resistencia al corte de pico debido a la succión, mientras que la resistencia residual no se vio mayormente alterada. Esto se relaciona a que, con el avance del desplazamiento horizontal de la caja de corte, suceden dos fenómenos: ocurre dilatancia en la probeta (como muestra la figura 8b), y los meniscos se rompen y rehacen en toda la zona en torno del plano de falla.

Esto último queda claro en la figura 9, que presenta la evolución de la succión en los meniscos de la probeta a medida que ocurre el corte. Se puede observar que en la zona en torno al plano de falla se produce un aumento de la succión, lo que indica indirectamente el proceso de rotura de meniscos y posterior formación de nuevos meniscos por cizalla de los granos. Por otro lado, en los límites inferior y superior de la probeta la succión se mantiene relativamente estable, al sufrir menos distorsiones angulares, y por estar cerca de la condición de borde de succión controlada.

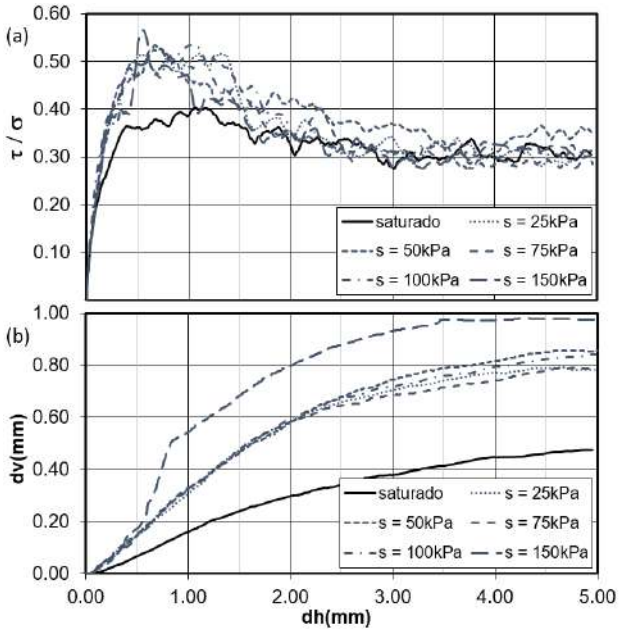


Figura 8. Resultado de simulación de corte directo en probeta virtual para tensión vertical de 600 kPa y niveles de succión de 25, 50, 75, 100 y 150 kPa. a) Curvas de resistencia al corte normalizada vs. desplazamiento horizontal; b) Curvas de desplazamiento vertical vs. desplazamiento horizontal.

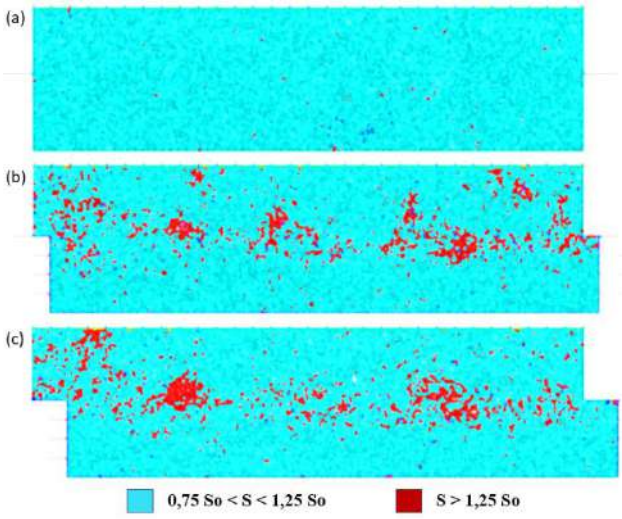


Figura 9. Evolución de la succión en los meniscos de la probeta con el desplazamiento horizontal de la caja de corte. a) Condición inicial; b) Condición a 2 mm de desplazamiento; c) Condición a 5 mm de desplazamiento.

La figura 10a presenta las curvas envolventes de pico en el plano de tensiones normales y tangenciales τ x σ, donde se verifica el efecto de la succión como un aumento no lineal en el valor de la cohesión aparente. La figura 10b, por otro lado, presenta las curvas envolventes de pico en el plano de succión y tensiones tangenciales τ x s. Se percibe claramente una evolución no lineal, del tipo hiperbólico, de la envolvente con el aumento de la succión en ambos planos. Esto se corresponde con lo planteado por Escario & Saez (1986), contrariamente a la propuesta de evolución lineal mas simple propuesta por Frendlund (1978).

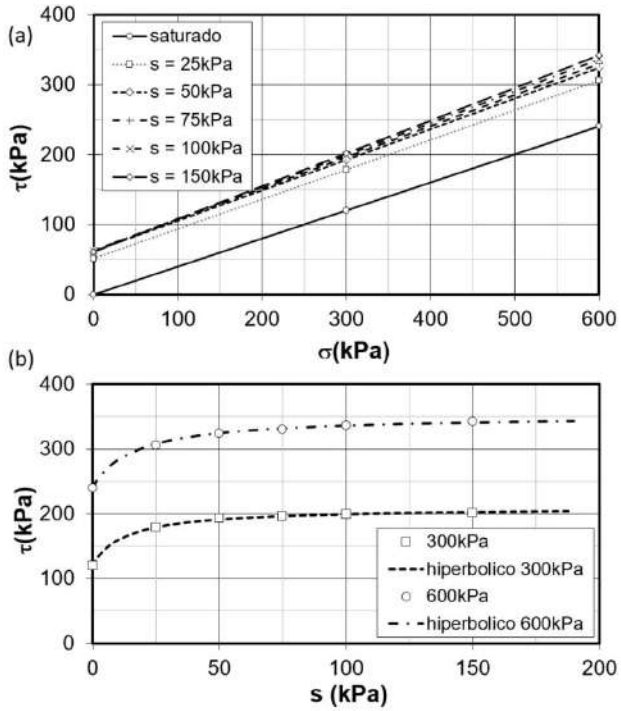


Figura 10. Curvas envolventes de resistencia al corte de pico para tensiones verticales hasta 600 kPa y niveles de succión de 0 hasta 200 kPa. a) Envolventes en el plano τ x σ con ajuste lineal; b) Envolventes en el plano τ x s con ajuste hiperbólico.

Fredlund et al (1978) propuso una extensión de la expresión de Mohr-Coulomb para la envolvente de resistencia al corte de suelos no saturados. La extensión se dá incluyendo un parámetro de fricción ϕ_b que controla el crecimiento, asumido lineal, de la resistencia al corte con la succión (ver ecuación 5).

$$\tau = c' + (\sigma - p_a)\tan\varphi + (p_a - p_w)\tan\varphi_b \quad \textbf{(5)}$$

La figura 11 presenta la evolución de los parámetros de resistencia al corte de pico de la ecuación (5), a partir de los resultados de las simulaciones. La figura 11a presenta la evolución de la cohesión aparente debida a la condición no saturada, cuyo crecimiento con la succión pudo ser ajustado hiperbólicamente. La figura 11b muestra el acotado crecimiento del ángulo de fricción interna con la succión, que también pudo ser ajustado hiperbólicamente. Finalmente, la figura 11c presenta el parámetro de fricción de Fredlund que, a partir de un valor elevado para bajas succiones, presenta una rápida caída en su valor con el aumento de la succión, tendiendo a cero para altas succiones. Esta evolución confirma las limitaciones de la expresión lineal de Fredlund (ecuación 5) en correspondencia con los estudios experimentales de Escario & Saez (1986).

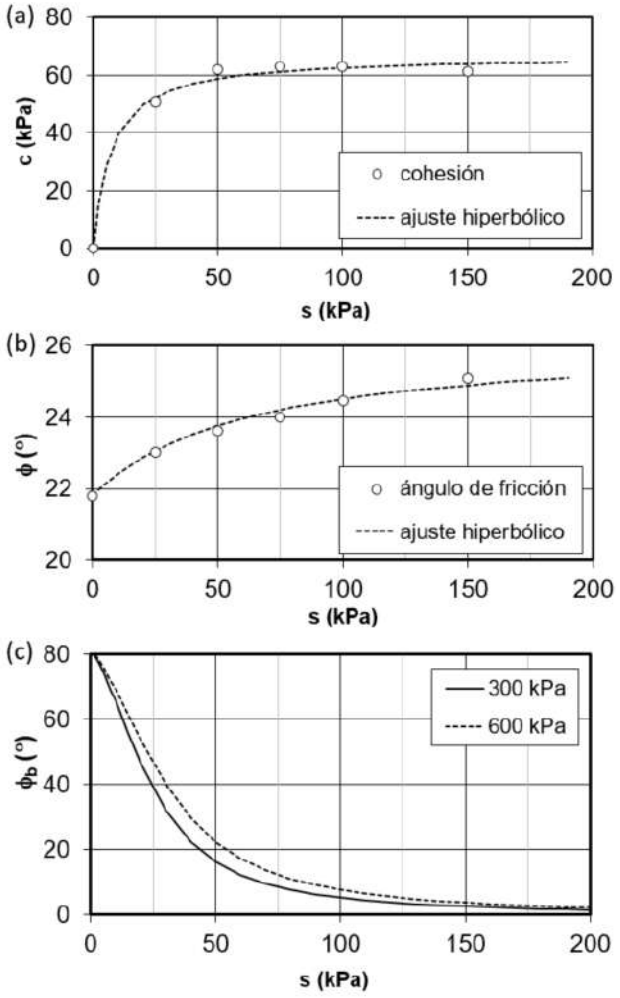


Figura 11. Evolución de los parámetros de resistencia al corte de pico para niveles de succión hasta 200 kPa. a) Cohesión; b) Ángulo de fricción interna; c) Parámetro de fricción de Fredlund.

Cabe destacar que las limitaciones en cuanto al número de partículas empleado (18.225 elementos discretos) y su distribución de tamaños (apenas 3 tamaños diferentes) afecta la representatividad de los resultados, como puede verse en los bajos valores del ángulo de fricción interna y la tendencia excesivamente dilatante de las probetas. Estas limitaciones son de gasto computacional y no del modelo. Simulaciones realizadas con mayor número y variedad de partículas muestran un acercamiento notable al comportamiento esperado (Ibañez, 2008). No obstante esto, el valor de estas simulaciones esta en la variación relativa y en las tendencias de crecimiento de los parámetros, mas que en los valores absolutos de los mismos.

6 CONCLUSIONES

Fue implementado un modelo numérico de partículas para el análisis micromecánico de suelos granulares, basado en el método de los elementos discretos. Para la simulación del estado no saturado, fue implementada la entidad menisco capilar en el espacio poroso en torno de los puntos de contacto entre partículas. Estos meniscos fueron integrados en una red de flujo no saturado, y el cálculo de flujo (transferencia de masa entre meniscos) fue acoplado al cálculo mecánico.

Se modelaron probetas discretas para reproducir el ensayo de corte directo. El modelo simuló cualitativamente, y de forma satisfactoria, las principales características del comportamiento mecánico de suelos no saturados, pues consiguió reproducir el efecto de la succión en la rigidez inicial y en la resistencia al corte del suelo. El modelo también reprodujo el carácter no lineal de este efecto, conforme reflejado en los estudios experimentales. La evolución de la envolvente de resistencia y los parámetros de Mohr-Coulomb fueron ajustados por hipérbolas, lo que demuestra que el efecto de la succión crece rápidamente para bajas succiones, alcanzando un valor asintótico para altas succiones.

7 REFERENCIAS

Alonso, E. E.; Gens, A.; Josa, A. (1990) *A constitutive model for partially saturated soils*. Geotechnique, V 40, No. 3, pp 405-430.

Cheng, Y.P., Bolton, M.D. & Nakata, Y. (2004) *Crushing and plastic deformation of soils simulated using DEM*, Geotechnique, V. 54, No 2, pp 131-141.Escario, V.; Saez, J. (1986) The strength of partially saturated soils. Géotecnique, V. 36, No. 3, pp 453-456.

De Campos, T.M. (1997) *Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados*, Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ñsat´97, Rio de Janeiro, pp 399-417.

Escario, V.; Saez, J. (1986) *The strength of partially saturated soils.* Géotecnique, V. 36, No. 3, pp 453-456.

Khogo, Y., Nakano, M., Miyazaki, T. (1993) *Theoretical aspect of constitutive modelling for unsaturated soils.* Soils and Fundations, Jap. Soc. Of Soil Mech. And Found. Eng., No. 4, pp 49-63.

Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978) *The shear strength of unsaturated soils.* Canadian Geotechnical Journal. No 15, pp 313-321.

Gili, J.A. & Alonso, E.E. (2002) *Microestructural deformation mechanism of unsaturated granular soils*, Int. Jnl. for Num. and Anl. Meth. in Geomech., V. 26, 2002, pp 433-468.

Ibañez, J.P. (2016) *Modelación micromecánica de suelos granulares incluyendo el fenómeno de cementación de partículas*. XXIII CAMSIG, Santa Fe, Argentina. p. 237-251.

Ibañez, J.P.; Vargas Jr, E. A.; de Campos, T.M.P. (2010) *Modelación micromecánica de suelos granulares incluyendo el fenómeno de rotura de partículas*, XX CAMSIG, Mendoza, Argentina. p. 55-62.

Iwashita, K. & Oda, M. (2000) *Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element model*. Powder Technology, 109, pp 192-205.

Jiang, M.J., Leroueil, S. & Konrad, J.M. (2004) *Insight into shear strength functions of unsaturated granulates* by DEM analyses, Computers and Geotechnics, V. 31, pp 473-489.

Kovacs, G. (1981) *Seepage Hydraulics*. Developments in Water Science. Elsevier: Amsterdam. 730 pp.

Zhang, L. & Thornton, C. (2007) *A numerical examination of the direct shear test*, Geotechnique, V. 57, No. 4, pp 343-354.

Muros de Suelo Mecánicamente Estabilizado con Geosintéticos: Modelado Numérico y Casos de Obra en Argentina

Geosynthetics Mechanically Stabilized Earth Walls: Numerical Modeling and Case Studies in Argentina

Lizeth Ardila
Huesker LTDA, Coordinadora Técnica, Brasil

Augusto Mendiz
Coripa S.A., Gerente Técnico, Argentina

Fernando Portelinha
Universidad Federal de São Carlos, Profesor, Brasil.

Edmundo Esquivel
Universidad de São Paulo, Profesor, Brasil.

RESUMEN: Los sistemas de muros de suelo mecánicamente estabilizados con geosintéticos se ha difundido ampliamente debido a sus ventajas constructivas, operativas e incluso ambientales. El presente estudio tiene como objetivo abordar la simulación numérica del comportamiento de muros de suelo mecánicamente estabilizados, incluyendo sus componentes, mediante el método de elementos finitos. Fue simulada la construcción y sobrecarga de una estructura real, instrumentado y monitoreado, con el fin de comparar los resultados reales con los resultados simulados. Se utilizaron dos modelos constitutivos de suelo para simular el comportamiento del suelo, Elastoplástico Bilineal e Hiperbólico. Adicionalmente son presentados algunos casos de obra en el contexto argentino basados en la metodología de muros mecánicamente estabilizados con cara vista de bloques, demostrando la eficiencia y las ventajas de este sistema. Este estudió permitirá a ingenieros e investigadores comprender las etapas y consideraciones en el modelado numérico, así como tener referencias locales de esta tecnología para muros de contención.

ABSTRACT: Mechanically Stabilized Earth Wall have been widely spread due to their constructive, operational, and even environmental advantages. The present study aims to address the numerical simulation of the behavior of mechanically stabilized soil walls, including their components, by means of the finite element method. The construction and loading of a real structure was simulated, instrumented, and monitored, in order to compare the real results with the simulated results. Two soil constitutive models were used to simulate soil behavior, Bilinear Elastoplastic and Hyperbolic. Additionally, some construction cases in the Argentinean context based on the methodology of mechanically stabilized walls with block face are presented, demonstrating the efficiency and advantages of this system. This study will allow engineers and researchers to understand the stages and considerations in the numerical modeling, as well as to have local references of this technology for retaining walls.

PALABRAS CLAVE: muros de suelo reforzado - geogrillas - geosintéticos - elementos finitos

KEYWORDS: retaining walls - Geogrids - geosynthetics - finite Elements

1 INTRODUCCIÓN

La técnica del suelo reforzado consiste en introducir elementos de refuerzo en la masa de suelo para mejorar su resistencia. Estos elementos suelen ser bandas metálicas, barras de acero o elementos geosintéticos. Esta técnica permite proyectar estructuras de tierra seguras y fiables, como terraplenes, taludes, estribos de puentes y otras aplicaciones de ingeniería.

Los elementos geosintéticos más usados como elemento de refuerzo son las geogrillas y los geotextiles tejidos. Las estructuras de suelo reforzado con geosintéticos ofrecen ventajas en diversos aspectos en comparación con las estructuras de contención convencionales (por ejemplo, estructuras netamente de concreto). Son más económicas, generan menos impacto ambiental, su proceso ejecutivo es sencillo y su mantenimiento no es complejo (Bathurst & Hatami, 2001; Wu, 2019).

Los principales componentes de este tipo de estructuras son el suelo de relleno, el refuerzo, la cara vista y los sistemas de drenaje. El suelo de relleno, proporciona resistencia y soporta las cargas de solicitación de la estructura. Los elementos de refuerzo geosintéticos aumentan la resistencia del suelo de relleno y controlan la deformación en la estructura. La cara vista que puede ser constituida por paneles, bloques, gaviones u otros materiales que funcionan como elemento constructivo de protección y en algunos casos como elemento estructural. Por último, los elementos de drenaje que ayudan a controlar el agua detrás del muro, evitando la acumulación de presión hidrostática y posibles saturaciones del relleno reforzado, que pueden llevar la estructura al colapso.

El uso de geosintéticos en muros de suelo reforzado puede clasificarse en dos grupos: suelo estabilizado mecánicamente con geosintéticos (GMSE - Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth) y Suelo reforzado con geosintéticos (GRS- Geosynthetic Reinforced Soil). La principal diferencia entre estos dos enfoques es que las capas de refuerzo están espaciadas de forma diferente. La separación vertical entres las geogrillas en estructuras GMSE

oscila entre 30 y 90 cm. Mientras que en las estructuras GRS las separaciones son inferiores a 30 cm (Wu, 2019).

En la literatura se han reportado diferentes experiencias con el uso de geosintéticos para la estabilización de taludes y contención de suelos, entre ellos Alexiew et al (2016) demostrando la eficiencia a largo plazo de este tipo de soluciones, Guler et al (2011), Poggi y Russo (2019) evidenciando el buen desempeño incluso durante esfuerzos sísmicos, Curiel & Forteza, (2007), evidenciando aplicaciones en infraestructura urbana, Silva (2006) describiendo el uso y aplicación para estribos de puentes, entre otros.

En este estudio abordado el modelado numérico mediante el método de los elementos finitos de muros de suelo mecánicamente estabilizados con geosintéticos, con el objetivo de resaltar las principales consideraciones para obtener resultados asertivos. Así mismo, serán presentados algunos casos de obra aplicando esta solución en el desarrollo de infraestructura civil argentina, evidenciando el uso de esta solución geotécnica y su pertinencia.

2 MODELADO NUMÉRICO

Para entender el comportamiento tensión deformación de estas estructuras geotécnicas, los análisis de modelado numérico más comunes son realizados mediante el método de elementos finitos, los cuales permiten obtener resultados de desplazamientos, deformaciones, tensiones, entre otros, de los diferentes componentes del sistema. Estos resultados sirven como indicadores de desempeño durante la construcción y operación de la estructura.

La asertividad de un modelo numérico depende principalmente de las propiedades de los materiales inseridos en el modelo y las condiciones de contorno impuestas en este. Una manera de estimar si el abordaje de modelado es adecuado, es realizar validaciones o calibraciones a partir de modelos de escala real u obras instrumentadas, es decir, modelos físicos.

En el presente estudio se realizó la simulación numérica de un muro de suelo mecánicamente estabilizado con geosintéticos, con el objetivo de validar la pertinencia de las consideraciones de modelado.

2.1 *Configuración del modelo*

El modelo físico adoptado forma parte del estudio del Royal Military College de Canadá sobre muros a escala real de Hatami & Bathurst (2005).

El muro tiene una altura de 3,6 m, ancho de base de 3,3 m y una longitud de base de 5,95 metros. El muro tiene una cara vista rígida con una pendiente de 82° formada por bloques de hormigón de 0,15 metros de altura cada uno. El refuerzo consiste en una geogrilla biaxial de polipropileno con una longitud de 2,52 metros.

Fue utilizado el software *RS2* - Rockscience para desarrollar el modelo numérico del suelo reforzado y simular su respuesta tensión-deformación durante la construcción, al final de la construcción y con sobrecarga, como se muestra en la figura 1.

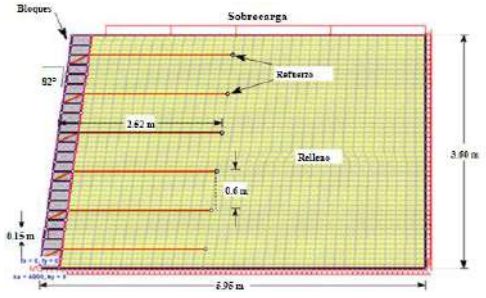


Figura 1. Modelo numérico Muros de Suelo Mecánicamente Estabilizado con Geosintéticos

El modelo se realizó con análisis de deformación plana con solución de eliminación gaussiana. Se generó una malla discretizada por elementos cuadriláteros de ocho nodos.

La base del muro en el modelo físico es rígida, es decir, una fundación de concreto (piso de laboratorio) por lo tanto, en el modelo numérico fue simulada a través de apoyos con restricción horizontal y vertical. La base de la cara vista se simuló mediante apoyos con restricción vertical. El pie del paramento fue contenido horizontalmente por un elemento muelle con una rigidez de 4 MN/m, simulando la viga de reacción fija instalada en el modelo físico.

Para simular la construcción y la sobrecarga posterior, el muro se simuló en 32 etapas. Las primeras 25 etapas corresponden a la construcción del muro, en las que, para cada etapa, se modeló el equivalente a un bloque de cara vista, es decir, 150 mm, y se aplicó una carga de compactación de 8 kN/m, sucesivamente hasta completar la construcción del muro. Posteriormente, se simularon 7 etapas de carga de sobrecarga creciente de 10 kPa hasta alcanzar la sobrecarga de 70 kPa, de acuerdo con Hatami & Bathurst (2006).

El relleno del muro, caracterizado por Hatami & Bathurst (2006) como una arena limpia (arena RMC), fue modelado utilizando dos modelos constitutivos de suelo: el modelo elástico-plástico bilineal con ruptura de Mohr-Coulomb y el modelo hiperbólico de Duncan Chang, el primero, es el más común en modelación geotécnica y el segundo se basa en la curva esfuerzo-deformación en ensayos de compresión triaxial que puede aproximarse por una función hiperbólica con módulo de Young variable. Los parámetros utilizados, basados en los estudios de Huang *et al.* (2009), se presentan en la Tabla1.

Tabla 1. Parámetros de resistencia del suelo

Parámetros	Elástico-plástico bilineal	Hiperbólico
Módulo de elasticidad (kPa)	40.000	-
Cohesión (kPa)	2	2
Angulo de fricción (°)	44	44
Razón de Poisson	0.25	0.25
Angulo de dilatancia (°)	11	-
Índice de modulo elástico	-	800
Módulo de descarga y recarga	-	960
Exponente de modulo plástico	-	0.5
Razón de falla	-	0.86

La interacción entre los materiales constituye una etapa relevante durante el modelado de estas estructuras. Para simular la interacción entre los bloques de cara vista, las juntas se modelaron con el criterio de deslizamiento material dependent. Además, la interacción entre los bloques de cara vista y el suelo de relleno se modeló adoptando el criterio de deslizamiento de Mohr Coulomb, con los parámetros publicados por Damians et al. (2014).

Por otro lado, interfaces estructurales Structural Interface fueron utilizadas para simular la interacción entre la geogrilla y el suelo. La geogrilla se consideró como material elástico, con el módulo de Young basado en los datos de rigidez de Hatami & Bathurst (2006). El ángulo de fricción de la junta se hizo igual al ángulo de fricción del suelo, y considerando que la junta estaba perfectamente adherida. Las características de la junta se tomaron de Damians et al. (2014) y los parámetros del refuerzo, la cara y la junta se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de resistencia de los componentes y juntas del muro.

Parámetros	Valor
Geogrilla	
Rigidez (kN/m)	115
Resistencia ultima (kN/m)	14
Junta Suelo - Geogrilla	
Angulo de fricción (°)	44
Rigidez Normal (kPa/m)	1000
Rigidez Cortante (kPa/m)	1000
Junta Bloque - Bloque	
Coeficiente de interfaz	1
Junta Suelo - Bloque	
Cohesión (kPa)	1
Angulo de fricción (°)	44
Rigidez Normal (kPa/m)	100000
Rigidez Cortante (kPa/m)	1000

2.2 *Resultados*

Fueron analizados los resultados de desplazamiento lateral de la cara vista, comportamiento en la fundación y deformación en los refuerzos, comparando los resultados de instrumentación obtenidos en laboratorio por de Hatami & Bathurst (2005), con los resultados de los modelos numéricos simulados a partir de los modelos constitutivos elástico-plástico bilineal e hiperbólico.

La figura 2 muestra los desplazamientos laterales máximos del muro en la región de la cara vista con el aumento de la carga de sobrecarga, para los modelos 2D. En esta figura se puede observar que los desplazamientos del muro obtenidos con el modelo numérico muestran una buena concordancia con los desplazamientos medidos en el modelo físico, indicando la pertinencia del modelo numérico.

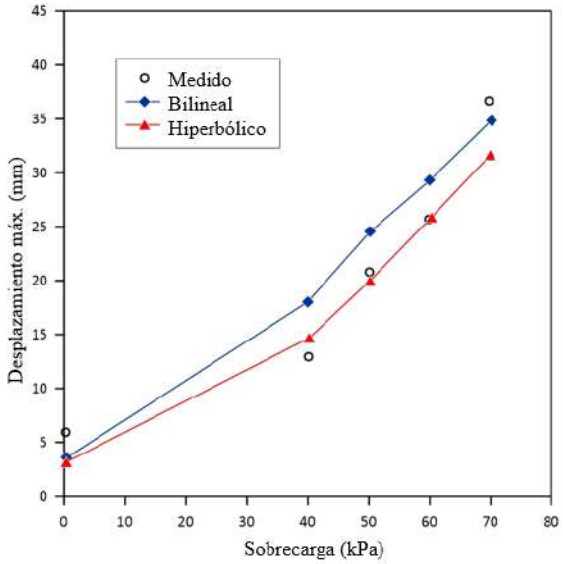


Figura 2. Máximos desplazamientos laterales.

En todos los casos considerados, los desplazamientos del muro obtenidos con los análisis numéricos aumentan con el nivel de sobrecarga, de forma consistente con el patrón de los valores medidos. Se observa que justo al final de la construcción del muro, cuando la sobrecarga es de 0 kPa, el desplazamiento máximo del muro es de aproximadamente 0,15 % de la altura del muro, mientras que, para el nivel de sobrecarga más alto, cuando la sobrecarga es de 70 kPa, el desplazamiento corresponde a aproximadamente 1% de la altura total del muro, lo que demuestra el buen desempeño de la estructura, incluso en condiciones de sobrecarga alta. Esto demuestra que la solución de suelo reforzado con geosintéticos como estructura de contención, presenta bajos desplazamientos laterales, incluso sometida a altas cargas.

En general, se puede observar que, en las etapas de sobrecarga, los desplazamientos estimados son muy cercanos o ligeramente superiores a los valores esperados, lo que se considera una buena predicción y a favor de la seguridad.

Además, cabe destacar que el modelo hiperbólico, proporcionó desplazamientos más cercanos a los desplazamientos reales del muro. Esto se debe a la naturaleza hiperbólica del modelo, que se adapta mejor al comportamiento tensión-deformación del suelo.

En cuanto a la presión vertical sobre la cimentación, fue verificada al final de la construcción. La figura 3 muestra las presiones verticales sobre la cimentación (σv), normalizadas con el peso unitario del suelo (γs) y la altura del muro (H). Los valores de presión también muestran un acuerdo satisfactorio con los valores medidos, capturando la alta presión generada por el peso de la cara vista, así como la tendencia de reducción de las presiones en la parte posterior de la cara, debido a las fuerzas movilizadas de la conexión del refuerzo con la cara vista. También se observa que la distribución vertical de presiones en la cimentación acorde a los resultados del modelo físico para ambos modelos constitutivos de suelo.

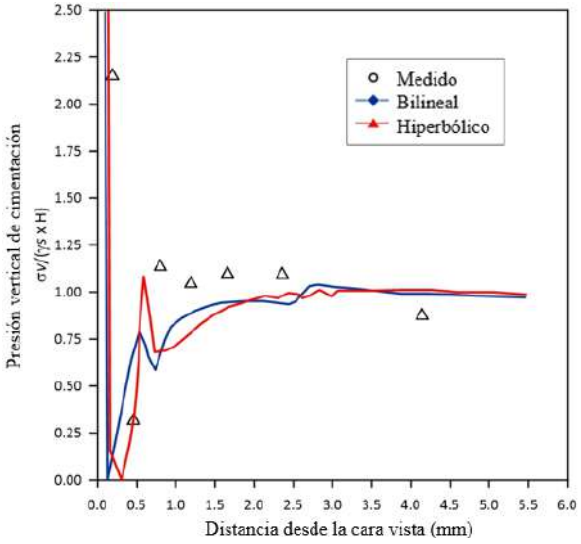


Figura 3. Presión vertical en la fundación.

Por último, las deformaciones del refuerzo, de modo general los resultados de la simulación numérica son coincidentes con los valores del modelo físico, al final de la construcción y considerando acción de la sobrecarga. La Figura 4 muestra las deformaciones del refuerzo correspondientes al final de la construcción del muro, y la Figura 5 muestra las deformaciones de la armadura correspondientes a la etapa de carga de sobrecarga de 50 kPa.

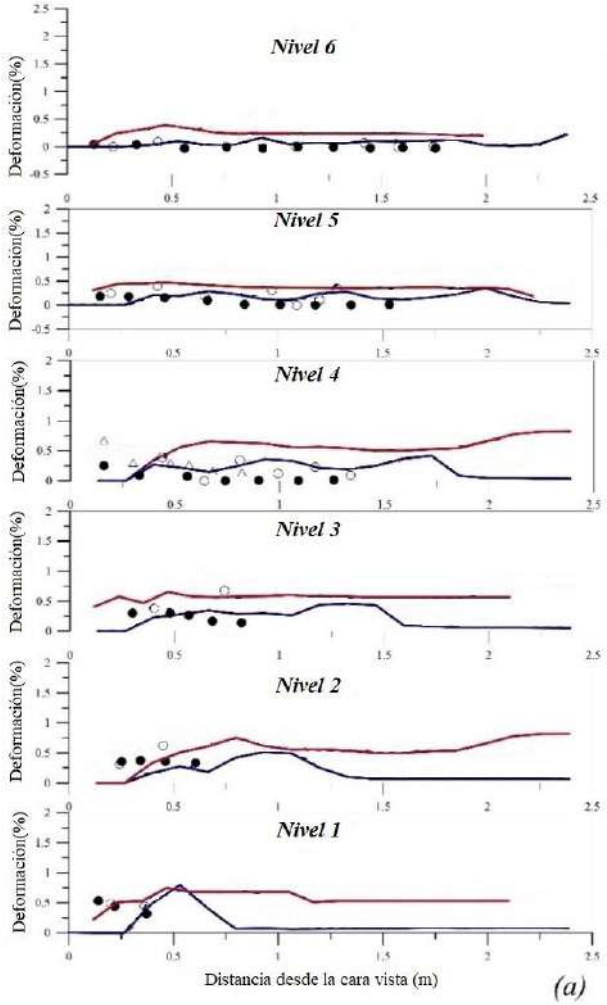


Figura 4. Deformación del refuerzo al final de la construcción.

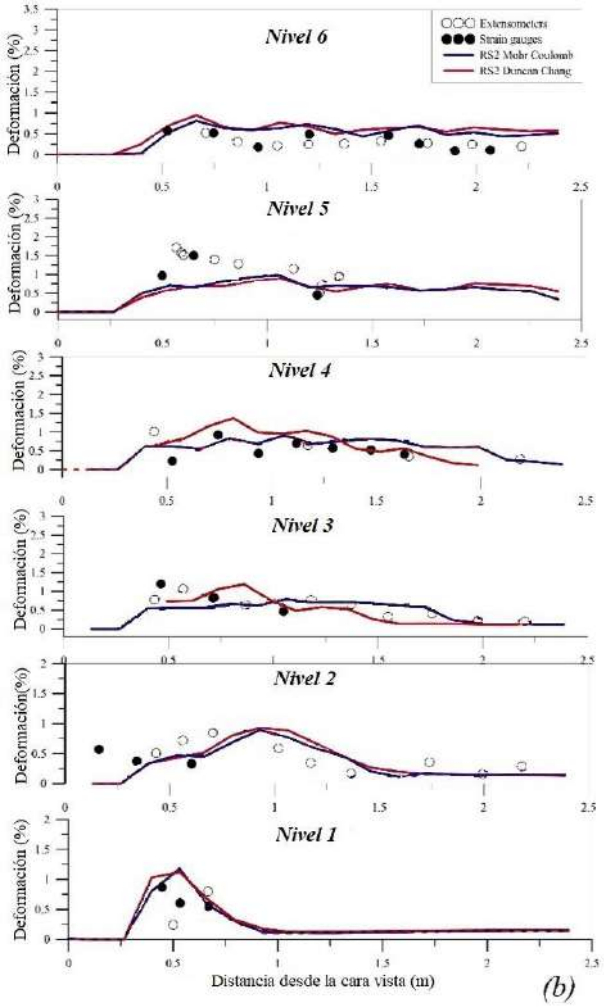


Figura 5. Deformación del refuerzo al final de la construcción

Como se muestra en la Figura 4, los valores de deformación del refuerzo del modelo muestran una buena concordancia con los valores medidos por instrumentación, especialmente para las capas 4, 5 y 6, para las magnitudes y posiciones máximas de deformación al final de la construcción en todas las simulaciones.

Para las capas 1, 2 y 3, aunque las deformaciones se encuentran dentro del rango esperado, los valores predichos no se aproximan tanto como en las capas 4, 5 y 6, al final de la construcción del muro. También se observa que los modelos que utilizan el modelo hiperbólico tienden a sobreestimar las deformaciones del refuerzo.

De acuerdo con la Figura 5, para la etapa de sobrecarga de 50 kPa, los valores de deformación del refuerzo, predichos por los modelos numéricos, están en buen acuerdo con los que corresponden al modelo físico de referencia.

Sin embargo, en la capa 5, los valores predichos por los modelos numéricos están subestimados, por debajo de los valores medidos en el modelo físico. También hay que señalar que, en cualquier caso, no se observó ninguna deformación fue superior al 2%.

En general, la simulación mostró las consideraciones relevantes que deben ser tenidas en cuenta durante el modelado numérico mediante el método de los elementos finitos y su pertinencia siempre y cuando las consideraciones del modelo sean adecuadas. Es evidenciado que esta solución de contención de suelos genera valores de desplazamiento de cara, vista y deformaciones en el refuerzo, relativamente bajos.

3 CASOS DE OBRA EN ARGENTINA

En Argentina se dispone de vasta experiencia en muros de suelo estabilizados mecánicamente con refuerzos geosintéticos y diferentes tipos de cara vista desde hace más de 20 años.

En particular se presentan tres casos de estudio a modo de ejemplos con caravista de bloques de hormigón en diferentes regiones y aplicaciones. Desde ámbitos urbanos con carga vehicular, industriales y de contención de montaña con valor arquitectónico.

3.1 *Hotel en Bariloche*

Un importante hotel ubicado en la ciudad de Bariloche, Argentina encargó la construcción de un nuevo edificio para ampliar su capacidad. Dado que se encuentra sobre el Lago Moreno y próximo al pie de una ladera de montaña se debió realizar el desmonte de la misma mediante voladura encontrándose que el talud era inestable debido a la heterogeneidad del suelo, siendo roca fractura y suelo coluvial.

Para contener el talud se realizó en el año 2006 un muro de 1.650 m² de frente, con variación de altura entre 5 y 10 m a lo largo de los 200 m de desarrollo.

Este muro tiene la particularidad que se subdividió en 2 secciones en altura dependiendo del tipo de suelo donde anclarse, la solución de suelo reforzado se aplicó básicamente a las zonas donde se podía conformar un terraplén por delante del suelo de origen coluvial, mientras que los anclajes metálicos inyectados fueron empleados para estabilizar la roca fracturada.

La solución contó además con sendas capas granulares drenantes, una detrás del muro de bloques y otra contra la ladera, sobre la cual se instaló previamente un geotextil no tejido. La obra es presentada en la figuras 6 y 7.

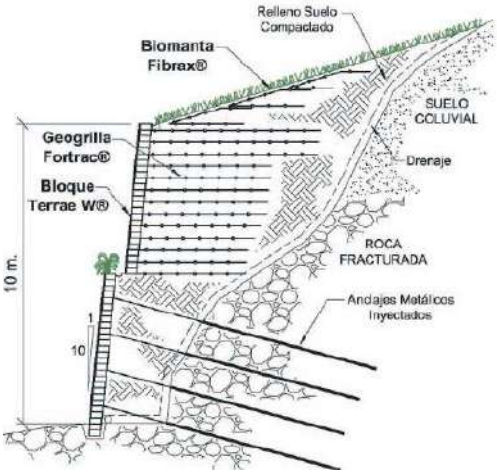


Figura 6. Esquema constructivo del Muro del Hotel, Argentina



Figura 7 Muro de Bloques terminado en Hotel, Bariloche, Argentina

3.2 *Planta Alimenticia en Santa Fe*

Una planta alimenticia ubicada sobre la costa del Río Paraná en la ciudad Villa Gobernador Gálvez, provincia de Santa Fé, Argentina está emplaza en un predio con importantes desniveles por la propia topografía de la zona.

Como parte de un plan de remodelación y acondicionamiento, se decidió reemplazar los muros existentes -de más de 10 m de altura- ya que comenzaron a presentar fallas debido principalmente a la continua infiltración de agua en el suelo y la saturación del mismo. La nueva estructura debía ser capaz de contener la barranca y a su vez permitir el drenaje del suelo para garantizar su estabilidad geotécnica.

Se construyó en el año 2020 un muro de suelo estabilizado mecánicamente con cara vista de bloques de hormigón de 550m2 de frente y 10m de alto para reemplazar a los tradicionales de hormigón que estaban deteriorados.

El muro prácticamente vertical de bloques sueltos se reforzó únicamente con 18 niveles de geogrillas sintéticas de polivinilo alcohol (PVA) de 9m de longitud de anclaje y 60cm de espaciamiento vertical, sin ningún elemento de acero y contó en su coronamiento con un pavimento de suelo cemento a modo de permitir el tránsito de equipos y a su vez como sello de muy baja permeabilidad para minimizar la infiltración en el relleno. La obra es ilustrada en las figuras 8, 9 y 10.

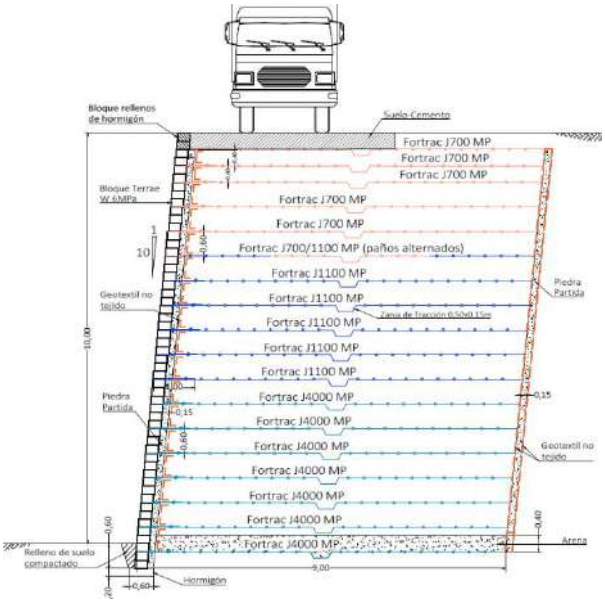


Figura 8. Esquema de diseño del muro reforzado con geosintéticos en industria alimenticia en Santa fe, Argentina.



Figura 9. Comienzo de etapa constructiva, disposición de geogrillas y relleno compactado



Figura 10. Muro de suelo estabilizado mecánicamente de 10m de altura terminado.

Si bien las mayores deformaciones se dieron durante la etapa constructiva, al cabo de casi un año de finalizada la construcción se observaron pequeñas grietas superficiales en el pavimento de la parte superior. Probablemente debido a una poca compactación del relleno, especialmente en la región de las curvas donde el equipo tiene dificultades para trabajar por falta de espacio de maniobra y cercanía al frente de bloques sueltos.

Se decidió sellar las grietas para evitar el ingreso de agua y colocar testigos en estos puntos para monitorear la evolución de las grietas junto con un seguimiento topográfico. Al cabo de un tiempo se concluyó que el muro se había estabilizado y no presentó más deformaciones. En ningún momento se produjeron fisuras en los bloques de la cara vista.

3.3 *Centro Logístico en Ciudad de Buenos Aires*

En un predio de 8 hectáreas en Villa Soldati, al sur de la Ciudad de Buenos Aires se desarrolló en el año 2019 un nuevo polo logístico sobre antiguos terrenos inundables por el Río Riachuelo. El predio había funcionado como un relleno sanitario marginal y había recibido sucesivos rellenos heterogéneos, por lo cual debió realizarse un saneamiento y posterior relleno de aproximadamente 5m de suelos seleccionado.

Con el objetivo de salvar dicho desnivel y aprovechar al máximo la superficie del predio, en el borde sobre la Av. 27 de Febrero, se debía realizar una estructura de contención que además del terreno soportaría tránsito vehicular, y que debía fundarse sobre suelos de baja capacidad portante con posibles asentamientos diferenciales.

Se optó por una solución que permita cierta flexibilidad frente a pequeñas deformaciones y se ejecutaron 150m lineales de muro estabilizado mecánicamente con cara vista de bloques de hormigón de 5 m de altura (750 m2), empleándose geogrillas de PVA (polivinil alcohol) como refuerzo geosintético.

Sobre el coronamiento, se ejecutó el pavimento de hormigón para tránsito vehicular, incluyendo la defensa metálica flexible y el cerco perimetral del predio.

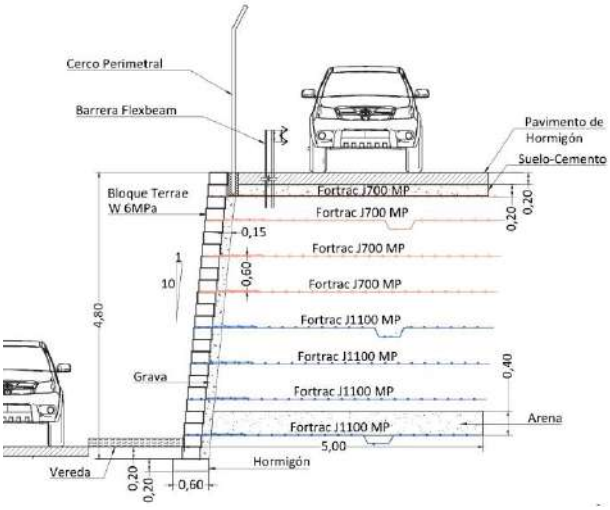


Figura 11. Esquema de diseño del muro de suelo reforzado en parque logístico en Soldati, Ciudad de Buenos Aires.

En este caso en particular el muro de suelo mecánicamente estabilizado se fue realizando de manera muy lenta y paulatina para monitorear las deformaciones por las características del suelo de fundación del predio y también del relleno.

El recrecimiento de 5m se hizo en capas de 30cm a lo largo de 6 meses, y como condición de diseño se estableció una deformación máxima de 5% en los refuerzos geosintéticos. Las deformaciones del sistema se presentaron durante la etapa constructiva estabilizándose previo a la entrada en servicio. Cabe mencionar que al estar los bloques sueltos en el frente, es una cara vista flexible que se acomoda a pequeñas deformaciones. La obra es presentada en las figuras 11, 12 y 13.



Figura 12. Etapa de construcción del muro de suelo reforzado.



Figura 13. Vista del muro terminado desde la Av. 27 de Febrero, CABA.

4 CONCLUSIONES

Este artículo describe el análisis por elementos finitos de un Muro de Suelo Mecánicamente Estabilizado con Geosintéticos, durante su proceso de construcción y tras la aplicación de una carga de sobrecarga. Los análisis se realizaron utilizando los programas RS2. Los modelos realizados obtuvieron una predicción satisfactoria de los desplazamientos laterales de la cara vista, la presión vertical en la cimentación y la deformación de los refuerzos geosintéticos durante la construcción y sobrecarga. Los resultados demostraron que modelos constitutivos simples, como el modelo elastoplástico de Mohr Coulomb, o un modelo más detallado como el modelo hiperbólico de Duncan Chang, resultan adecuados para simular este tipo de estructuras durante su construcción y operación.

Adicionalmente este artículo también evidenció algunos casos exitosos de implementación de obras de muros de suelo mecánicamente estabilizado, con el objetivo de mostrar la pertinencia de la solución en diferentes aplicaciones de muros de contención para infraestructura civil.

5 REFERENCIAS

Alexiew, D., Assinder, P., & Plankel, A. (2016, March). *Long-term experience with a ge-ogrid-reinforced landslide stabilization*. In Proceedings of the First Southern African Ge-otechnical Conference (p. 387). CRC Press

Curiel, A., & Forteza, A. (2007). *Muro de contención en suelo reforzado.* Memoria Investigaciones en Ingeniería, (5), 97-111.

Bathurst, R. J., & Hatami, K. (2001). *Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls*. In Proc., 10th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics (pp. 1223-1232)

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., & Lloret, A. (2014) *Numerical study of the influence of foundationcompressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls*. InternationalJournal of Geotechnical Engineering, 8(3), 247–259.

Guler, E., Hamderi, M., & Demirkan, M. M. (2007). *Numerical analysis of reinforced soil-retaining wallstructures with cohesive and granular backfills.* Geosynthetics International, 14(6), 330–345.

Guler, E., Alexiew, D., & Basbug, E. (2011). *Dynamic behavior of geogrid reinforced seg-mental block walls under earthquake loads*. Santiago, 10, 13.

Hatami, Kianoosh, & Bathurst, R. J. (2005). *Development and verification of a numerical model for theanalysis of geosynthethic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions.* Canadian Geotechnical Journal, 42(4), 1066–1085.

Hatami, K, & Bathurst, R. J. (2006). *Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(6), 673–684.

Huang, B., Bathurst, R. J., & Hatami, K. (2009). *Numerical study of reinforced soil segmental walls usingthree different constitutive soil models.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,135(10), 1486–1498.

Mendiz, A & Ruiz F (2021). *Muro de suelo reforzado con geogrillas*. XXV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica - Misiones / Argentina

Rodríguez, C & Dal Farra A (2006). *Muro de suelo reforzado con geogrillas y anclajes con cara vista de bloques premoldeados de hormigón Hotel Llao Llao – Bariloche – Río Negro.* XVIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica – San Juan / Argentina

Poggi, F., & Russo, L. E. (2019). *Huge reinforced slope subjected to a strong earthquake during construction phase*. In Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Devel-opment of Environment and Constructions (pp. 4523-4531). CRC Press.

Rocscience. (2020). *RS2, 2D Finite Element Analysis Software*, Toronto, Ontario, Canada.Rocscience. (2020).

Wu, J. T. H. (2019). *Characteristics of Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Walls: an Overview of Field-Scale Experiments and Analytical Studies.* Transportation Infrastructure Geotechnology, 6(2), 138–163

Asentamientos de fundaciones superficiales en loess inducidos por el humedecimiento del suelo

Settlements of shallow foundations in loess induced by soil wetting

Ignacio Giomi & Franco M. Francisca
Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Argentina. Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET-Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, ignaciogiomi@unc.edu.ar.

RESUMEN: Los loess del centro de Argentina presentan un comportamiento metaestable, cuya respuesta mecánica depende fuertemente del contenido de agua. En consecuencia, el incremento del contenido de humedad genera cambios volumétricos importantes, pudiendo ocasionar grandes asentamientos sobre las estructuras fundadas sobre dichos estratos. En este trabajo se presenta un modelo hidromecánico (H-M), desarrollado a partir del programa Comsol Multiphysics, con el fin de analizar la respuesta tenso-deformacional del suelo en fundaciones superficiales. El modelo fue calibrado, por un lado, a partir de ensayos doble edométricos y la curva característica del suelo, y por otro, a través de mediciones de asentamientos medidos en prototipos de fundaciones sometidos a una tasa controlada de inundación. Mediante la implementación de análisis inversos fue posible determinar la combinación de parámetros óptimos para representar la respuesta tenso-deformacional del suelo. Se analizó el efecto de los parámetros de ajuste en las curvas de asentamientos versus tiempo y la capacidad del modelo H-M propuesto en ser empleado como modelo predictivo en suelos de características colapsables.

ABSTRACT: Loess soil presents a collapsible behavior and suffers significant settlements due to wetting that can seriously affect the structures supported on it. The increase in water content produces a permanent change in loess soil microstructure and sudden volume reductions. This work presents a hydro-mechanical (H-M) model to analyze the soil response and the behavior of strip foundations on loess soil using a 2D finite element model. Numerical models were calibrated, on one hand, from experimental data of double oedometer tests and soil water characteristic curve; and, on the second hand, by retrofit analysis from the measurement of settlements in full-scale foundation prototypes over collapsible loess during controlled water pipe leakage. Settlements were studied by performing inverse analyses while the optimum sets of parameters were achieved. The results demonstrate the accuracy of the H-M model to pedict the collapse-induced settlements of shallow foundations.

PALABRAS CLAVE: loess – modelo hidro-mecánico – colapso – fundaciones superficiales

KEYWORDS: loess – hydro-mechanical model – collapse – shallow foundations

1 INTRODUCCIÓN.

Los loess presentan un comportamiento colapsable frente a escenarios de humedecimiento, ya que sufren deformaciones que afectan seriamente a las estructuras fundadas sobre este tipo de suelos. El incremento del contenido de agua produce un cambio permanente en la estructura y variaciones volumétricas repentinas (Rinaldi et al. 2007, Francisca 2007). Los cambios volumétricos se traducen en grandes asentamientos verticales, y consecuentemente en daños estructurales. Debido a la saturación progresiva, se producen hundimientos y agrietamientos de las estructuras fundadas en suelos colapsables (Rezaei et al. 2012), como consecuencia de la reducción en los módulos de deformación y la resistencia al corte (Alawaji 2008). Rocca (2005) calculó asentamientos por humedecimiento a partir de una metodología simplificada en loess colapsables, empleando mediciones in-situ reportadas por Moll & Reginatto (1970) sobre prototipos de fundaciones de casas a escala real. Los asentamientos observados a largo plazo fueron del orden del 78% de los calculados por el método propuesto. Por su parte, Francisca & Arrua (2007) analizaron la variabilidad del comportamiento de suelos loéssicos a través de ensayos numéricos mediante elementos finitos haciendo énfasis en la respuesta tenso-deformacional del suelo. Concluyendo que la no contemplación de la mayor rigidez en la matriz del suelo (tales como nódulos, agregados, clastos, etc.) produce sobre dimensionamientos en las estructuras de fundación debido a la subestimación de los parámetros resistentes obtenidos de ensayos de rutina.

Los modelos constitutivos de la mecánica de suelos no saturados han jugado un rol crucial en el entendimiento del fenómeno de colapso en las últimas tres décadas, sobre todo, a partir de los años noventa, con la implementación del modelo Básico de Barcelona (Alonso et al. 1990). En los últimos años, se ha realizado un esfuerzo muy grande en generar modelos hidro-mecánicos (H-M), capaces de representar el comportamiento tenso-deformacional del suelo, para distintas tipologías de fundaciones y diferentes escenarios de saturación.

Los modelos H-M son fundamentales e indispensables para simular y comprender el comportamiento de suelos parcialmente saturados. Distintos autores han estudiado el comportamiento de suelos parcialmente saturados a partir de procesos de humedecimiento (Tamagini 2001, Casini 2012; Wang et al. 2013, Rotisciani et al. 2015, Kim et al. 2017, Tang et al. 2017, Xu et al. 2018, Haeri et al. 2019). Además, diversos trabajos se centraron sobre el efecto de la succión en el comportamiento de fundaciones superficiales y profundas (Mashhour et al. 2016, Ashour et al. 2021, Lalicata et al. 2020, Rodrigues et al. 2021).

En este trabajo se presenta un modelo hidromecánico con el fin de analizar la respuesta de fundaciones superficiales a través de un modelo 2D implementado en el programa de elementos

finitos Comsol Multiphysics. En primer lugar, la calibración del modelo se obtuvo a través de ensayos doble edométricos (a humedad natural y saturados) y la curva característica del suelo, y en segundo lugar, a partir de los asentamientos medidos en prototipos de fundaciones superficiales sometidas al humedecimiento del suelo, medidos por Moll & Reginatto (1970). Se analizaron las curvas de asentamientos en el tiempo durante un período de inundación de aproximadamente dos años y la contribución de distintas propiedades del suelo en los asentamientos medidos. Se realizó un análisis inverso con el objeto de determinar la combinación óptima de parámetros del suelo que permiten explicar los asentamientos medidos. De esta manera, fue posible demostrar la capacidad del modelo H-M propuesto de ser empleado como modelo predictivo del comportamiento hidráulico y mecánico de los suelos loéssicos de Córdoba.

1.1 *Modelos hidro-mecánicos*

Los modelos hidro-mecánicos han sido ampliamente utilizados para simular la respuesta del suelo, a través de acoplamiento entre la respuesta hidráulica (simulando eventos de infiltración, inundación, precipitaciones, ascensos del nivel freático, entre otros) y el empleo de modelos constitutivos extendidos a la condición de saturación parcial.

Alawaji (2008) implementó un modelo en elementos finitos con el objetivo de simular el efecto que generan las pérdidas en tuberías enterradas sobre los asentamientos y la estabilidad en suelos de sub-base, evidenciando como el humedecimiento aumenta los desplazamientos verticales y en consecuencias las deflexiones de las tuberías.

Casini (2012) presentó un modelo simple para la predicción de asentamientos por humedecimiento en suelos parcialmente saturados. El modelo, a pesar de su simplicidad, es capaz de calcular las compresiones inducidas por los cambios en el contenido de agua y en el estado tensional. Los asentamientos en fundaciones superficiales fueron estimados de manera satisfactoria en condiciones de carga y humedecimiento.

Rotisciani et al. (2015) analizaron la respuesta de depósitos naturales bajo diferentes escenarios de infiltración. Implementaron un modelo poro-mecánico para suelos colapsables parcialmente saturados, en condiciones de succión controlada, y los resultados provenientes de ensayos triaxiales fueron empleados para determinar la conductividad hidráulica. Las máximas deformaciones plásticas se obtuvieron para la condición de saturación completa del perfil de suelo analizado.

Kim et al. (2017) introdujeron un modelo en Plaxis 2D, con el fin de analizar asentamientos en fundaciones superficiales, como consecuencia de infiltraciones producidas por precipitaciones. La condición de saturación parcial fue tenida en cuenta mediante un módulo de elasticidad no saturado. Se encontró que las precipitaciones generaron asentamientos adicionales y una disminución apreciable de la succión matricial.

Tang et al. (2017) analizaron la capacidad portante en fundaciones superficiales en estado no saturado a través de un modelo acoplado hidro-mecánico. Se empleó Mohr-Coulomb como modelo constitutivo y el modelo hidráulico a través de la curva característica. Se analizaron tres condiciones de drenaje distintas (succión constante, contenido de humedad constante y contribución constante a la tensión), concluyendo que la succión tiene un efecto muy significativo sobre la capacidad portante de la fundación analizada.

Xu et al. (2018) propusieron un modelo H-M, usando ensayos edométricos para la calibración del modelo Básico de Barcelona (BBM), en los cual se analizaron los asentamientos en loess producto de la elevación del nivel freático. Se obtuvo un muy buen grado de correlación entre las simulaciones numéricas y las mediciones experimentales e in-situ. Los autores consideran que el modelo H-M propuesto es aplicable a otros tipos de loess, siempre y cuando se midan las curvas características de los suelos simulados.

Haeri et al. (2019) analizaron la capacidad portante de fundaciones superficiales en arenas no saturadas, considerando dos enfoques. Por un lado, se discute la solución analítica y luego se considera la respuesta a través de un modelo 3D en diferencias finitas para considerar la no linealidad de las tensiones en estado no saturado, combinado con la cohesión dependiente de la succión. Para el estudio se analizó un plato de carga bajo diferentes niveles de succión matricial y distintos espesores de enterramiento de zapatas; logrando a través del modelo capturar las tendencias obtenidas experimentalmente en la variación de los asentamientos y de la capacidad portante, en función de la succión y la carga aplicada.

Rodrigues et al. (2021) presentaron un modelo numérico para entender mejor el efecto de la compactación en suelos arcillosos subtropicales en condiciones de carga y humedecimiento. El modelo H-M fue implementado en CODEBRIGHT, empleando como modelo constitutivo el BBM, calibrado mediante ensayos experimentales y mediciones in-situ. Se determinó que la compactación disminuye considerablemente los cambios volumétricos por colapso producto del humedecimiento y consecuentemente los asentamientos en fundaciones superficiales.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 *Suelo empleado*

Se obtuvieron 12 muestras inalteradas de loess provenientes de 4 damas de suelos extraídos de calicatas ubicadas en Ciudad Universitaria, Ciudad de Córdoba (3 muestras inalteradas por cada dama de suelo). La recolección de las muestras se realizó a través de excavaciones a mano, a 1 metro de profundidad, obteniéndose damas de suelo de 25 cm de diámetro y 35 cm de alto, aproximadamente. Las muestras fueron colocadas en bolsas herméticas, transportadas al Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Córdoba, y por último preservadas en la cámara húmeda hasta que se ensayaron. En la Tabla 1 se resumen las propiedades principales de las muestras ensayadas.

Tabla 1. Propiedades geotécnicas de las muestras de loess ensayadas.

Propiedades	Media	Desv. estándar	Norma ASTM
Peso unitario seco (kN/m3)	13,47	0,31	D4254
Límite líquido (%)	24,65	1,03	D4318
Límite plástico (%)	21,35	1,47	D4318
Índice de plasticidad (%)	3,30	1,55	D4318
Pasante tamiz No. 200 (%)	90,33	4,69	D422-63
Relación de vacíos (-)	0,97	0,05	D2435
Humedad natural (%)	7,87	2,29	D2216
Gravedad específica (-)	2,65	0,00	D854

2.2 *Ensayos doble edométricos*

Se llevaron a cabo ensayos doble edométricos a partir de ensayos de compresión confinada a desplazamiento lateral nulo. Por cada dama de suelo, se tallaron dos muestras inalteradas gemelas, que, al provenir del mismo lugar, tenían prácticamente la misma presión de tapada, la misma relación de vacíos inicial y el mismo contenido de humedad. Por cada dupla de muestras gemelas, una fue ensayada a humedad natural y la otra inundada. Los ensayos doble edométricos se ejecutaron a partir de la consolidación unidimensional, de acuerdo a lo establecido por la norma ASTM 2435-03, empleando el Método A, en muestras a humedad

natural y saturadas. Los incrementos de carga, comenzaron a partir de una carga de asiento de 0,1 kPa hasta los 400 kPa. Cada incremento de carga fue del doble en relación al incremento anterior. En todos los casos se observó el fin de la consolidación primaria. Aquellas muestras ensayadas en estado de saturación, fueron sumergidas en agua durante un período de 24 horas, antes del primer salto de carga. En todos los casos, las muestras llegaron a contenidos de agua cercanos a la saturación, aunque la completa saturación no pueda ser garantizada (Fase de Post-Colapso de acuerdo a Pereira & Fredlund 2000).

2.3 *Medición de succión a través de la técnica de papel de filtro.*

Se tallaron muestras inalteradas con las mismas dimensiones de las muestras empleadas en los ensayos edométricos (63,3 mm de diámetro y 25,3 de altura). La técnica de papel de filtro fue realizada con el fin de determinar la curva característica (SWCC, "Soil Water Characteristic Curve", por sus siglas en inglés) de acuerdo a la norma ASTM 5298. La succión fue medida a través de papeles de filtro Whatman n° 42 y los valores de succión fueron determinados a través de la curva de calibración succión-contenido de humedad, para la rama húmeda en el tramo de humedecimiento.

En este trabajo el modelo de curva característica de van Genuchten (1980) – Mualem (1976) fue calibrada con los datos experimentales, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\theta(s) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1+\alpha s^n]^{m_v}} \quad \textbf{(1)}$$

donde, $\theta(s)$ es el contenido volumétrico de agua, θ_s el contenido de agua para la saturación, θ_r el contenido de agua residual, α, n y m_v los parámetros de ajuste de la ecuación. De acuerdo a Mualem (1976), la relación entre n y m_v es $m_v = 1 - 1/n$. La Figura 1 muestra el resultado de las mediciones de succión en loess determinados a través de la técnica de papel de filtro y el ajuste del modelo de curva característica.

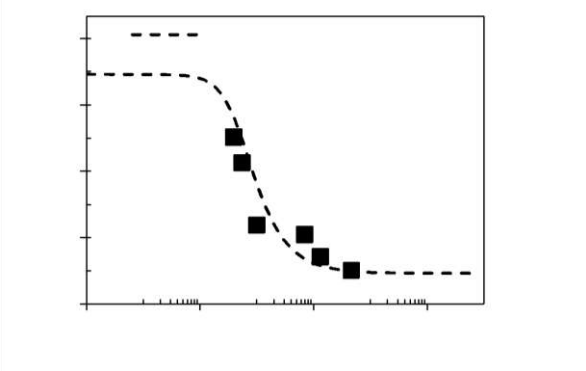


Figura 1. Curva característica del suelo ensayado (suelo loéssico de la Ciudad de Córdoba).

2.4 *Investigaciones in-situ*

A principios de los años setenta (70), se construyeron cinco (5) prototipos de casas en Ciudad Universitaria, en la ciudad de Córdoba. El objetivo del proyecto fue analizar el comportamiento a largo plazo de distintas tipologías de fundaciones producto de pérdidas de agua en cañerías, con el fin de cuantificar las deformaciones por colapso en suelos loéssicos. El modelo de fundaciones a escala fue reportado y realizado por Moll & Reginatto (1970).

En la Figura 2 se muestra la distribución espacial en planta de tres de las casas construidas que se encontraban fundadas sobre zapatas corridas (casas 3, 4 y 5). Las casas 1 y 2, con fundaciones profundas no son analizadas en este trabajo. La casa 3 fue fundada a través de un cimiento superficial de hormigón ciclópeo a la cal, de 60 cm de espesor y 80 cm de profundidad. La casa 4 a través de una zapata corrida de hormigón armado de 80 cm de ancho y 80 cm de profundidad, con viga de encadenamiento (T invertida). Finalmente, la casa 5 fue fundada con un cimiento superficial de hormigón ciclópeo a la cal, de 60 cm de ancho y 80 cm de profundidad, con viga de encadenamiento superior (Rocca 2005).

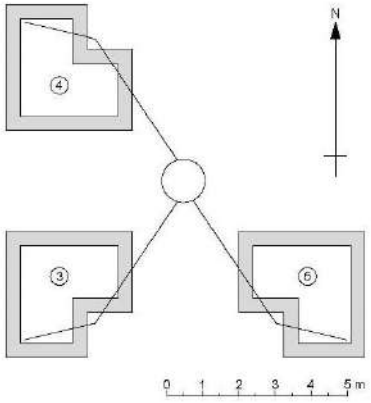


Figura 2. Distribución espacial de los prototipos de casa. Prototipos de fundaciones superficiales.

2.5 *Modelación en elementos finitos*

Se implementó un modelo hidro-mecánico en la versión 5.5 de Comsol Multiphysics. Se trata de un modelo 2D en deformaciones planas, en el cual se empleó el modelo Básico de Barcelona Extendido (EBB), desarrollado por Pedroso & Farias (2011), como modelo constitutivo (y la ecuación de Richards para simular el proceso de humedecimiento del suelo en el modelo hidráulico. Las principales dimensiones adoptadas en el modelo pueden observarse en la Figura 3. El dominio del suelo fue definido a partir de un ancho de 40 m y 15 m de espesor. Estas dimensiones fueron adoptadas en un proceso iterativo para evitar problemas de borde en el modelo hidráulico. Por otra parte, las dimensiones de la fundación fueron consideradas de acuerdo a las dimensiones de los prototipos de fundación construidos por Moll & Reginatto (1970).

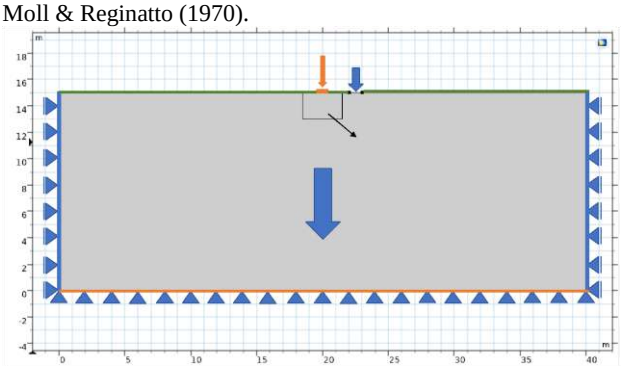


Figura 3. Geometría y condiciones de bordes adoptadas en el modelo mecánico e hidráulico.

La Figura 3 presenta, por un lado, las condiciones de borde del modelo mecánico. El borde inferior es fijo, siendo los desplazamientos restringidos en ambas direcciones. En los bordes laterales, se adoptaron apoyos móviles, donde los desplazamientos están restringidos en la dirección normal y se admiten movimientos en la dirección vertical. En el borde superior los desplazamientos están permitidos en todas las direcciones. Se definió la fuerza de gravedad como una fuerza másica en todo el dominio del suelo. Como primer paso, se

estableció un estudio estacionario que no varía con el tiempo, en el cual se aplicó la carga de acuerdo a una función paramétrica que aumenta linealmente, simulando el proceso de construcción hasta su etapa final. Una vez aplicada la carga final, se estableció la respuesta del modelo en función del tiempo. Para el tiempo inicial (0 días), la carga vertical es constante, equivalente al peso de la construcción y de la fundación, simulando las cargas transmitidas por la estructura al suelo. La carga final fue definida como 30 kPa para los prototipos 3 y 5, y 25 kPa para el prototipo 4. La carga se estimó considerando losa de viguetas y muros de ladrillo de 2,5 m de altura y 0,20 m de espesor, de acuerdo a los datos publicados por Moll y Reginatto (1970).

Las condiciones de borde adoptadas para el modelo hidráulico se muestran en la Figura 3. En los bordes laterales no se admite flujo, por este motivo se establecieron las dimensiones laterales del dominio (40 m) de tal manera de no afectar el proceso de humedecimiento que se producía desde la superficie, al igual que el espesor de suelo considerado (15 m). En el borde inferior, se definió una presión de agua negativa de 50 kPa, y en el borde superior una presión negativa de 200 kPa, para la condición inicial. En el dominio del suelo, la succión varía linealmente de acuerdo a los valores definidos en los extremos (200 kPa y 50 kPa, para los bordes superior e inferior, respectivamente) y varía en el tiempo a medida que el frente de inundación avanza. La adopción de una variación lineal de la succión asume una simplificación que no considera las variaciones estacionales que ocurren en la superficie del terreno producto de los ciclos de humedecimiento y secado, propios del clima semiárido de la Provincia de Córdoba. Los cambios por eventos climáticos en la variación de la succión fueron despreciados, ya que la simulación del proceso de humedecimiento tiene un efecto mucho más significativo, desde el tiempo cero. La velocidad de entrada de agua, como fuente puntual, simula la pérdida de una cañería de agua, recreando las condiciones materializadas en los prototipos definidos por Moll y Reginatto (1970). El valor de velocidad de entrada fue estimado ya que no se cuentan con datos precisos sobre el caudal de agua y ajustado a partir del problema de optimización mediante análisis inversos. Los valores de succión establecidos como extremos, fueron implementados de acuerdo a la variación del contenido de humedad comúnmente encontrados en estos suelos y correlacionados a partir de la curva característica medida a través de la técnica de papel de filtro.

Los parámetros adoptados para el modelo hidráulico fueron definidos en la Tabla 2. Las propiedades consideradas fueron la humedad volumétrica saturada (θs), la humedad volumétrica residual (θr) y la conductividad hidráulica (Ks). Por otra parte, el modelo de almacenamiento es definido por la compresibilidad del fluido (χf) y la compresibilidad de la fracción mineral (χp). Por último, el modelo de curva característica adoptado corresponde a la ecuación de van Genuchten (1980) – Mualem (1976), en el cual se especifican las variables de ajuste α, n y l. A partir de la curva característica ensayada, se definieron las variables de la curva característica y las fracciones volumétricas de líquido para el estado saturado y residual.

El mallado consistió en elementos triangulares, siendo el número de elementos, nodos y de vértices de 900, 1800 y 500, respectivamente. El orden de integración fue de 2, con funciones de interpolación lineal y el número de puntos de integración de Gauss de 2 x 2. Además, se introdujo un dominio de control de mallado en la zona localizada debajo de la fundación para refinarlo y de esta forma evitar problemas de convergencia del modelo numérico. Por otra parte, la malla adoptada para el modelo hidráulico fue mucho más refinada, en el cual se obtuvieron 42000 elementos, aproximadamente 84000 nodos y una calidad de elemento promedio por encima del 0,95. El orden de integración fue de 4, y el número de puntos de integración de Gauss de 3x3.

Tabla 2. Parámetros empleados en el modelo hidráulico.

Parámetro	Valor
θ_s	0,52
θ_r	0,07
K_s [m/s]	1,00 x 10^{-7}
χ_f [1/Pa]	4,00 x 10^{-10}
χ_p [1/Pa]	0,00
α [1/m]	0,2
n	2,00
l	3,00

2.1.1 *Definición de los parámetros mecánicos*

La metodología adoptada para la determinación de los parámetros de ajuste del modelo mecánico fue presentada por Giomi y Francisca (2022), en la cual se especifica la calibración de los parámetros mecánicos a partir de los ensayos doble edométricos y la determinación de las curvas LC ("*load-collapse"*, por sus siglas en inglés) Para ello se adoptaron 4 muestras de suelo, provenientes de Ciudad Universitaria, las cuales se designaron como T1, T2, T3 y T4. Los parámetros adoptados para la calibración del EBBM (Tabla 3) fueron el índice de compresión en estado saturado (λ_0), el índice de expansión (k), la relación de vacíos inicial (e_0), la presión de referencia (p_{ref}), la presión de fluencia (p_{c0}) y la relación de vacíos de referencia (e_{ref}), el parámetro de peso (w) y el parámetro de rigidez del suelo (m).

Tabla 3. Parámetros del modelo Básico de Barcelona Extendido.

Parámetro	Muestras de Loess			
	T1	T2	T3	T4
λ_0	0.115	0.110	0.087	0.095
κ	0.0085	0.0080	0.0070	0.0080
e_0	0.912	1.021	0.955	1.012
e_{ref}	0.89	0.99	0.93	0.97
w	0.19	0.25	0.46	0.41
s_{yo} [kPa]	1200	1200	1200	1200
p_{ref} [kPa]	16	17.5	7.7	8.4
P_{c0} [kPa]	28	28	27	27
b	100	100	100	100
m [kPa]	220	200	220	220

3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

A partir de la implementación del modelo H-M propuesto se obtuvo la evolución de los asentamientos en el tiempo, determinados para las tres tipologías de fundación superficial. Los parámetros empleados en el modelo H-M se definieron a partir del valor promedio de los parámetros de ajuste del modelo EBB (informados en la Tabla 3).

Las únicas variables de ajuste fueron el índice de compresión saturado (λ_0) y la velocidad de entrada de flujo (v_0), las cuales fueron usadas como variables en el análisis inverso para minimizar las diferencias entre los asentamientos medidos y modelados. Se emplearon los parámetros mostrados en la Tabla 3 ya que estas muestras fueron extraídas en cercanía de donde fueron construidos los prototipos de fundaciones en los años setenta.

El problema de optimización fue definido cuantificando la variación de las deformaciones del terreno en el tiempo, de acuerdo a todos los datos informados de las mediciones in-situ (de 0 a 744 días). Se llevó a cabo a través de la siguiente función de error:

$$F_{err(x)} = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} \left|d_{exp}^{i} - d_{num}^{i}(x)\right|^{k}}{N}\right] \qquad \textbf{(2)}$$

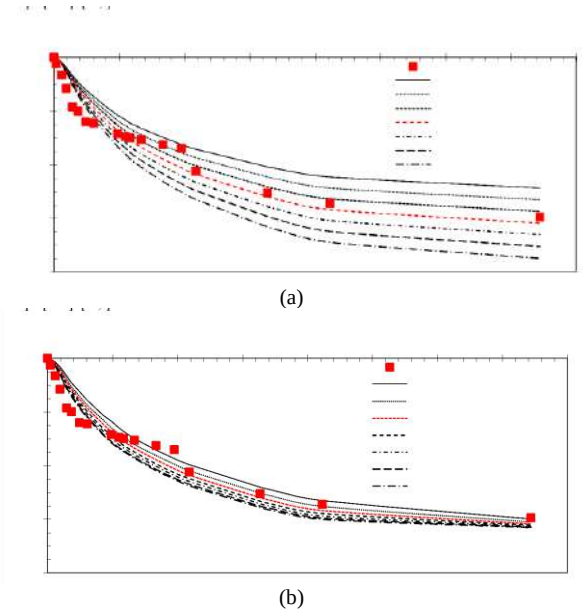
donde, x es el vector correspondiente a los parámetros, d_{exp}^{i} es el valor experimental y d_{num}^{i} es el valor obtenido numéricamente, k es valor de ajuste real positivo no nulo y N es el número de valores empleados. La ecuación 2 es equivalente a definir el error medio cuadrático para una serie de datos cuando $k = 2$.

Se definió el valor mínimo de la función de optimización, obteniendo el valor de la variable que minimiza el error. Se obtuvo a partir de un proceso iterativo entre λ_0 and v_0. Se variaba el valor de λ_0 manteniendo fijo el valor de v_0, y viceversa; pudiendo lograr de esta manera la combinación óptima de ambos. Luego de 3 simulaciones se obtuvo convergencia.

La Figura 4 muestra los asentamientos inducidos en la casa 5 por humedecimiento durante un período de dos años (símbolos) y aquellos predichos por el modelo numérico (líneas discontinuas). Tendencias similares fueron obtenidas para el caso de las casas 3 y 4. Fue representado, además, cómo se traduce la variación del índice de compresión saturado y la velocidad de ingreso de flujo en la curva asentamiento versus tiempo. Se puede observar cómo el índice de compresión saturado es el parámetro que define en mayor medida el asentamiento final que se alcanza, y la velocidad de ingreso de agua es fundamental para definir la tasa de deformación en el tiempo. La forma de la curva asentamientos versus tiempo está definida principalmente por la condición de borde hidráulico ya que afecta principalmente la tasa de cambio en la succión del suelo en el proceso de infiltración.

Los resultados obtenidos a partir del modelo hidro-mecánico propuesto muestran la capacidad de reproducir adecuadamente los asentamientos medidos en los modelos físicos para los tres prototipos de fundaciones. Comparando los valores óptimos de los parámetros obtenidos, se observa que las variaciones fueron poco significativas entre una fundación y la otra. El cambio en el índice de compresión saturado se debe probablemente a las heterogeneidades propias del suelo y a la variabilidad espacial de las propiedades del suelo. Se obtuvieron índices de compresión saturados para la casa 3, 4 y 5 de 0,090, 0,085 y 0,080, respectivamente, siendo estos valores coincidentes con el rango de variación de valores mostrados en la Tabla 3. Por otra parte, los cambios en la velocidad de ingreso de agua, se atribuyen a la variación de las pérdidas en las cañerías, dependiendo de la ubicación relativa de cada una de las casas respecto del punto de fuga de agua. Las fluctuaciones de v_0 entre modelos son poco significativas, siendo los valores de velocidad de entrada de 75×10^{-7} m/s para las casas 3 y 4 y de 60×10^{-7} m/s para la casa 5.

Es importante remarcar que el índice de compresión saturado y la velocidad de entrada de flujo fueron los únicos dos parámetros ajustados en el análisis inverso, siendo las demás propiedades del suelo introducidas a partir de los ensayos experimentales. La tasa de deformación que se obtuvo en el suelo es similar para los tres casos, alcanzando valores de asentamientos finales muy próximos entre sí. Las deformaciones asociadas a la casa 5 fueron menores al compararlas con las otras dos, ya que el ancho de la zapata corrida es mayor y por lo tanto la presión que se transfiere al suelo también es menor.



(a)

(b)

Figura 4. Variación de los asentamientos en el tiempo cuando varía el índice de compresión en estado saturado (a) y la velocidad de flujo de entrada (b).

El modelo es capaz de representar el comportamiento asintótico del suelo luego de los 400 días. La variación de las deformaciones entre el primer y segundo año no tiene fluctuaciones muy evidentes, pudiéndose considerar a los fines práctico constante. La velocidad de deformación para el primer año es de un orden de magnitud mayor a la correspondiente al segundo año en las tres fundaciones analizadas. Se puede identificar que la variación de la succión en el perfil del suelo es prácticamente el mismo al comparar la inundación después de 423 días y 744 días (Figura 5). Además, se observó que después de un año de inundación se produce la saturación prácticamente del 80% del perfil estudiado, lo que implicaría el colapso completo de la estructura del loess (El-Ehwany & Houston 1991). Al analizar los índices de compresión correspondientes a esos niveles de succión ($\lambda(s)$) son muy cercanos al valor del índice de compresión en estado saturado.

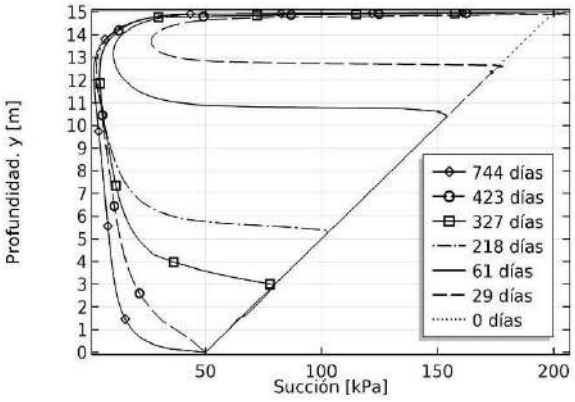


Figura 5. Variación del perfil de succión en el tiempo.

A medida que avanza el frente de inundación, los cambios volumétricos se acentúan, produciendo las mayores diferencias en los asentamientos encontrados. Cuando el valor del índice de compresión para una succión dada se acerca al valor del índice de compresión en estado saturado, los asentamientos se hacen asintóticos, pudiendo definirse como el punto cúlmine del proceso de colapso del suelo. Los valores de succión para esta etapa son muy bajos, y la estructura del suelo permanece prácticamente inalterada, con variaciones volumétricas que

pueden ser despreciadas frente a cambios en el contenido de humedad, equivalente a la fase de post-colapso definida por Pereira & Fredlund (2000).

3 CONCLUSIONES

Las pérdidas de agua en cañerías constituyen un problema serio, capaz de comprometer la respuesta mecánica en fundaciones superficiales en suelos loéssicos. En este trabajo se presenta un modelo H-M para fundaciones superficiales en suelos colapsables en la Ciudad de Córdoba. Los parámetros adoptados para la modelación se obtuvieron de la calibración mediante ensayos experimentales y mediciones de deformaciones in-situ. Las principales contribuciones que se alcanzaron fueron:

1. Fue posible evidenciar que el 85% de los asentamientos se producen en el primer año de inundación. La tasa de deformación en esta etapa (etapa de colapso) es de un orden de magnitud mayor en relación a la tasa de deformación para los asentamientos simulados entre uno y dos años de inundación (etapa de post-colapso).
2. La tasa de deformación del suelo está controlada por la velocidad de infiltración del agua y la magnitud de los asentamientos finales gobernados por el índice de compresión del suelo en estado saturado.
3. El resultado de los análisis inversos permitió evidenciar que el ajuste del índice de compresión en estado saturado se encuentra comprendido en los valores obtenidos a partir de la calibración de los ensayos experimentales. Las leves variaciones que se obtuvieron se deben a las heterogeneidades propias del suelo y a la variabilidad espacial de las propiedades del suelo.
4. Se logró predecir la respuesta de fundaciones superficiales en suelos colapsables sin necesidad del ajuste de variables, tomando los valores promedios de los ensayos experimentales definidos para la condición edométrica.

4 AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por CONICET y SECyT-UNC. I.G. agradece a CONICET por su beca interna doctoral.

5 REFERENCIAS

Alawaji, H. A., 2008. *Leak Induced Settlement of Buried Pipelines in Collapsible Soil.* In Pipelines 2008 : Pipeline Asset Management : Maximizing Performance of our Pipeline Infrastructure. 1-10. https://doi.org/10.1061/40994(321)19.

Alonso E.E., Gens A., Josa A., 1990. *Discussion : A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique. 41, 405–430.

Ashour, M., & Abbas, A. (2021). *Axially loaded piles in inundated collapsible soils under compression and tension forces*. Canadian Journal of Civil Engineering, 48(2), 144-158.

Casini, F., 2012. *Deformation induced by wetting: a simple model.* Canadian Geotechnical Journal. 49(8), 954-960. https://doi.org/10.1139/t2012-054.

El-Ehwany, M., & Houston, S. L. (1990). *Settlement and moisture movement in collapsible soils*. Journal of Geotechnical Engineering, 116(10), 1521-1535.

Francisca, F. M., & Arrúa, P. A. (2007). *Rigidez Y Resistencia De Suelos Limosos Con Propiedades Mecánicas Aleatorias*. Mecánica Computacional, (29), 2513-1532.

Francisca, F. M., 2007. *Evaluating the constrained modulus and collapsibility of loess from standard penetration test.* International Journal of Geomechanics, 7(4), 307-310. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:4(307).

Giomi, I., y Francisca, F. M., 2022. *Numerical Modeling of the Oedometrical Behavior of Collapsible Loess.* Geotechnical and Geological Engineering, 40, 2501-2512. https://doi.org/10.1007/s10706-021-02042-0.

Haase, D., Fink, J., Haase, G., Ruske, R., Pécsi, M., Richter, H., Altermann, M., Jäger, K. D., 2007. *Loess in Europe—its spatial distribution based on a European Loess Map, scale 1: 2,500,000*". Quat. Sci. Rev. 26(9-10), 1301-1312. https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2007.02.003.

Haeri, S. M., Akbari Garakani, A., Roohparvar, H. R., Desai, C. S., Seyed Ghafouri, S. M. H., & Salemi Kouchesfahani, K. (2019). *Testing and constitutive modeling of lime-stabilized collapsible loess. I: experimental investigations.* International journal of geomechanics, 19(4), 04019006.

Kim, Y., Park, H., & Jeong, S., 2017. *Settlement behavior of shallow foundations in unsaturated soils under rainfall.* Sustainability. 9(8), 1417. https://doi.org/10.3390/su9081417.

Lalicata, L. M., Rotisciani, G. M., Desideri, A., Casini, F., & Thorel, L. (2020). *Physical modelling of piles under lateral loading in unsaturated soils.* In E3S Web of Conferences,195, 01021.

Mashhour, I., & Hanna, A. (2016). *Drag load on end-bearing piles in collapsible soil due to inundation.* Canadian Geotechnical Journal, 53(12), 2030-2038.

Moll L.L, Reginatto A., 1970. *Investigation of foundations in collapsible soils.* III RAMSIF (Reunión de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones) Vol I: 25-35. Bahía Blanca, Argentina.

Mualem, Y. (1976). *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. Water resources research, 12(3), 513-522.

Pedroso D.M., Farias M.M., 2011. *Extended Barcelona Basic Model for unsaturated soils under cyclic loadings*. Comput Geotech. 38, 731–740. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.02.004.

Pereira, J. H. F., and Fredlund, D. G. (2000). *Volume Change Behavior of Collapsible Compacted Gneiss Soil*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 126(10): 907–916.

Rezaei, M., Ajalloeian, R., Ghafoori, M. 2012. *Geotechnical properties of problematic soils emphasis on collapsible cases.* International Journal of Geosciences. 3(1), 105-110. 10.4236/ijg.2012.31012.

Rinaldi V.A., Rocca R.J. and Zeballos M.E. (2007) *Geotechnical characterization and behaviour of argentinean collapsible loess. In Tan, Phoon, Hight and Lerouiel (Eds) Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.* Vol 4, pp 2259-2286. Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-42691-6.

Rocca R.J., 2005. *Método simplificado para el cálculo de asentamientos por colapso en suelos loéssicos de Córdoba.* Anuales Acad. Nac. De Cs. Ex., Fís, y Nat. 57,137-146.

Rodrigues, R. A., Prado Soares, F. V., Sanchez, M., 2021. *Settlement of Footings on Compacted and Natural Collapsible Soils upon Loading and Soaking.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 147(4), 04021010. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002479.

Rotisciani, G. M., Sciarra, G., Casini, F., & Desideri, A. (2015). *Hydro-mechanical response of collapsible soils under different infiltration events.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 39(11), 1212-1234.

Tamagnini, C., Chambon, R., & Caillerie, D. (2001). *A second gradient elastoplastic cohesive-frictional model for geomaterials*. Comptes Rendus de l'Académie des Sciences-Series IIB-Mechanics, 329(10), 735-739.

Tang, Y., Taiebat, H. A., & Russell, A. R., 2017. *Bearing capacity of shallow foundations in unsaturated soil considering hydraulic hysteresis and three drainage conditions.* International Journal of Geomechanics. 17(6), 04016142. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000845

Van Genuchten, M. T., (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.* Soil science society of America journal, 44(5), 892-898.

Xu, Y., Leung, C. F., Yu, J., & Chen, W., 2018. *Numerical modelling of hydro-mechanical behaviour of ground settlement due to rising water table in loess.* Natural Hazards. 94(1), 241-260. https://doi.org/10.1007/s11069-018-3385-x.

Aplicabilidad de drenes verticales para mitigar el desencadenamiento de licuefacción

Applicability of drains to mitigate triggering of liquefaction

Marcus Gabriel Souza Delfino
Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasil. ma.marc@hotmail.com

Celso Romanel
Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasil.

RESUMEN: La licuefacción es el fenómeno que ocurre cuando una carga, ya sea cíclica o estática, provoca un aumento en las presiones de poro en una capa saturada de suelo granular. Debido a la imposibilidad de drenaje y la propensión de los suelos granulares sueltos a contraerse, aumenta la presión de poro, disminuyendo las presiones efectivas y, en consecuencia, la resistencia al corte del suelo, alcanzando un valor umbral en el que el suelo pierde toda la fricción entre sus partículas y comienza a comportarse como un líquido. Para evitar la desencadenación de la licuefacción, se han desarrollado muchos métodos, entre ellos, la aplicación de drenes. Buscando una menor perturbación del suelo alrededor del dreno, se popularizó el uso de Drenes Verticales Prefabricados hechos de geocompuestos para ayudar a la disipación de las presiones de poro generadas. Sin embargo, el uso de los PVDs es un estudio reciente y no se dispone de suficientes datos que relacionen la eficacia de este método. Debido a eso, los programas basados en formulaciones matemáticas, como FEQ Drain, desarrollado por la Universidad de Berkeley, y Plaxis 2D, desarrollado por Bentley Systems, nos permiten percibir y comprender cómo ocurre este fenómeno. En este artículo científico, además de la revisión bibliográfica sobre Ingeniería de la Licuefacción, se desarrolló un modelo en PLAXIS 2D para comprender el desarrollo de las presiones de poro y cómo se disipan. Los resultados obtenidos en el análisis son satisfactorios, por lo tanto, se considera que el uso de los PVDs es una excelente alternativa para mitigar los efectos de la licuefacción del suelo

ABSTRACT: Liquefaction is the phenomenon that occurs when a loading, either cyclic or static, makes an increase in pore pressures in a saturated layer of a granular soil. Due to the impossibility of draining and the propensity of loose granular soils to contract, pore pressure increases, decreasing effective pressures and consequently, the shear strength of the soil, peaking a threshold value in which soil loses all the friction among its particles and starts to behavior like a liquid. To avoid the triggering of liquefaction, many methods were developed, among it, the application of drains. Seeking less disturbance of the soil around the drain, the use of Prefabricated Vertical Drains made of geocomposites were widespread to aid in the dissipation of the generated pore pressures. However, the use of PVDs is a recent study, not having enough data relating the efficacy of this method. Due do that, software based on mathematical formulations, like FEQ Drain, developed by the University of Berkeley and Plaxis 2D, developed by Bentley Systems, allow us to perceive and understand how this phenomenon occurs. In this research, besides the literature review about Liquefaction Engineering, a model was developed on PLAXIS 2D to understand the development of porepressures and how they are dissipated. The results obtained in the analysis are satisfactory, thus, considering the use of PVDs a great alternative to mitigate the effects of soil liquefaction.

PALABRAS CLAVE: ingeniería de licuefacción - métodos numéricos - riesgo de licuefacción - temblores - licuefacción del suelo.

KEYWORDS: liquefaction engineering - numerical methods - liquefaction risk - earthquakes - soil liquefaction

1 SOIL LIQUEFACTION: GENERATION OF PORE PRESSURE AND METHODS OF IMPROVEMENT

Many concepts have been defined to conceptualize liquefaction (Seed e Idriss, 1970; NRC, 1985; Sladen *et al.*, 1985; Kramer, 1996 and Idriss and Boulanger, 2008) and have something in common: a phenomenon that occurs uniquely in saturated granular soils where, due to the buildup of pore pressures, there is a loss of the soil's shear strength.

According to Robertson (1994), soils whose strength decrease after a certain threshold value are called strain-softening soils. This type of behavior can be seen in either static or cyclic loadings. On a saturated granular soil, the soil skeleton tends to contract due to the cyclic loading and due the rearrangement of the particles, the normal stress that would be transferred to the grain, regarding the impossibility of draining, are transferred to the pores of water, thus, increasing pore pressure and decreasing effective stresses and strength.

The mechanism of generation of pore pressure is shown in Figure 1. Starting with the point A, there is a variation of volume determined by De, moving then, to point B with the same effective stress, σ'_{vc}. However, in a completely saturated soil is not possible to have a decrease in volume, thus, an excess of pore pressure is generated (Δu), moving from point C with the initial void ratio (e_0) and final effective stress, σ'_{vf}.

Seed and Lee (1966) stated that liquefaction starts when pore pressure is equal to the total stress, resulting in zero effective stress. The excess of pore pressure generated during the loading can be normalized by the initial effective stress (σ'_{vc}), obtaining the pore pressure ratio *ru*.

$$ru = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}} \quad (1)$$

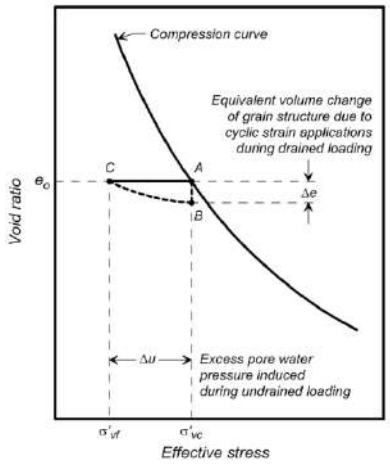


Figure 1. Generation of pore pressure (Idriss and Boulanger, 2006)

Other researchers showed through tests that liquefaction starts when *ru* is less than 1. For example, Beaty and Byrne (2001) found *ru* equal to 0.7 for start of liquefaction, Hazirbaba and Rathje (2009), 0.9 and Wu *et al.* (2004), 0.95.

With the onset of liquefaction, there is a significant loss of shear strength of the soil, becoming then, unstable. Damage caused by this phenomenon were initially observed on the earthquakes of Calabria in 1783 and in New Madrid, 1811. However, in 1964, due to a 9.2M_w earthquake occurred in Alaska, USA, a major destruction was observed causing the death of 129 lives and a loss of 2.3 billion of dollars.

Still in 1964, an earthquake with 7.6M_w occurred in Niigata, Japan, causing a tsunami with waves whose height were up to 6m, death of 36 lives, 385 injured and destruction of 3000+ houses and some facilities for the Tokyo Olympics (Rothé, 1969).

In order to avoid the effects caused by the liquefaction, many methods were developed: dynamic compaction, deep soil mixing, drains, etc. Drains are used to decrease the distance necessary to expel the excess of pore pressure generated, not reducing the effective stress nor the shear strength.

Initially, drains were made of gravel, but as stated by Seed *et al.* (2003), the soil improvement was caused by the consolidation of the soil due to the drain's construction than the drainage itself. Nowadays, a prefabricated vertical drain (PVD) made of a geocomposite is used, having little to no disturbance on the soil surrounding during installation and with permeability 10 times greater than a gravel drain.

All the locations where PVDs were installed to test their efficiency did not experience earthquakes with significant magnitudes, thus, there is no guaranteed efficacy of the method.

2 ANALYSIS OF A SOIL DEPOSIT WITH AND WITHOUT PREFABRICATED VERTICAL DRAINS

In order to evaluate the efficacy of the use of prefabricated vertical drains, a model was developed on PLAXIS 2D with data provided by the work of Vilhar *et al.* (2018). Vilhar *et al.* (2018) presented in their paper the implementation, validation and application of the new constitutive model PM4Sand, developed by Boulanger and Ziotopoulou (2015), in the PLAXIS' software.

2.1 *Geometry developed on PLAXIS 2D*

The geometry of the model developed consists of a soil deposit with a 25m layer of medium compressible clay underlying a 10m layer of medium dense sand and a 5m layer of medium compressible clay. On top of this deposit, there is a construction of a dam and on its basis, there is a presence of a bedrock. The geometry of the model is presented in Figure 3. For the clay, the constitutive model used was HS Small (Schanz *et al.*, 1999) for the sand strata, PM4 Sand (Boulanger and Ziotopoulou, 2015), for the bedrock on the basis, Linear Elastic and for the dam fill, Mohr-Coulomb. All of the properties of the material are presented in Table 1. The global water table was considered 2m below the basis of the dam.

Table 1. Properties of the materials used on the analysis (Vilhar *et al.*, 2018)

Parameter	*Value*			
	Clay	*Bedr.*	*Sand*	*Dam.*
Constitutive Model	HS Small	Linear Elastic	PM4Sand	Mohr-Coulomb
Drain. Typ.	Und. (A)	Drnd	Und. (A)	Drnd
γ_{unsat} *(kN/m³)*	19	22	14	16
γ_{sat} *(kN/m³)*	21	22	18	20
k (m/s)	5,5E-08	0	8,25E-05	1,16E-08
α	0.096	-	0.096	-
β	0.00079	-	0.00079	-
E_{50}^{ref} (kN/m²)	9000	-	-	-
E_{oed}^{ref} (kN/m²)	9000	-	-	-
E_{ur}^{ref} (kN/m²)	27000	-	-	-
E' (kN/m²)	-	8E6	-	20E3
c'_{ref} *(kN/m²)*	30	-	-	5
ϕ'	26	-	-	31
ψ	0	-	-	1
$\gamma_{0.7}$	0.0007	-	-	-
G_0^{ref} (kN/m²)	60000	-	-	-
ν_{ur}	0.2	-	-	-
ν'	0.2	-	-	0.33
K_0^{nc} (kN/m²)	0.5616	-	-	-
OCR	2	-	-	-
Dr_0	-	-	0.55	-
G_0	-	-	677	-
hp_0	-	-	0.40	-

For seismic analyses, normally, the motion of the ground is represented by the maximum horizontal acceleration, a_{max}, or peak ground acceleration (PGA).

To determine the value of PGA for an analysis, Vilhar *et al.* (2018) used a seismic record for the Loma Prieta's Earthquake with M_w of 6.9 occurred in October of 1989. The value of PGA

obtained was equal to 0.3g. Thus, the accelerogram presented in Figure 2 was applied to the bottom of the soil strata.

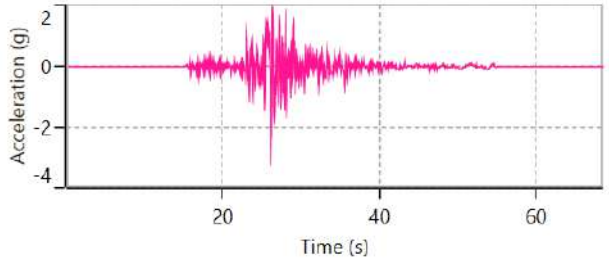


Figure 2. Accelerogram of the Loma Prieta's 6.9M_w earthquake accelerogram.

2.2 *Method of Analysis*

To calculate the initial stresses in the model, an initial phase is necessary regarding the K0 procedure type. PLAXIS adverts that PM4Sand it is not a good fit for the initial stresses calculation with static loading due to less accurate simulation, being calibrated only for dynamic loading. Thus, it is necessary to use another relevant material for the static loading. Also, materials near the free field boundaries should be switched for drained materials to avoid stress concentrations.

After that, the problem was divided into two main analyses: with and without the presence of drains. Drains were installed in a 2m spacing on the full layer of the sand to increase its efficacy, as presented in Figure 3.

Special boundary conditions were necessary to ensure the correct response for the model. A compliant base boundary was considered for the bottom boundary to allow the application of an upward propagating cyclic loading and to make sure that reflected waves from layers above are completely absorbed. For the lateral boundaries, a free field boundary condition imposes a free field motion, also, absorbs the reflected secondary waves.
For both phases, the type of calculation used was *Dynamic with Consolidation*, based on the Biot's Theory, because in the Dynamics calculation the pore pressures are taken from the steady state pore pressure generated in the parent phase. During the calculation, there is an excess of pore pressure generated, but not its dissipation.

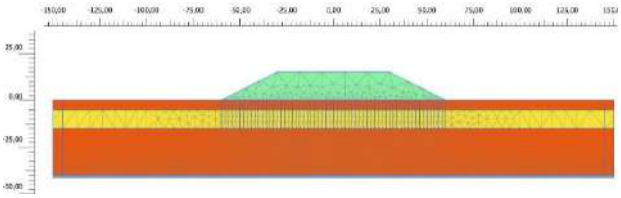


Figure 3. Model prior to calculation with line displacement, interfaces and drains fully installed.

It was considered, for the second analysis, that the drains are apart 2 meters from each other. It was chosen the node 15637, which location is presented in Table 2, to compare the pore pressure generated and its dissipation during the earthquake.

A third analysis was executed increasing the distance from each drain in 2 meters, resulting in drains apart 4 meters from each other. To understand the generation and dissipation of porepressure, the node 26713 was selected and its location are presented in Table 2. Both locations are presented in Figure 4.

Table 2. Nodes used for the analysis

Node	*X (m)*	*Y(m)*
15637	-49.50	-10.00
26713	53.00	-10.00

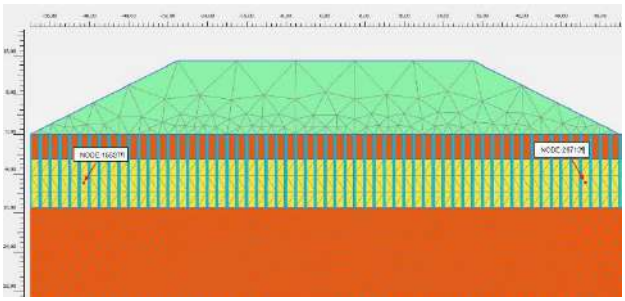


Figure 4. Location of the points used for analyses

2.3. *Results of The Analysis*

The pore pressure generated during the earthquake for the analysis with 2m spaced drains (in red) and without (in blue) it is presented in Figure 5. From the graph, it is possible to observe that near 10s of earthquake, the excess of pore pressure hits its peak. For the analysis without draining, pore pressure reached near -130 kPa, while for the analysis with 2m spaced drains reached almost -30 kPa.
For the rest of the earthquake, the efficacy of the drains was proved by decreasing almost 80 kPa of pore pressure generated, almost bringing it to zero.

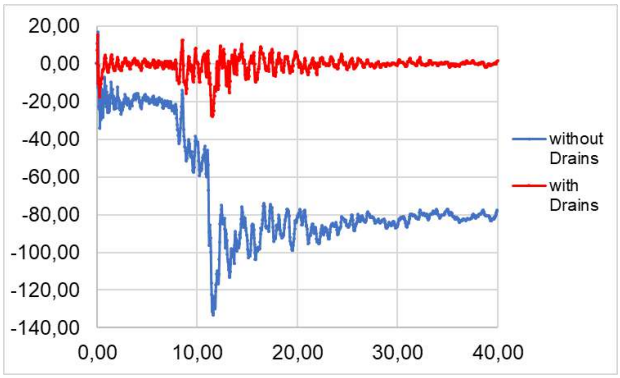


Figure 5. Pore pressure generated in the analysis with 2m spaced drains (in red) and without it (in blue) – Node 15637

The decrease of pore pressure and the effects of liquefaction can be observed using the pore pressure ratio as an example. The peak values of *ru* reached in both analyses are presented in Figure 6 and 7 for the case without and with 2m spaced drains, respectively.

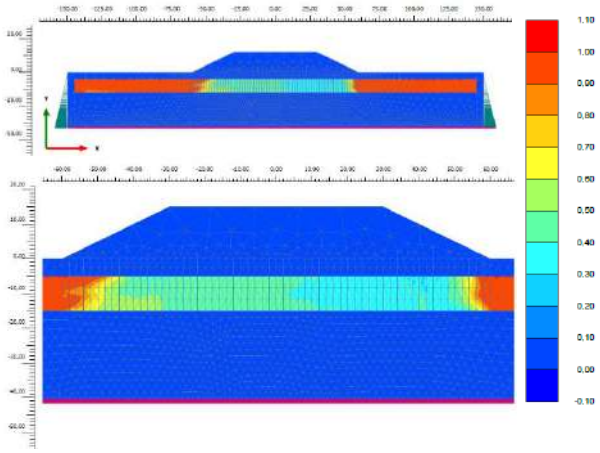


Figure 6. Maximum value of the parameter *ru* for the analysis without drains

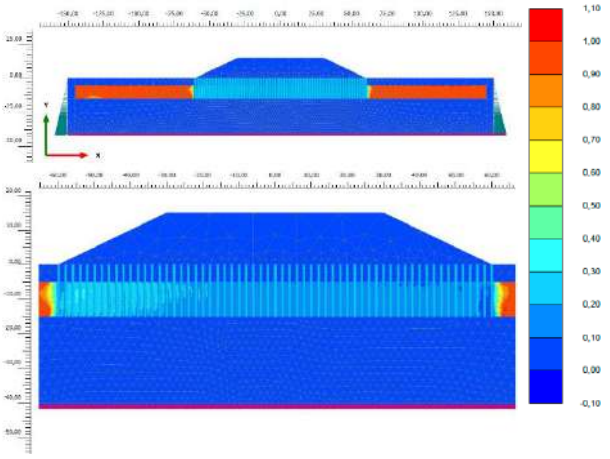


Figure 7. Maximum value of the parameter *ru* for the analysis with 2m spaced drains

From the Figure 6 it is possible to observe that a small portion of the sand layer below the dam reached *ru* from 0.4 to 1.0, thus causing liquefaction. The sand layer that wasn't under the dam reached *ru*=1.0 as well.

On Figure 7, the portion under the dam decreased the parameter to a range of 0.0 to 0.4, mitigating then, the effects of liquefaction. However, the portion of the sand layer where the drains weren't installed maintained the value of *ru* equals to 1.0, causing liquefaction.

The third analysis was executed in order to check the area of drainage of the drain, thus increasing the space between drains was to 4m instead of 2m. To check for that, a point in the middle of the sand layer was used to observe the dissipation of the generated pore pressure, as presented in Figure 4 and Table 2. The pore pressure generated are presented in Figure 8.

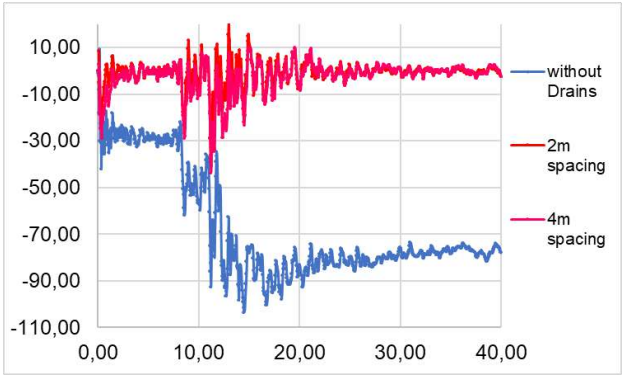


Figure 8. Pore pressure generated for the analysis without drains (in blue), with drains spaced at 2m intervals (red) and with spaced at 4m in (pink) – Node 26713

As observed in Figure 8, the drain maintained its efficacy even in 4m spacing. Near 15s of earthquake, the excess of pore pressure hits its peak for the analysis without drains of 104 kPa. For the analysis with drains in a 2m spacing, the excess of pore pressure was of 16 kPa, dissipating more than 80 kPa, and for the analysis with drains in 4m spacing, the excess of pore pressure was 24kPa, dissipating 80 kPa.

Thus, even in 4m spacing the use of drains is still effective in order to decrease the pore pressure generated. To illustrate the mitigation of the effects of liquefaction, the parameter *ru* is presented in Figure 9 for the third analysis to be compared with Figure 7.

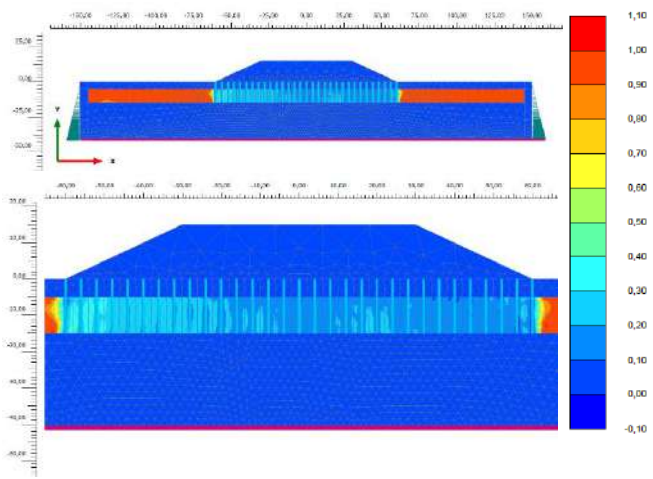


Figure 9. Maximum value of the parameter *ru* for the analysis with drains in 4 meters apart from each other

Comparing Figure 7 and Figure 9, it is possible to observe that there is a greater area of the sand layer under the dam that reached *ru* between 0.30 and 0.40 in the analysis with a 4m spaced drains than in the analysis with a 2m spaced drains. However, this value does not consider the beginning of liquefaction, being then, an effective mitigation technique.

3 CONCLUSIONS

The use of prefabricated vertical drains (PVDs) is a technique of mitigation of effects of liquefaction that doesn't have a proven efficacy. In this paper, an analysis of FEM was executed in order to value the use of this method of mitigation regarding the generation and dissipation of pore pressures. Three analyses were executed: the first one without drains, the second with drains spaced in 2m and the latter with drains in a 4m spacing, ini order to check for the area of drainage of the drain.

As observed in the analyses, the drain reinforce its efficacy decreasing in almost 100kPa the value of pore pressure generated during the earthquake, and consequently, the value of the parameter *ru*, known as the pore pressure ratio, mitigating the hazard of liquefaction comparing the analysis with drains in 2m spacing and the analysis without drains.

Also, even with drains spaced in 4m, its efficacy is maintained, dissipating the pore pressure generated through the drains, but in a small amount compared to the previous analysis. Even with a grater spacing between the drains, liquefaction is not triggered.

In order to ensure the efficacy of the PVDs, others analyses should be executed with different permeabilities of the soil and other seismic loadings. Furthermore, PVDs should be installed in soil deposits that are subjected to earthquakes with great magnitudes that trigger liquefaction.

4 ACKNOWLEDGMENT

Special thanks for my advisor Celso Romanel, Vinicius, friends that I made at PUC-Rio, FAPERJ, CNPQ and PUC-Rio for the financial aid granted.
This paper was developed with the support of the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

5 REFERENCIAS

Beaty, M. H. and Byrne, P. M. (2001). *Observations on the San Fernando dams.* Proc., 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

Hazirbaba, K., Rathje, E.M. (2009). *Pore Pressure Generation of Silty Sands due to Induced Cyclic Shear Strains.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 135(12), 1892-1905.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2006). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.* J. Soil Dynamics and Earthquake Eng. 26, 115–30.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2008) *Soil liquefaction during earthquakes.* Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.

Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering.* Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.

National Research Council. (1985). *Liquefaction of Soils During Earthquakes.* Washington, DC: The National Academies Press.

Robertson, P.K. (1994) *Suggested terminology for liquefaction.* Proceedings of the 47th Canadian Geotechnical Conference, Halifax, N.S. CGS. Sept. pp. 277–286.

Rothe, J.P. (1969). *The Seismicity of the Earth 1953-1965*. United National Educational, Scientific, and Cultural Organization (UNESCO). Paris, France: UNESCO, 312p.

Seed H.B., Idriss I.M. (1970) *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis.* EERC Report No. 10- 70, University of California,

Seed, H.B., Lee, K.L. (1966). *Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol, 92, No. SM6, pp, 105-134.

Seed, R B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., & Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework.* Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.

Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J. (1985) *The liquefaction of sands, a collapse surface approach*. Canadian Geotechnical Journal, 22 (4): 564- 578.

Vilhar, G., Laera, A., Foria, F., Gupta, A., Brinkgreve, R. (2018). *Implementation, Validation, and Application of PM4Sand Model in PLAXIS.* Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V GSP 292. 200-211.

Wu, J., Kammerer, A., Riemer, M., Seed, R., Pestana, J. (2004). *Laboratory study of liquefaction triggering criteria.* 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2580.

Consistencia y calidad de planteos en el tratamiento de problemas geotécnicos

Consistency and quality of definitions in the treatment of geotechnical problems.

Roberto Terzariol, Ricardo Rocca & Marcelo Zeballos
Universidad Nacional de Córdoba, Facultad Ciencias Exactas, Física y Naturales, Argentina. reterzariol@gmail.com

RESUMEN: El tratamiento de problemas geotécnicos implica varias acciones, a saber: definición de variables geotécnicas; elaboración de modelos de simulación; materialización de la solución y ejecución de controles de calidad. La evolución de estos componentes en los últimos años no es uniforme. Los requerimientos de la industria derivan en importantes evoluciones en los procesos constructivos y de control. Las herramientas informáticas muestran mejoras asociadas con el propio desarrollo de la informática, permitiendo modelaciones de la interacción terreno estructura cada vez más complejas. Las modelaciones y sus aplicaciones en los procesos de construcción derivan a utilizaciones futuras en sistemas del tipo Buliding Information Modeling (BIM), los cuales buscan su integración en conceptos de Inteligencia Artificial (AI). Dentro del conjunto de componentes, y para muchas de las aplicaciones "clásicas", la generación de datos geotécnicos se basa en resultados provenientes de ensayos simples, aplicados sobre un medio tan singular como lo es el suelo. La práctica actual muestra que la información se deriva a partir de ensayos convencionales. Los resultados de estos reconocimientos por asociación empírica y extrapolada en muchos casos establecen los parámetros de aplicación en los modelos. En consecuencia, se presentan reflexiones respecto de los siguientes puntos: La influencia de esta combinación entre ensayos y modelaciones, ¿es la necesaria para la caracterización de problemas diversos?, la tecnología de ensayo está evolucionando hacia formas más representativas de los parámetros de caracterización?, si la precisión de las variables iniciales es reducida, el Método Observaciones de ser de aplicación estricta?, ¿para qué tipología de obra?.

ABSTRACT: Geotechnical analysis involves several actions, namely: definition of geotechnical variables; development of simulation models; materialization of the solution and take account of quality controls. The evolution of these components in recent years is not uniform. The requirements of the industry derive in important evolutions in the construction and control processes. The computer tools show improvements associated with the development of computer science itself, allowing increasingly complex modeling of soil-structure interaction. The models and their applications in the construction processes lead to future uses in Building Information Modeling (BIM) type systems, which seek their integration into concepts of Artificial Intelligence (AI). Within the set of components, and for many of the "classic" applications, the generation of geotechnical data is based on results from simple tests applied to a particular medium as the soil. Current practice shows that the information is derived from conventional tests. The results of these recognitions by empirical and extrapolated association, in many cases, establish the application parameters for the models. Consequently, reflections are presented regarding the following points: Is the influence of this combination between tests and modeling necessary for the characterization of various problems? Is test technology evolving towards more representative forms of characterization parameters? If the precision of the initial variables is low, the Observational Method must be strictly applied? For which kind of work?.

PALABRAS CLAVE: ensayos - modelos - reglamentos.

KEYWORDS: tests - models - regulations.

1 INTRODUCCIÓN.

La resolución de los proyectos de ingeniería, y en particular, los relacionados con problemas geotécnicos implica varias acciones, las cuales son ordenadas en las etapas de evolución del propio proyecto. En términos generales, los proyectos de ingeniería evolucionan en el grado de detalle tratado a través de diversas etapas, desde la correspondiente a la concepción general de las soluciones, pasando por el anteproyecto, el proyecto ejecutivo hasta alcanzar el proyecto de detalle.

En cada una de estas etapas son varias las tareas que se deben desarrollar, a fin de alcanzar el objetivo de cada nivel de desarrollo. Esto permite aportar la información necesaria para su empleo en el siguiente nivel de estudio. En este sentido, se puede establecer el conjunto de Elementos Geotécnicos que se deben desarrollar en la resolución del proyecto y la materialización de la obra. En vista del tratamiento que se le da al tema en esta publicación los componentes han sido agrupados de la siguiente forma:

a. Definición de variables geotécnicas;
b. Elaboración de modelos de simulación;
c. Materialización de la solución y
d. Ejecución de controles de calidad.

Se cita en el orden anterior la definición de las variables geotécnicas como el primer componente. Este concepto, no sólo se vincula con la fijación en forma automatizada de variables, adicionalmente implica la valoración inicial del problema, la comprensión del ambiente sobre el cual se desarrolla la obra, y una primera estimación del modelo geomecánico conceptual que gobernará el resto de los pasos de tratamiento antes indicados.

Así, en algunas tipologías de proyectos esta definición sigue un proceso estandarizado simple, lo cual deriva en la caracterización del problema según un orden establecido, lineal y regular. Sin embargo, en proyectos de cierto nivel de complejidad, tanto por la estructura de que se trate, como por el ambiente en el cual la misma se implanta, es importante establecer inicialmente la comprensión general del problema. Esta acción inicial permite la definición del modelo conceptual que mejor representa al problema, formulando sus ajustes y mejoras en cada etapa de desarrollo del proyecto. En consecuencia, se trata de una instancia de especial importancia en el tratamiento del problema, en la que el entendimiento de los principios que gobiernan al mismo, y la selección de las herramientas de proyecto adecuadas tendrá la mayor de las

trascendencias en la formulación de una solución apropiada y razonable. Estos elementos son empleados en la definición de las variables geotécnicas que se requieren y, como consecuencia, en la concepción de campaña de reconocimiento de las mismas.

En los últimos años, la evolución de los cuatro componentes básicos antes indicados no parece tener un carácter uniforme.

Los requerimientos de la industria derivan en importantes evoluciones en los procesos constructivos y de control. Esto trae como consecuencia el desarrollo de equipamientos de construcción con mayores sensibilidades e incluso con una mayor capacidad de autocontrol del propio proceso de ejecución. En este sentido, se reconoce para el tercer y cuarto componente una marcada evolución.

Por otra parte, en el campo de las modelaciones las herramientas de simulación muestran mejoras asociadas con el propio desarrollo de la informática, permitiendo representaciones numéricas de la interacción terreno estructura cada vez más complejas. Adicionalmente, sobre los modelos de simulación, que normalmente se han empleado en forma aislada, se demanda con mayor intensidad su integración con otras áreas componentes del proyecto (topografía, hidrología superficial y subterránea, etc.), permitiendo una visualización integral de los efectos que causa la adopción de cada acción propuesta. Esto último hace que las modelaciones y sus aplicaciones en los procesos de construcción deriven en la utilización de sistemas que buscan esta integración, no sólo para la aplicación en la etapa de proyecto, sino inclusive para su extensión a la construcción y la propia operación de la obra. Estas combinaciones se encuentran, por ejemplo, en los sistemas del tipo Building Information Modeling (BIM). A modo de ejemplo de estas aplicaciones Zhang et al (2017) hace referencia a la integración de los estudios geotécnicos en el conjunto de los análisis de ingeniería de un proyecto. Estos autores consideran que los enfoques típicos dividen el proceso de investigación geotécnica en etapas aisladas, que sólo se enfocan en la informatización local y propia de esta área del conocimiento. Esto conduce a limitaciones en la mejora de la eficiencia de la investigación geotécnica, mal uso de los datos geotécnicos y la incorrecta interpretación de los resultados. Por lo tanto, un flujo de trabajo integrado y un modo operativo que permita abordar la totalidad de la informatización a lo largo del proceso general de investigación geotécnica es importante. Estos conceptos pueden verse integrados actualmente en programas (softwares) de aplicación para investigaciones geotécnicas, procurando mayores eficiencias y precisiones.

En opinión de los autores estas integraciones de sistemas de modelación de las diversas áreas que componen el proyecto, son el paso previo para la aplicación de conceptos de Inteligencia Artificial (AI) en la toma o propuesta de decisiones.

Como se ha indicado, dentro del conjunto de Elementos Geotécnicos, y para muchas de las aplicaciones "clásicas", la generación de datos geotécnicos se basa en resultados provenientes de ensayos simples, aplicados sobre un ambiente tan singular como lo es el propio suelo. La práctica actual muestra que, para esas aplicaciones definidas como clásicas, los parámetros geotécnicos se derivan a partir de ensayos convencionales. Los valores de los parámetros mecánicos del suelo (resistentes o deformacionales) son el resultado de la vinculación de estos reconocimientos con relaciones empírica, que en algunos casos se aplican extrapolando el campo específico para el cual fueron desarrolladas.

En consecuencia, a la luz de la situación descripta se efectúan reflexiones respecto de los siguientes puntos: ¿existe una adecuada consistencia entre la definición de parámetros geotécnicos y la caracterización de problemas diversos?, ¿la tecnología de ensayo está evolucionando hacia formas más representativas de los parámetros de caracterización?, si la precisión de las variables iniciales es reducida, ¿el Método Observaciones de ser de aplicación estricta?, ¿para qué tipología de obra?

2 CONSIDERACIONES DE APLICACIÓN

En forma previa a la presentación de casos de interés para la interpretación de la influencia que presenta la definición de variables en los resultados del problema, se ha considerado de interés mostrar la opinión de diversos autores con relación a esta temática.

Las prácticas de la ingeniería geotécnica y la ingeniería geológica requieren que se trabaje con datos muy limitados sobre un entorno complejo donde las condiciones pueden cambiar radicalmente en una distancia corta y con el tiempo.

Como se ha indicado con anterioridad las propiedades geotécnicas básicas de los materiales (resistencia, rigidez y permeabilidad) no son constantes ni únicas, tanto en el espacio, como, muchas veces, en el tiempo. Estas propiedades dependen de la micro estructura de suelos y estructuras de rocas; de las acciones geológicas que hayan afectado estos ambientes, de las condiciones tensionales presentes y futuras, incluida la presión intersticial que actúa sobre los materiales. Adicionalmente la evolución de estas variables en el tiempo puede ser, en algunos casos, altamente significativa. Estos conceptos han sido reconocidos históricamente por diversos autores (Lambe, 1967; Lambe y Marr, 1979; Ladd y DeGroot, 2003, Akbas y Kulhawy, 2010).

En el campo de los sistemas destinados a la caracterización de parámetros geotécnicos no se han desarrollado dispositivos que permitan la identificación de propiedades según las condiciones "exactas" que existirán durante la construcción y operación de una estructura. En consecuencia, las aplicaciones convencionales actuales confían en dispositivos de prueba simplificados, a partir de los cuales se aplican conversiones, correlaciones, aproximaciones y nuestro juicio de ingeniería para deducir las propiedades del material que se utilizarán en nuestro análisis y diseño (Marr 2006).

Este autor indica que debido a este estado complejo, los ingenieros geotécnicos experimentados deben observar el desempeño real de la instalación durante la construcción y estar preparados para realizar modificaciones si es necesario. Concluye en la definición de una acción de gran trascendencia en las acciones del ingeniero geotécnico. La define como el *pensamiento* (thinking), indicando que es el proceso mental que nos ayudan a organizar la información, sacar conclusiones y evaluar la razonabilidad de los resultados.

En esta misma línea de pensamiento Falcione (1998) define varias etapas en el desarrollo de la toma de decisiones: critica, creativa, cinética, meditativa o instintiva. El pensamiento crítico implica la consideración de los siguientes componentes: Interpretación, Análisis, Evaluación, Inferencia, Explicación y Autoregulación. La autorregulación construye ingenieros excepcionales. Falcione (antes citado) consideró esta habilidad como la más notable de todas porque permite a los buenos pensadores críticos mejorar su propio pensamiento. Comparó la autorregulación con una función recursiva en matemáticas, lo que significa que puede aplicarse a sí misma.

Un desafío que se presenta a futuro es el de lograr mejorar nuestra capacidad para interpretación de un mayor número de información, de manera adecuada y rápida, sin pasar por alto o descartar información importante. Los expertos incluyeron el examen de ideas, la detección de argumentos y el análisis de argumentos como sub habilidades de análisis. El análisis es el elemento del pensamiento crítico en el que se centra la educación en ingeniería. Ejemplo del tratamiento de este tipo de casos se presenta en Samui y Sitharam (2010).

Parkin (2000) indica que el juicio técnico es pensamiento crítico. El juicio es razonamiento. El juicio es una capacidad cognitiva para contemplar un objeto o situación y, sobre la base de sus atributos percibidos, para llegar a alguna conclusión al respecto.

Con estos elementos es posible preguntarse: ¿Qué tiene que ver el tratamiento de temas de caracterización del pensamiento con la ingeniería geotécnica, en el contexto de lo que puede denominarse

el *Tiempo de la Informatización* (Information Age)?, ¿Nos ayuda a evaluar el papel probable del juicio de ingeniería en nuestro trabajo futuro?. ¿Reemplazarán las herramientas de informatización (Information Tools, IT) cada vez más poderosas la necesidad de juicio de ingeniería?. Vick (2002) señala al respecto que, algunos tienen la actitud de que el juicio es "... una especie de metafísica geotécnica: mal definida, poco confiable y poseída por personas de cierta época". En este punto se puede asumir que el papel de las herramientas de información (IT) es la de aportarnos metodologías que ayuden a encontrar y evaluar información, realizar análisis para guiar nuestro juicio y ayudarnos a presentar los resultados de nuestro trabajo en forma adecuadamente comprensible.

En el resumen del conjunto de tareas que se desarrollan en la actividad geotecnia Marr (antes citado) define el proceso geotécnico en ingeniería (Geotechnical Process in Engineering, GE), el cual involucra:

Investigación. Comprende el proceso recopila información de muchas fuentes, incluidas conversaciones y experiencias personales, para generar una definición del problema, las metas y los objetivos, así como los límites y las restricciones. De hecho, algunos piensan que muchos de nosotros nos enfocamos sólo en esta fase, como lo expresa su descripción de la actividad geotécnica como "tres perforaciones, una nube de polvo y un informe". Parecería que nuestras herramientas informáticas podrían ayudar a hacer un mejor uso de las estadísticas y la probabilidad para ordenar toda esta información. Los conceptos de estadística y probabilidad no son fáciles de aplicar para el ingeniero geotécnico típico, principalmente debido a la falta de capacitación. Evaluar datos es un trabajo duro, requiere que uno piense mucho. La evaluación de la información es un lugar donde podemos diferenciarnos de la competencia. La evaluación de datos es donde los ingenieros geotécnicos pueden brindar un gran valor a sus clientes.

Este componente, tienen algunos desafíos futuros, a saber: a. Determinar formas de mejorar la eficacia de la investigación y reducir su costo; b. Cómo mantener y acceder a datos heredados, c. Cómo seleccionar información relevante de la explosión de información; d. Métodos para mejorar la recopilación y evaluación de datos; e. ¿Cómo hacer un mejor uso de la información?; f. Explorar el papel de las nuevas tecnologías: información satelital, mapas de Google, etc. y g. ¿Cómo llevar adelante la calidad de los datos?

El Análisis. El cual implica tomar los datos sintetizados y la definición del problema de la etapa de información, crea un modelo para el sitio, realizar cálculos y evaluar los resultados para llegar a un diseño que cumpla con los objetivos del proyecto. Los ingenieros tienen muchas herramientas para el análisis. La informatización nos está proporcionando herramientas cada vez más potentes que nos permiten evolucionar en procura de un modelado cada vez más representativo.

La Predicción. La predicción combina los resultados del análisis con nuestra experiencia y juicio para hacer un pronóstico del desempeño. Dentro de la predicción, identificamos indicadores clave de rendimiento que nos dirán si el diseño está funcionando como esperábamos y si cumplirá la función prevista. Las predicciones se encuentran en el corazón de la geotecnia y, de hecho, de toda la práctica de la ingeniería civil (Lambe 1973).

Un resultado importante del proceso predictivo son los indicadores clave de rendimiento (Key Performance Indicator, KPI). Un KPI es algo que nos da una cuantificación del verdadero rendimiento actual y futuro de una cantidad que indica el éxito o el fracaso del diseño.

La Observación. La observación involucra el proceso de tomar información de la etapa de Predicción del Proceso GE para establecer un programa de monitoreo, obtener las mediciones y verificar que las mediciones sean precisas y veraces. La observación nos proporciona la verdadera medida de cómo se comporta el sitio en el transcurso de nuestro trabajo. La observación es crítica para el Proceso GE como lo describió tan elegantemente Peck (1969).

Sin embargo, estas herramientas no pueden suplantar la necesidad de un programa de monitoreo "efectivo". Un programa de monitoreo efectivo es aquel que proporciona mediciones significativas y confiables a intervalos lo suficientemente cercanos como para que los factores que afectan el desempeño puedan ser capturados y los resultados usados para beneficiar al cliente y al ingeniero.

La Evaluación. La evaluación combina predicciones y observaciones en un modelo sintetizado de cómo se comporta realmente el sitio. La evaluación responde preguntas. ¿Por qué el sitio se comportó de manera diferente a lo previsto? ¿Cuáles son las implicaciones de estas diferencias? ¿Se requieren acciones futuras? ¿Cometimos un error al usar nuestro juicio?. La evaluación implica una evaluación de los análisis, predicciones y juicios hechos en las primeras cuatro etapas del Proceso GE.

Una medida que no se evalúa poco después de su obtención es útil sólo para los abogados y expertos que realizan trabajos de limpieza. O no muestra cambios significativos y por lo tanto es de poco interés para cualquiera; o muestra un cambio significativo pero nadie lo sabe hasta que el daño está hecho. Idealmente, cada medición se evaluaría momentos después de su obtención y se iniciaría la acción apropiada poco después.

3. INFLUENCIA DE LA PREDICCION DE VARIABLES.

A modo de ejemplificación de los conceptos antes planteados se procura a continuación mostrar la trascendencia que presenta, en la resolución de un problema geotécnico sencillo, la definición de la variable de principal incidencia en el resultado. Numerosos autores se han dedicado a este tema, produciendo modelos muy elaborados (Sfriso 2007).

El caso tratado se refiere a la definición de la presión de rotura (q_u) de una base superficial apoyada sobre suelos de tipo friccional. Para un caso como el indicado es de aplicación la ecuación básica del modelo de falla de Terzaghi, de la forma:

$$q_u = q\ N_q + 0.5\ \gamma\ B\ N_\gamma \qquad \textbf{(1)}$$

Donde: q, es la sobrecarga del terreno hasta el nivel de la cota de apoyo, la misma se define para este ejemplo considerando una profundidad de desplante (D_f) igual a 1,50 metros y un peso unitario del suelo (γ) igual a 15 kN/m^3. B, es el ancho de la base de apoyo, se ha adoptado un valor de 1,50 metros. Nq y Ng, son los correspondientes coeficientes de aporte, los cuales dependen del ángulo de fricción del suelo φ.

Como se aprecia, el problema planteado incluye en su tratamiento dos variables geotécnicas específicas, el peso unitario del suelo y el ángulo de fricción. De estas dos variables se considera que la definición del peso unitario podría tener formas de definición de un grado de precisión ligeramente superior al ángulo de fricción. Por esta razón se formula el análisis basándose exclusivamente en la variabilidad de la fricción.

A nivel de la obtención de este valor en un medio puramente friccional, y para el campo de aplicaciones convencionales, el tipo de ensayo de mayor frecuencia en su aplicación es el SPT (Standard Penetration Test). A partir del resultado medio obtenido en el nivel de influencia de la cota de apoyo se suelen derivar, según expresiones empíricas, valores estimados del ángulo de fricción.

Se ha considerado que el número de golpes de referencia ($N1_{60}$) es igual a 20. En este marco de análisis, una variación de campo en una unidad es absolutamente esperable, es decir que el rango de número de golpes aplicables está comprendido entre (19 y 21). Estos valores son convertidos a ángulo de fricción, según tres tipos de relaciones empíricas clásicas, tales como: Peck; Hatanaka y Uchida o Kulhawy y Clen, contenidas en Leoni (2010):

$\varphi = 28.5° + 0.40\ (N1)_{60}$ Peck **(2)**
$\varphi = 20° + \sqrt{15.4\ (N1)_{60}}$ Hatanaka y Uchida **(3)**
$\varphi = 27.5° + 9.2\ Log\ [(N1)_{60}]$ Kulhawy y Clen **(4)**

El empleo de estas relaciones en el marco de la variación propuesta en el número de golpes, deriva en los ángulos de fricción indicados en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Ángulos de fricción según el $(N1)_{60}$

$(N1)_{60}$ → Autor	Inferior 19	Medio 20	Superior 21
Peck	36.1	36.5	36.9
Hatanaka y Uchida	37.1	37.5	38.0
Kulhaway y Chen	39.3	39.5	39.7

En el conjunto de valores definidos, se aplica la ecuación básica de presión de rotura. Adicionalmente con los valores anteriores, se ha incluido la definición de un valor de presión deducido según los criterios de asentamiento admisible de Burland y Burbidge, publicada en Terzaghi et al (1996), asumiendo un asentamiento a la rotura de 50 mm. La ecuación empleada es:

$$q = S_c \frac{{N_{60}}^{1.4}}{1.7\ B^{0.75}} \quad \textbf{(5)}$$

Donde: q, es la presión considera admisible para un asentamiento Sc. La expresión ha sido valuada para un asentamiento de rotura como el indicado con anterioridad.

Los resultados obtenidos se muestran en la **Tabla 2**, para la identificación de las presiones de rotura obtenidas en cada condición de cálculo.

Tabla 2. Presión de rotura en kPa

Autor	Inferior	Medio	Superior
Peck	1435	1502	1573
Hatanaka y Uchida	1611	1698	1788
Kulhaway y Chen	2090	2144	2197
Burland y Burbidge	1339	1438	1540

Los resultados obtenidos han sido expresados en forma porcentual con respecto del valor de referencia de número medio de golpes del SPT definido según la clásica expresión de Peck, según se observa en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Expresión porcentual de la presión de rotura.

Autor	Inferior	Medio	Superior
Peck	96%	100%	105%
Hatanaka y Uchida	107%	113%	119%
Kulhaway y Chen	139%	143%	146%
Burland y Burbidge	89%	96%	103%

Las variaciones en la presión de rotura, por la simple incertidumbre derivada de la definición del ángulo de fricción en un 5%, implican un rango comprendido entre el 96% y el 143%, según las correlaciones empleadas. Si sobre estos valores se aplica un factor de seguridad global del orden de 3, las presiones admisibles tendrán un rango de variación comprendido entre 479 y 715 kPa, con un valor de referencia en 501 kPa. Se aprecia claramente que este rango de variación implica condiciones de solución estructural importantes, y completamente independientes del modelo de cálculo de la presión de rotura aplicado.

4 CONCLUSIONES

En el tratamiento de los problemas que involucran particularmente la ingeniería geotécnica se muestran en los últimos tiempos un proceso de desarrollo y evolución en sus componentes. Las consideraciones efectuadas, a la luz de las propias experiencias de los autores permiten establecer algunos puntos que se estiman de interés tener en cuenta en el tratamiento de este tipo de problema en la ingeniería.

En tal sentido, los aspectos que se pueden resaltar son los siguientes:

a. Los tratamientos de problemas de obras geotécnicas involucran varias etapas, las que se pueden englobar en la definición de las variables del problema, la caracterización del mismo a través del modelo de proyecto, la ejecución de la propia obra según los medios tecnológicos disponibles, y el control de producto pretendido, valorado tanto durante el proceso de construcción, como una vez puesto en funcionamiento.
b. Los procesos de modelación han logrado una marcada evolución con base, especialmente en la capacidad de procesamiento informático, la integración de los sistemas de modelación, involucrando áreas de conocimiento que se complementan con la propia geotécnica (topografía, hidrología, etc.). En el marco de estos desarrollos la técnica actual permite la disposición de un conjunto de herramientas de tratamiento de los problemas caracterizada por su facilidad de preprocesamiento de la información de base y el posterior tratamiento integrado de los resultados. Estos elementos se complementan e integran, en formatos del tipo BIM, y sistemas que se toman como base criterios de Inteligencia Artificial.
c. La tecnología de construcción, junto con el desarrollo de dispositivos de control igualmente ha evolucionado en forma importante. La formulación de equipamiento de autocontrol de la propia ejecución, con una integración directa a lo establecido en el proyecto, es apreciable en diversas obras. Junto a esto, los sistemas de control de proceso o de resultado han visto grandes avances a nivel del equipamiento disponible y, por consiguiente, de los modelos de interpretación de la realizado y, eventualmente, de autocorrecciones básicas.
d. Dentro de los puntos de ejecución de la obra antes indicados, la definición de las variables que gobiernan el problema surge como un aspecto de especial interés. Si bien en esta presentación se muestra como ejemplo la influencia del camino seguido en la definición a una variable en un problema sencillo puede derivar en resultados con un importante rango de variación, el mismo sirve como referencia para la interpretación de las funciones actuales y futuras de especialista geotécnico dentro del conjunto etapas del problema antes indicado.
e. A la pregunta inicialmente planteada como ¿es la necesaria para la caracterización de problemas diversos?, se puede proponer lo siguiente. Las condiciones actuales de trabajo en obras convencionales muestran que los ensayos de caracterización aplicados, tanto a nivel de campo como en laboratorio son en general sencillos. En muchos casos puede comprenderse que no resulta factible la aplicación de reconocimientos de mayor complejidad, dejando al especialista la función de establecer los criterios adicionales de reconocimiento a aplicar, por sobre los mínimos fijados, por ejemplo, en el CIRSOC 401 (2015). En tal sentido, estos criterios de definición de la campaña de reconocimiento, parte de la base de la característica singular del material con el cual se trabaja, suelos o rocas. Son elementos heterogéneos, sobre los cuales se aspira la definición del modelo geoestructural sobre la base de un nivel de información restringido a un número limitado de locaciones de investigación (sondeos, puntos de extracción de

muestras, e inclusive reconocimientos geotécnicos superficiales).

f. En referencia a cuestionamiento sobre a la pregunta ¿la tecnología de ensayo está evolucionando hacia formas más representativas de los parámetros de caracterización? No se descarta en este punto que la propia tecnología aplicada en la conformación de modelos, procesos de construcción y sistemas de control, se extiende buscando su aplicación en los sistemas de ensayo. Sin embargo, se aprecia que, en obras convencionales, los procesos se mantienen establecidos según reconocimientos clásicos. En tal sentido, los especialistas geotécnicos se deben concentrar en la adecuada valoración de las relaciones de vinculación que establecerán entre los resultados de los propios ensayos y los parámetros que finalmente les demandan los modelos de resolución que procuran aplicar.

g. Finalmente, se plantea la pregunta ¿la precisión de las variables iniciales es reducida, el Método Observaciones de ser de aplicación estricta?, ¿para qué tipología de obra? Nuevamente surge en este punto la necesidad de valorar que los materiales con los cuales se trabaja en este campo no son similares a otros producidos con los respectivos controles de calidad. Este planteo permite considerar que el especialista geotécnico no debe perder de vista la propia heterogeneidad geométrica y temporal del ambiente en el cual trabaja. Si toma en consideración esta situación, podrá valorar adecuadamente los invalorables resultados de los procesos de diseño, valorando la representatividad de los modelos de simulación que ha realizado, identificando variables o parámetros dominantes del problema y definiendo, inclusive, aquellos elementos sobre los cuales mantiene dudas o incertezas en su definición. Este posicionamiento, le permite establecer actualmente que la aplicación de procesos de autoverificación de las propias hipótesis de comportamiento, como lo establece el Método Observacional, se encuentran absolutamente vigentes.

h. En referencia al concepto del Método Observacional, es posible establecer dos consideraciones respecto de su uso. En primer lugar, el mismo no deja de ser la forma en que la geotecnia nos recuerda la necesidad de aplicación de procesos de control, de procedimiento o de resultado. En muchos casos estos procesos parecen ser necesarios tanto durante las distintas etapas de la construcción (de procedimiento), como una vez concluida la misma para la verificación de las capacidades pretendidas para la obra (de resultados). Pero adicionalmente, es importante que el especialista geotécnico pueda establecer componentes de control que le permitan validar las hipótesis aplicadas a través de recomendaciones de diversos grados de complejidad (procesos de control topográfico durante la aplicación de carga en la obra, sistemas integrados de evaluación de deformaciones y estados tensionales, etc.). El reconocimiento de la situación registrada permite, con la ayuda las herramientas desarrolladas por la misma tecnología, la generación de los resultados que el especialista necesita disponer para la toma de decisión en cuanto a la validez de la obra, o la necesidad de su readecuación.

Finalmente, los autores sugieren como reflexión la necesidad de interpretar adecuadamente, en el marco del desarrollo actual y futuro de la técnica y la tecnología, la participación de los propios especialistas como los encargados de la aplicación de los conceptos de juicio propio, experiencia, interpretación global de la situación, formulación y reformulación de soluciones. Esto es de especial aplicación en el reconociendo de la actual distancia existente entre la singularidad del medio sobre el que se trabaja (suelos o rocas) y los procesos simplificados empleados en la definición de las variables elementales que gobiernan los problemas tratados y, particularmente, los modelos que se emplearán para su representación.

5 REFERENCIAS

Akbas, S.O. and Kulhawy, F.H. (2010). *Characterization and Estimation of Geotechnical Variability in Ankara Clay: A Case History*. Geotechnical and Geological Engineering 28(5):619-631. DOI: 10.1007/s10706-010-9320-x

CIRSOC (2015). *Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para Obras Civiles.

Facione, P.A. (1998). "*Critical thinking: what it is and why it counts*." California Academic Press.

Ladd, C.C. and DeGroot, D.J. (2003). "*Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture*." Proc. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

Lambe, T.W. (1967). "*The stress path method.*" ASCE:JSMFD, Vol. 93, SM6, Nov, pp 309-331.
Lambe, T.W. and Marr, W.A. (1979). "*Stress path method: second edition*", ASCE:JGED 105(6), 727-738.

Leoni, A. (2010). *Parametrización de los Suelos.* Apuntes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata.

Marr, A. (2006). *Geotechnical Engineering and Judgment in the Information Age*. DJ De Grout, JT De Jong, JD Frost, LG Baise, Eds. GeoCongress 2006. February 26-March 1, 2006 | Atlanta, Georgia, United States. 17p.

Parkin, J. (2000). *Engineering judgement and risk*, Thomas Telford, London.

Peck, R.B. (1969). "*Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*." Geotechnique, 19(2), 171-187.

Samui, P. y Sitharam, T.G. (2010). *Site Characterization Model Using Artificial Neural Network and Kriging*. International Journal of Geomechanics, Vol. 10, No. 5. ASCE, ISSN 1532-3641. pp171–180.

Sfriso A.O. (2007) *A constitutive model for sands : Evaluation of predictive capability*. XIII PanAm.Conf.S.M.G.E. pp. 1042-1047. Margarita (Venezuela)

Terzaghi,K ; Peck, R. and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Third Edition. Ed. John Wiley and Sons, Inc.

Vick, S.G. (2002). *Degrees of belief: subjective probability and engineering judgment*, ASCE, Reston, VA.

Zhang, J. ; Wu C. ; Wang, L. ; Mao X. and Wu Y. (2017). *The Work Flow and Operational Model for Geotechnical Investigation Based on BIM*. IEEE Access (Volume 4). ISSN: 2169-3536 DOI: 10.1109/ACCESS.2016.2606158.

EJE TEMÁTICO

“GEOTECNIA AMBIENTAL Y MEJORAMIENTO DEL SUELO”

Influencia del nivel de lixiviado en la estabilidad de taludes de rellenos sanitarios

Leachate level influence on sanitary landfill slopes stability

Clara A. Mozejko & Franco M. Francisca
Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina. Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET y Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina. clara.mozejko@unc.edu.ar

Carolina Tkaczyk
Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina

Hugo Pesci
Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina. Corporación Intercomunal para la Gestión Sustentable de los Residuos Sólidos Urbanos del Área Metropolitana de Córdoba (CORMECOR S.A.), Córdoba, Argentina.

RESUMEN: La acumulación de líquido dentro de las celdas de un relleno sanitario genera un riesgo ambiental, asociado al transporte de contaminantes a través de los sistemas de barreras. Las buenas prácticas de diseño y operación de los rellenos sanitarios, y muchas de las recomendaciones a nivel internacional, establecen que el nivel máximo de líquido por encima de la barrera inferior no debe superar los 0,3 m. Sin embargo, es común que este nivel se exceda, en particular en los países en vía de desarrollo o en los emplazamientos donde los controles ambientales no son demasiado rigurosos. Existen numerosos casos de deslizamientos en depósitos de residuos y en rellenos sanitarios asociados a la acumulación de líquido y/o exceso de precipitaciones. Esto demuestra la importancia de la interacción entre el líquido lixiviado y los residuos, y la influencia de dicha interacción en la estabilidad de taludes. En este trabajo se analiza un caso histórico donde se evalúa cómo el nivel de líquido dentro de las celdas influye en la estabilidad de los taludes de residuos en el relleno sanitario. Se considera la variabilidad en las propiedades de los residuos y se evalúa la sensibilidad del factor de seguridad utilizando metodologías de cálculo de equilibrio límite. Los resultados obtenidos permitieron alertar sobre el potencial riesgo de deslizamiento y la importancia de una adecuada gestión del lixiviado dentro del relleno sanitario.

ABSTRACT: Liquid accumulation inside the cells of a sanitary landfill generates an environmental risk associated with pollutants transport through the barrier systems. Common good practices for sanitary landfill design and operation establish the maximum liquid level above the lower barrier, which should not exceed 0.30 m. However, it is common for this level to be exceeded, particularly in developing countries or locations where environmental controls are not very stringent. There are numerous cases of landslides in waste deposits and sanitary landfills (with or without geotechnical design respectively), associated with liquid accumulation or rainfall excess. This problem demonstrates the importance of leachate liquid and waste interaction on slope stability. This paper presents a historical case where slope stability is evaluated considering the liquid cell level inside a sanitary landfill. Properties variability of wastes is considered and the sensitivity of the safety factor is evaluated using limit equilibrium calculation methodologies. The results obtained allowed us to warn about the potential risks of landslides and the imperative importance of adequate leachate management within the landfill.

PALABRAS CLAVE: relleno sanitario – estabilidad de taludes – influencia nivel de lixiviado

KEYWORDS: sanitary landfill – slope stability – leachate level influence

1 INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional de los últimos tiempos, junto con la creciente urbanización, el proceso de industrialización y el alto nivel de vida han resultado en un aumento desenfrenado en la generación de residuos sólidos urbanos (RSU). La disposición final de los mismos representa, al día de la fecha, una de las principales problemáticas a resolver por distintos municipios. La práctica común consiste en disponer los mismos en rellenos sanitarios, con el objetivo de contener y aislar los mismos, evitando posibles problemas de contaminación que pudieran ocurrir. Este método de disposición busca preservar la salud humana y del medio ambiente, siendo el principal desafío garantizar la operatividad del mismo a partir del correcto diseño y monitoreo (Tchobanoglous, 2009).

Una de las principales preocupaciones relacionadas con la operación de rellenos sanitarios se encuentra vinculada a la generación de lixiviado, el cual se considera una amenaza importante para el medio ambiente (Singh et al., 2016; Khan et al., 2020). Los lixiviados generados por estos vertederos están poniendo en peligro el medio ambiente y los recursos hídricos, que son el recurso crítico y vital para los seres humanos y el hábitat. La composición de los residuos sólidos, la tasa de precipitación, la hidrología del sitio, la compactación diaria de los residuos, el diseño de la cubierta del relleno sanitario, la edad de los residuos, y los procedimientos de muestreo adoptados son algunos de los aspectos responsables de la variación en las características de un lixiviado. La peligrosidad de los mismos se encuentra vinculada al potencial de percolación hacia la subsuperficie contaminando, en el proceso, el suelo y agua subterránea. Sin embargo, la problemática no solo existe durante el funcionamiento y operación del relleno sanitario, sino también

una vez cerrado el mismo, siendo que la producción de lixiviado continúa ocurriendo (Somani et al., 2019). La mayor posibilidad de contaminación de aguas subterráneas existe en proximidades de los rellenos sanitarios, siendo responsable del riesgo para la salud humana y otros riesgos ambientales naturales (Regadio et al., 2012; Xu et al., 2018). Cuando el lixiviado se acerca al nivel freático después de migrar de la zona no saturada, forma una pluma contaminante que se propaga en la dirección del flujo subterráneo y eventualmente contamina el agua subterránea de la localidad que en muchas ocasiones podría ser utilizada como recurso para fuente de bebida o para fines agropecuarios (Vasanthi et al., 2008).

El lixiviado dentro de las celdas de residuos genera además interacciones biológicas y químicas con los residuos y afecta el comportamiento mecánico de los mismos. Esto último se debe al acoplamiento entre los estados tensionales y el nivel de líquido dentro de la celda que modifica sustancialmente las tensiones efectivas a las cuales están sometidos los residuos. Como consecuencia de ello la acumulación de líquido dentro de las celdas en los vacíos de los residuos afecta la estabilidad global del relleno sanitario.

La estabilidad de los taludes de un relleno sanitario resulta de vital importancia tanto durante la construcción del mismo, durante la fase de operación como así también una vez clausurado el mismo. Durante las últimas décadas se han reportado diversos casos catastróficos de fallas de taludes en rellenos sanitarios en el mundo. Estas fallas se pueden clasificar en fallas rotacionales y fallas traslacionales, según el modo de deslizamiento y el mecanismo por el cual ocurren (Qian y Koerner, 2009). Para las fallas rotacionales, la superficie de deslizamiento se desarrolla principalmente dentro del cuerpo de los RSU, mientras que las fallas traslacionales se desarrollan total o parcialmente a lo largo de la interfaz geosintética débil dentro del sistema de revestimiento inferior. De acuerdo a investigaciones previas, estos dos modos de falla se encuentran relacionados con factores causales internos, como un alto nivel de lixiviado y una baja resistencia al corte del sistema de revestimiento (Feng et al., 2019).

Por general, el factor desencadenante se encuentra vinculado al nivel excesivo de lixiviado, sea que este ocurre de manera gradual o repentina. De acuerdo a investigaciones previas realizadas, esto ocurre cuando no existe un sistema de recolección y/o eliminación de lixiviados, o bien el mismo es inadecuado, cuando las capa de drenaje se encuentra obstruida por sedimentos o microorganismos, cuando la tasa de entrada excede a la capacidad de flujo diseñada del sistema de recolección y remoción del mismo; cuando se colocan en la celda residuos líquidos concentrados que provocan acumulación excesiva de líquidos o bien cuando falla el sistema de captación por bombeo de los mismos (Xuede, 2008).

Este trabajo pretende analizar la variabilidad que existe en la estabilidad de los taludes de un relleno sanitario al considerar la acción combinada de factores asociados al nivel de lixiviado, al efecto dinámico por acciones sísmicas y el efecto que presenta el grado de compactación de los residuos. Los resultados permitieron identificar que la presencia de lixiviado en la celda afecta significativamente el factor de seguridad frente a la estabilidad global.

2 RELLENO SANITARIO PIEDRAS BLANCAS

En la ciudad de Córdoba los residuos se disponen en el enterramiento sanitario "Piedras Blancas". Este predio, de carácter temporario, dispone residuos sólidos urbanos provenientes de la ciudad de Córdoba y más de 20 municipios y comunas del área metropolitana de Córdoba.

El mismo se encuentra localizado en la zona sur de la ciudad de Córdoba, como se indica en la Figura 1, sobre la vera de la ruta RN 36 de la provincia, geolocalizado con coordenadas de Latitud 31°30' Sur y Longitud 64°13' Oeste, a 5,8 km de la Av. Circunvalación de la provincia y a 2,2 km del barrio "Nuestro Hogar III" en el extremo sur de la ciudad.

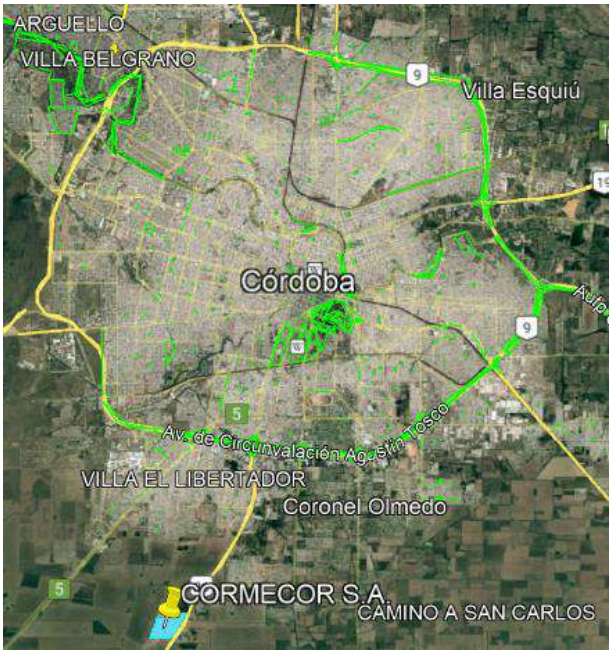


Figura 1. Imagen satelital de la ubicación relativa del predio Piedras Blancas – Ciudad de Córdoba (Imagen obtenida de Google Earth).

Piedras Blancas consiste en un predio de 60 hectáreas habilitado en abril de 2010, identificadas en la Figura 2, cuyo propósito inicial consistió en funcionar como un relleno transitorio por la necesidad de contar con un sitio para la disposición final de los residuos de la zona, frente al inminente cierre en aquel momento del enterramiento de Potrero del Estado. Sin embargo, debido a múltiples causas el uso del predio definido como "transitorio" en su origen para la disposición de residuos sólidos urbanos se fue extendiendo en el tiempo y continúa operando en la actualidad debido a las necesidades de disponer los residuos y no contar con alguna otra alternativa de tratamiento y disposición. Esto representa un condicionante importante ya que los estándares de disposición de residuos en celdas se correspondieron con el destino transitorio inicialmente concebido (UNC, 2014).

El predio cuenta con un sistema de recolección de lixiviados, que consiste en celdas fraccionadas y separadas por bermas intermedias de separación con inclinación hacia los taludes laterales del mismo. El lixiviado acumulado en el fondo de la celda drena por gravedad a través de una capa de suelo hacia el sumidero, en donde se sitúa una cámara de lixiviado.

Actualmente, el predio cuenta con 13 cámaras de lixiviado activas, distribuidas estratégicamente a lo largo del perímetro del relleno sanitario, las cuales permiten medir el nivel de lixiviado en distintas celdas. Las mismas se encuentran identificadas en la Figura 2, con la denominación CL (cámara de lixiviados). Con el fin de evitar exceso de carga hidráulica sobre el sistema de revestimiento de fondo, se utiliza un sistema de bombeo interno a través de estas cámaras el cual permite extraer el lixiviado del relleno y conducirlo a una planta de tratamiento.



Figura 2. Imagen satelital predio Piedras Blancas (Imagen obtenida de Google Earth)

El cierre de las celdas que se encuentran en su capacidad máxima se ejecuta a partir de un sistema de cobertura, compuesto por una capa de limo con escombros compactada de aproximadamente 0,80 m. Los mismos recubren los RSU, conformando taludes con distinta inclinación, y constituye la base de la futura capa aislante superior de las celdas.

3 MATERIALES Y MÉTODOS

El análisis de estabilidad de los taludes del relleno sanitario Piedras Blancas se realizó sobre las secciones de mayor inclinación identificadas. Se trabajó con el método de Bishop simplificado en el programa computacional ROCSCIENCE SLIDE, sobre modelos 2D, trabajando con fallas de tipo rotacional.

Los parámetros considerados en el cálculo de estabilidad se presentan en la Tabla 1, mientras que la Figura 3 presenta la geometría y los distintos estratos y materiales en las secciones analizadas. Estos parámetros resistentes de los residuos sólidos urbanos son difíciles de determinar, sin embargo, resultan importantes para el diseño de las pendientes de los taludes. Debido a ello es común realizar los primeros análisis, como los realizados en este trabajo, adoptando parámetros resistentes a partir de experiencias reportadas en la literatura para luego avanzar en la calibración de los modelos de estabilidad. En la misma es posible identificar que la capa de RSU se coloca en celdas enterradas que presentan una inclinación de 16° con respecto a la base de la celda.

Tabla 1. Parámetros considerados en el cálculo de estabilidad. Datos extraídos de Francisca et al., (2002) y Singh (2008).

Parámetro	*RSU*	*Limo con escombros*
Cohesión (kN/m^2)	16.00	10.00
Fricción Φ (°)	25.00	30.00
γ (kN/m^3)	3.14	16.20
γ sat (kN/m^3)	11.71	18.21
γ H_2O (kN/m^3)	9.81	9.81
γ ´ (kN/m^3)	1.91	8.41

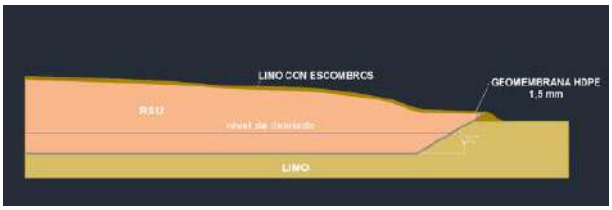


Figura 3. Esquema tipo utilizado en el análisis de estabilidad; geomembrana colocada sobre el estrato de limo, sobre la cual se disponen los RSU cubiertos por una capa de limo con escombros.

Las pendientes estudiadas fueron obtenidas a partir de modelos topográficos del predio, provisto por CORMECOR S.A., corroborados in situ mediante mediciones directas realizadas con niveles. Los taludes analizados pueden identificarse en la Figura 4.

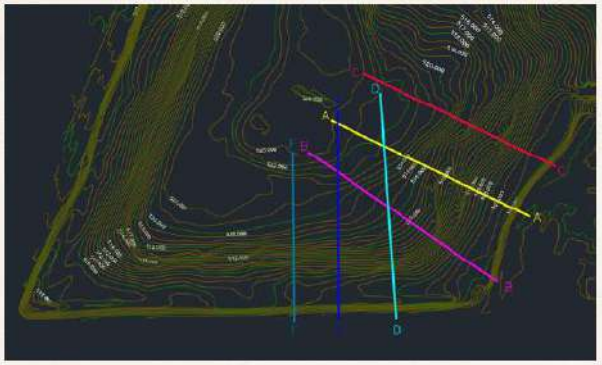


Figura 4. Identificación de secciones utilizadas en el análisis de estabilidad sobre el mapa topográfico de la zona sur del predio, provisto por CORMECOR S.A.

Para cada sección se analizaron diversas condiciones. Por un lado, se evaluó del efecto sísmico considerando una pseudoaceleración horizontal de 0,1 g. Se analizó a su vez, la influencia de la variación del nivel de lixiviado en la estabilidad del talud, considerando niveles de 10 m y 20 m por encima de la barrera de fondo, correspondientes al 50% y 100% de la profundidad de las celdas respecto del nivel del terreno natural, y que se corresponden con escenarios replanteados de niveles de lixiviado en el predio en estudio. Por último, se evaluó la influencia del grado de compactación en los residuos sobre la estabilidad del talud, en la condición más crítica (nivel de lixiviado al 100% y pseudoaceleración 0,1 g).

4 RESULTADOS OBTENIDOS

A los fines de evaluar la influencia de loa distintas variables consideradas en la estabilidad global, en este trabajo se procedió a analizar el talud número 2 (sección C-C) de la Figura 4.

El talud se ubica en el sector sur-este del relleno sanitario sobre las coordenadas 31°31’9,00”S; 64°13’56,33”O. El mismo presenta una elevación de 37° con respecto al terreno natural, y una altura de 6 m.

Sin considerar efectos generados por acciones dinámicas, el FS obtenido cuando el nivel de lixiviado se encuentra 10 m por encima de la barrera de fondo, aproximadamente el 50% de la profundidad de la celda desde el nivel del terreno natural, resultó FS= 3,685. Sin embargo, los resultados indican que el factor de seguridad de la sección se reduce un 65% cuando el nivel de lixiviado se encuentra próximo al coronamiento del talud de la berma perimetral, como se muestra en la Figura 5.

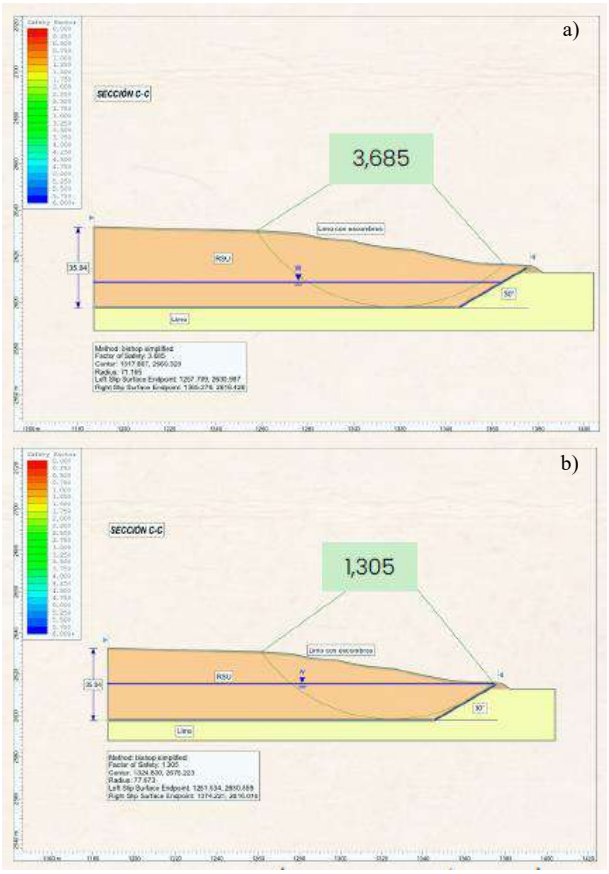


Figura 5. Influencia del nivel de lixiviado presente en las celdas en la estabilidad de los taludes; a) nivel de lixiviado al 50% de la profundidad de la celda, b) nivel de lixiviado al 100% de la profundidad de la celda respecto del nivel del terreno natural.

De manera análoga, los resultados manifestaron que el FS de la misma sección con la misma altura de lixiviado se reduce al considerar acciones sísmicas con una pseudo aceleración horizontal. Cuando las celdas se encuentran con una altura de lixiviado de 10 m de altura sobre la barrera de fondo el valor del FS se reduce un 40%, obteniéndose FS = 2,186. Esta situación resulta más crítica cuando se combina la acción de la aceleración dinámica junto con un incremento en la altura del lixiviado. Ante este escenario el FS se reduce en un 80%, para lo cual se determinó un FS = 0,73. Los resultados se ilustran en la Figura 6.

La densidad de los residuos es un factor importante tanto en las fuerzas motrices como en las fuerzas de resistencia. Los resultados obtenidos en este análisis se condicen con la literatura, siendo que los incrementos en la densidad inicial de los RSU se traducen a incrementos en la estabilidad del relleno (Koerner y Soong, 2000). Para un mismo escenario en el cual el nivel de lixiviado se encuentra a la altura del coronamiento del talud, con una pseudo-aceleración de 0,1 g el factor de seguridad incremento desde 0,731 a 1,155 y 1,554 considerando distintos grados de compactación de residuos, pobre (3,14 kN/m^3), moderada (6,29 kN/m^3) y mejorada (9,42 (kN/m^3) respectivamente. Sin embargo, estos últimos resultados solo representan valores locales ya que su variación está determinada, fundamentalmente, por la geometría de la celda, la cual constituye un relleno en trinchera. En otras geometrías, por ejemplo, en rellenos sanitarios en área, los incrementos del peso unitario del suelo afectarían de manera diferente el FS esperado para la estabilidad global de las celdas.

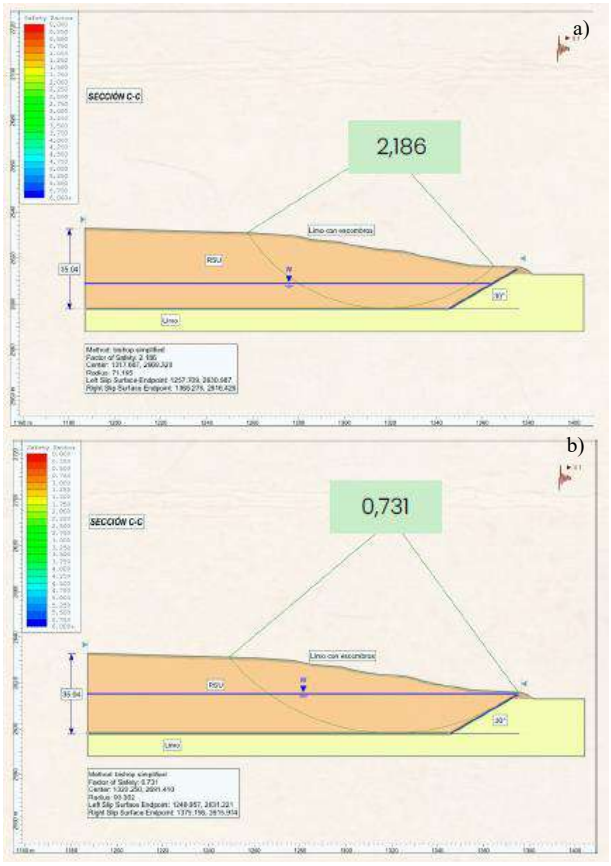


Figura 6. Influencia del nivel de lixiviado presente en las celdas en la estabilidad de los taludes considerando efecto sísmico; a) nivel de lixiviado al 50% de la profundidad de la celda, b) nivel de lixiviado al 100% de la profundidad de la celda respecto del nivel del terreno natural.

La densidad de los residuos es un factor importante tanto en las fuerzas motrices como en las fuerzas de resistencia. Los resultados obtenidos en este análisis se condicen con la literatura, siendo que los incrementos en la densidad inicial de los RSU se traducen a incrementos en la estabilidad del relleno (Koerner y Soong, 2000). Para un mismo escenario en el cual el nivel de lixiviado se encuentra a la altura del coronamiento del talud, con una pseudo-aceleración de 0,1 g el factor de seguridad incremento desde 0,731 a 1,155 y 1,554 considerando distintos grados de compactación de residuos, pobre (3,14 kN/m^3), moderada (6,29 kN/m^3) y mejorada (9,42 (kN/m^3) respectivamente. Sin embargo, estos últimos resultados solo representan valores locales ya que su variación está determinada, fundamentalmente, por la geometría de la celda, la cual constituye un relleno en trinchera. En otras geometrías, por ejemplo, en rellenos sanitarios en área, los incrementos del peso unitario del suelo afectarían de manera diferente el FS esperado para la estabilidad global de las celdas.

5 SÍNTESIS Y ASPECTOS RELEVANTES

En este trabajo se presenta un caso histórico donde se estudió la influencia del nivel de lixiviado en la estabilidad de los taludes en un relleno sanitario. Los aspectos más importantes del estudio realizado se mencionan a continuación:

- Se determinó que el nivel de lixiviado dentro de las celdas es alto, por encima de lo recomendado dentro de la práctica geotécnica. Esta situación, lamentablemente es común en muchos depósitos y rellenos sanitarios en países en vía de desarrollo y existen en la literatura evidencia de casos de deslizamientos y fallas asociadas a dicha problemática.

- Se determinaron los factores de seguridad utilizando métodos de equilibro límite para lo cual se obtuvo que la geometría actual resulta estable si el nivel de lixiviados es bajo, aun siendo más alto que el nivel recomendado. Sin embargo, aún con taludes poco empinados en las celdas completas de residuos los factores de seguridad se reducen significativamente resultando inferiores a lo recomendado por la práctica geotécnica cuando el nivel de lixiviado crece.
- Estando Córdoba en zona sísmica, corresponde evaluar el efecto de las acciones sísmicas en el factor de seguridad. Al introducir una pseudoaceleración de 0,1 g, los factores de seguridad resultaron inferiores a los de equilibrio límite (FS=1).
- Los resultados obtenidos demuestran la importancia de los estudios geotécnicos en la evaluación de la estabilidad de rellenos sanitarios y de una correcta gestión del lixiviado dentro de las celdas.

6 REFERENCIAS

Feng, S. J., Chang, J. Y., Shi, H., Zheng, Q. T., Guo, X. Y., & Zhang, X. L. (2019). *Failure of an unfilled landfill cell due to an adjacent steep slope and a high groundwater level: A case study*. Engineering Geology, 262, 105320.

Francisca, F. M., Redolfi, E. R., & Prato, C. A. (2002). *Análisis de Tuberías Enterradas en Suelos Loéssicos: Efecto de la Saturación del Suelo*. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 2(1), 3-19**.**

Khan, A., Khan, S. A., Saeed, Z., & Naz, B. (2020). *Impact of Leachate Percolation on Groundwater Quality near the Municipal Open Dumpsite (Jam Chakro): A Case Study of Surjani Town, Karachi, Pakistan.* International Journal of Ground Sediment & Water, 10, 541-556.

Koerner, R. M., & Soong, T. Y. (2000). *Stability assessment of ten large landfill failures*. In Advances in transportation and geoenvironmental syste

Qian, X., & Koerner, R. M. (2009). *Stability analysis when using an engineered berm to increase landfill space*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 135(8), 1082-1091.

Regadío, M., Ruiz, A. I., De Soto, I. S., Rastrero, M. R., Sánchez, N., Gismera, M. J., ... & Cuevas, J. (2012). *Pollution profiles and physicochemical parameters in old uncontrolled landfills*. Waste management, 32(3), 482-497.

Singh, Manoj Kumar (2008). *Characterization of stress-deformation behaviour of municipal solid waste.* A Thesis Submitted to the College of Graduate Studies and Research in Partial Fulfillment of the Requirements for the De-gree of Doctor of Philosophy the Department of Civil and Geologi-cal Engineering. University of Saskatchewan Saskatoon, Canada. August 2008.

Singh, S., Raju, N. J., Gossel, W., & Wycisk, P. (2016). *Assessment of pollution potential of leachate from the municipal solid waste disposal site and its impact on groundwater quality, Varanasi environs, India*. Arabian Journal of Geosciences, 9, 1-12.

Somani, M., Datta, M., Gupta, S. K., Sreekrishnan, T. R., & Ramana, G. V. (2019). *Comprehensive assessment of the leachate quality and its pollution potential from six municipal waste dumpsites of India.* Bioresource technology reports, 6, 198-206.

Tchobanoglous, G. (2009). *Solid waste management. Environmental engineering: environmental health and safety for municipal infrastructure, land use and planning, and industry*. Wiley, New Jersey, 177-307.

Vasanthi, P., Kaliappan, S., & Srinivasaraghavan, R. (2008). *Impact of poor solid waste management on ground water*. Environmental monitoring and assessment, 143, 227-238.

Xu, Y., Xue, X., Dong, L., Nai, C., Liu, Y., & Huang, Q. (2018*). Long-term dynamics of leachate production, leakage from hazardous waste landfill* sites and the impact on groundwater quality and human health. Waste Management, 82, 156-166.

Xuede, Q. (2008). *Limit equilibrium analysis of translational failure of landfills under different leachate buildup conditions*. Water Science and Engineering, 1(1), 44-62.

Técnicas de remediación para reuso de suelos contaminados por hidrocarburos mediante estabilización y solidificación

Remediation techniques for reuse of hydrocarbon contaminated soils through sterilization and solidification

Arnaldo Mario Barchiesi, Luis Antonio Mazzocato & **Juan Pablo Ibañez**
Área Geotecnia - Instituto IMERIS, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro Universitario (M5502KFA), Mendoza, Argentina, juan.pablo.ibanez@ingenieria.uncuyo.edu.ar

RESUMEN: En la industria del petróleo y derivados ocurren con cierta frecuencia maniobras o accidentes que provocan derrames de hidrocarburos en el terreno. Estos derrames producen contaminaciones en los suelos creando así los denominados pasivos ambientales. Debido a las legislaciones medioambientales vigentes en la provincia de Mendoza, estos suelos contaminados deben ser remediados con algún procedimiento. El Área Geotecnia del Instituto IMERIS de la Facultad de Ingeniería de la UNCuyo tiene una amplia experiencia innovadora en esta temática, especialmente en los procesos de estabilización y solidificación de suelos contaminados. Mediante la técnica de estabilización se busca reducir la solubilidad, reactividad y movilidad de los elementos contaminantes por modificación del estado químico o inmovilización física, utilizando un agente estabilizante. Empleando la técnica de solidificación se busca convertir el suelo contaminado en un sólido de manipulación sencilla y segura, evitando riesgos de volatilización, lixiviación o fugas. Para estos procedimientos se suelen emplear cal, cemento, o una combinación de ambos aglomerantes. En el presente trabajo se presenta un resumen de las amplias actividades llevadas a cabo para la remediación de suelos contaminados en diversos yacimientos de la empresa YPF en la provincia de Mendoza. Estas actividades incluyen la recopilación de antecedentes, la revisión de la legislación vigente, ensayos de laboratorio en el marco de la investigación teórico-experimental, determinaciones en campo y el diseño de mezclas suelo-aglomerantes aptas para su utilización en la construcción de caminos internos en los yacimientos.

ABSTRACT: In the oil and derivatives industry, maneuvers or accidents that cause oil spills on the ground occur with some frequency. These spills produce contamination in the soil, thus creating the so-called environmental liabilities. Due to the environmental legislation in force in the province of Mendoza, these contaminated soils must be remedied with some procedure. The Geotechnics Area of the IMERIS Institute of the Faculty of Engineering of the UNCuyo has extensive innovative experience in this area, especially in the processes of certainty and solidification of contaminated soils. Through the precision technique, the aim is to reduce the solubility, reactivity and mobility of the polluting elements by modifying the chemical state or physical immobilization, using a stabilizing agent. Using the solidification technique, the aim is to convert the contaminated soil into a solid that is easy and safe to handle, avoiding risks of volatilization, leaching or leaks. For these procedures, lime, cement or a combination of both binders are used. In the present work a summary of the extensive activities carried out for the remediation of contaminated soils in various deposits of the YPF company in the province of Mendoza is presented. These activities include the collection of background information, the review of current legislation, laboratory tests within the framework of theoretical-experimental research, field determinations, and the design of soil-binding mixtures suitable for use in the construction of internal roads in the deposits.

PALABRAS CLAVE: suelo – modelos – succión – resistencia – no saturado.

KEYWORDS: soil – modeling – suction – strength – unsaturated.

1 INTRODUCCIÓN

La remediación para reuso de suelos contaminados es un tema preponderante de la geotécnia ambiental. En general, la problemática de la contaminación de suelos, superficiales o en profundidad, es resultado no deseado de la actividad industrial. Se da cuando se ponen en contacto con el terreno ciertos materiales, que pasan a ser residuos contaminantes sólidos, líquidos o gaseosos, sea por maniobras planeadas, evitables, inevitables o accidentales.

En la industria del petróleo y derivados, si bien se trabaja bajo estándares ambientales definidos, han ocurrido con una dada frecuencia maniobras o accidentes que provocan derrames de hidrocarburos en el terreno. Estos derrames se dan en yacimientos, refinerías y demás instalaciones, provocando contaminaciones en los suelos. Estos terrenos, una vez diagnosticados como efectivamente contaminados, se designan como pasivos ambientales por las legislaciones medioambientales vigentes en cada lugar.

En el caso de la provincia de Mendoza, las legislaciones medioambientales vigentes establecen claramente que estos suelos contaminados deben ser remediados con algún procedimiento. Esto implica la propuesta de un plan de gerenciamiento de ese pasivo ambiental, eligiendo entre diferentes formas de remediación.

El Área Geotecnia del Instituto IMERIS de la Facultad de Ingeniería de la UNCuyo viene desarrollando trabajos investigativos y de innovación, así como experiencias concretas en esta temática, específicamente en lo relativo a remediación de suelos contaminados por las técnicas de estabilización y solidificación.

Se emplea la técnica de estabilización con el objetivo central de reducir la solubilidad, reactividad y movilidad de los elementos contaminantes. Esto de consigue por modificación del estado químico o inmovilización física, utilizando un agente estabilizante.

Por otro lado, se utiliza la técnica de solidificación con el propósito de convertir el suelo contaminado en un sólido de

manipulación sencilla y segura, evitando riesgos de volatilización, lixiviación o fugas.

Para ambos procedimientos se suelen emplear cal, cemento, o una combinación de ambos aglomerantes, a fin de constituir mezclas suelo-aglomerante con dosificaciones denominadas óptimas. El objetivo final es el reuso seguro del material contaminado, a partir de la conformación de mezclas, en obras geotécnicas.

En el presente trabajo se presenta un resumen de las actividades realizadas por Área Geotecnia para la remediación de suelos contaminados en el yacimiento Barrancas de la empresa YPF, en la provincia de Mendoza. Estas actividades responden a una metodología propia elaborada, e incluyen la recopilación de antecedentes, la revisión de la legislación vigente, ensayos de laboratorio en el marco de la investigación teórico-experimental, determinaciones en campo y el diseño de mezclas suelo-aglomerantes aptas para su utilización en la construcción de caminos internos en los yacimientos.

2 EL CASO DEL YACIMIENTO BARRANCAS

Yacimiento Barrancas de la empresa YPF, descubierto en el año 1939, se sitúa en el departamento de Maipú, Mendoza (ver figura 1). Luego de décadas de explotación, existen pasivos ambientales en diferentes sectores del mismo, que la empresa busca remediar evaluando y aplicando diferentes metodologías. En el caso de suelos contaminados por hidrocarburos, las diferentes técnicas se distinguen en cuanto a su costo económico, tiempo de remediación, tipo de reuso propuesto, etc.

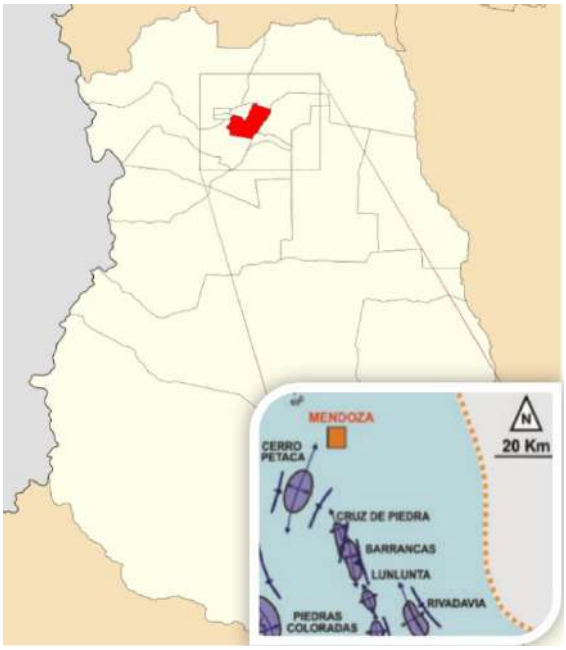


Figura 1. Mapa de la provincia de Mendoza con ubicación del departamento Maipú. En detalle los yacimientos de petróleo de la Cuenca Cuyana en la zona, donde aparece el Yacimiento Barrancas.

La biorremediación fue utilizada como método de remediación en algunos pasivos del yacimiento, pero su alto costo y el prolongado tiempo involucrado llevó a buscar metodologías alternativas, como son las mencionadas técnicas de estabilización y solidificación.

Por tal motivo, en el año 2014, el Área Geotecnia del Instituto IMERIS de la Facultad de Ingeniería de la UNCuyo fue convocada para implementar una metodología de estudio sobre algunos suelos contaminados acopiados por la empresa. Esto, con el propósito de determinar la factibilidad de su utilización en mezclas de suelo-cemento para la construcción de capas de rodamiento. Con lo cual se planteó como objetivo final la realización de una prueba piloto de camino como base para formular un proyecto de reuso de estos suelos contaminados en la construcción de caminos internos del yacimiento.

Como primera medida se estableció que la metodología de estudio seria aplicada a suelos contaminados con un contenido de hidrocarburos lo suficientemente bajo, tal que permitan que los mismos sean sometidos a los ensayos y prácticas usuales de Mecánica de Suelos. Por tal motivo se realizó una visita al yacimiento para la inspección de los sectores con pasivos ambientales. Luego de una evaluación de los mismos, se determinó que se emplearía el acopio identificado como “Prueba Piloto – Lote B12”. La figura 2 muestra parte del acopio elegido, que incluye un gran volumen de material.



Figura 2. Acopio de material levemente contaminado en el Yacimiento Barrancas de Maipú, Mendoza.

3 OBTENCIÓN DE LA MUESTRA

A partir de la elección de lote de acopio a ser utilizado, se estableció un procedimiento para la extracción de material a fin de formar una muestra única representativa. Se seleccionaron nueve zonas de extracción del material acopiado, con el que se obtuvieron nueve porciones del mismo mediante el accionar de una máquina retroexcavadora.

Estas zonas de extracción se seleccionaron en distintos sectores del acopio asegurando así la representatividad de la muestra única. Las nueve porciones tomadas se depositaron sobre una lámina plástica y se mezclaron con ayuda de la retroexcavadora.

El material del acopio presentaba varios clastos de forma redondeada a subredondeada con tamaños mayores a 3”, que constituye el tamaño máximo de la fracción suelo según el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (SUCS). Por tal motivo, se decidió que estos clastos fueran descartados antes de formar la muestra única. De la misma manera, se descartaron todos los residuos orgánicos e inorgánicos que pudieran estar mezclados. Finalmente, se detectaron y descartaron porciones de material aglomerado con alto contenido de hidrocarburo.

Con la muestra única ya limpia en campo, se llenaron veinte bolsas, enviando a laboratorio unos 400kg de muestra. Una vez ingresado el material al laboratorio, se dio inicio a las tareas de secado al aire y en estufa a 60°C (ver figura 3). También se completaron tareas de partición para obtener la cantidad de material necesaria para los diferentes ensayos a ser realizados.



Figura 3. Secado al aire de una muestra de suelo contaminado en laboratorio.

4 ANÁLISIS LABORATORIAL DE LA MUESTRA

4.1 *Ensayos de clasificación*

Se procedió a realizar los ensayos de identificación del material necesarios, a fin de llevar a cabo su caracterización y clasificación. En primer lugar, se realizó el tamizado para análisis granulométrico, aplicando la Norma de Vialidad Nacional (VN-E1-65). El tamizado se realizó vía seca, pero la porción de material de la fracción que pasa el tamiz de 3/8" se realizó por vía húmeda. Se incluyó el tamiz IRAM 53 micras (N°270) a fin de obtener mayor información de la granulometría de la fracción fina del material.

La figura 4 presenta la curva granulométrica correspondiente análisis de la muestra, donde se observa un suelo arenoso con importante cantidad de finos.

El material clasificó como SC (arena arcillosa) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (VN-E1-65, VN-E2-65, VN-E3-65, IRAM 10509). Según el sistema HRB-AASHTO, de uso vial, el material clasificó como A-2-6 (1) (VN-E1-65, VN-E2-65, VN-E3-65, VN-E4-84).

Asimismo, para analizar las propiedades de la fracción fina del material, se determinaron los límites de consistencia (límite líquido y límite plástico), así como el índice de plasticidad (VN-E2-65, VN-E3-65). La tabla 1 resume los datos obtenidos del análisis granulométrico y de plasticidad, así como los resultados de las clasificaciones.

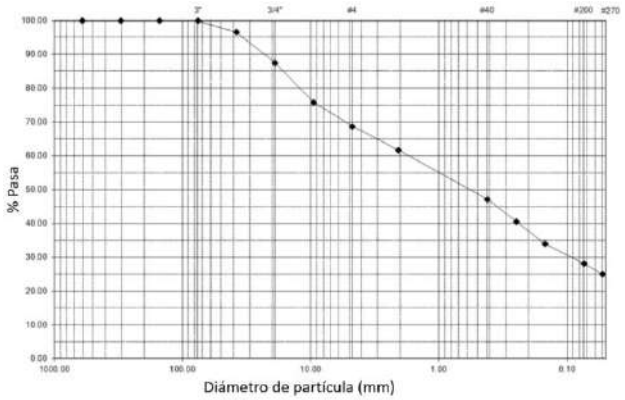


Figura 4. Análisis granulométrico de la muestra.

También se analizaron análisis químicos en la muestra, para la detección de sales solubles totales, aplicando la Norma de Vialidad Nacional (VN-E18-89). El resultado mostró un valor de 0,43% de sales solubles en la muestra. Se efectuaron además otras determinaciones químicas, como el contenido de sulfatos, cloruros, carbonatos, bicarbonatos y de pH.

Tabla 1. Resultados de los análisis granulométricos, de plasticidad y de clasificación de la muestra.

Parámetro	valor	Obs.
#Pasa tamiz 3"	100%	
#Pasa tamiz N°4	68,72%	
#Pasa tamiz N°200	28,22%	
#Pasa tamiz N°270	25,03%	
Límite Líquido (LL)	32.80	
Límite Plástico (LP)	20.30	
Índice de Plasticidad (IP)	12.50	
Clasificación SUCS	SC	Arena arcillosa
Clasificación HRB	A-2-6 (1)	Gravas y arenas arcillosas y limosas

4.2 *Ensayos de lixiviados para detección de TPH y metales pesados*

Se determinó para la muestra el contenido de TPH (hidrocarburos de petróleo totales) y metales pesados mediante análisis químicos de lixiviados según normativas de la Agencia de Protección Ambiental (EPA). A partir de esta determinación inicial se puede realizar la elección del tipo y el porcentaje mínimo de aglomerante necesario para asegurar estabilización y solidificación del suelo.

Esta determinación se estableció además como el procedimiento de control, en laboratorio y obra, de la efectividad en la estabilización de las mezclas suelo – cemento diseñadas:

a) Control de laboratorio: Una vez diseñada la muestra, se realiza una nueva medición para evaluar la acción del aglomerante en la encapsulación química. El diseño es satisfactorio si se alcanza TPH = 0 (cero), y el contenido de metales pesados por debajo de los límites permitidos de acuerdo a la normativa aplicada. Caso contrario se procederá al rediseño de la muestra.

b) Control de obra: una vez utilizada la muestra diseñada en una obra vial, se extraerán testigos para hacer ensayos físicos de resistencia por compresión simple. Sobre fragmentos de esos testigos se repiten los controles en lixiviado, como explicado en el párrafo anterior. En esta verificación, la autoridad de competencia es la DPA (Dirección de Protección Ambiental) de la Provincia de Mendoza.

5 DISEÑO DE MEZCLAS SUELO CEMENTO

5.1 *Tipo de cemento y dosificación*

El diseño de las mezclas suelo - cemento incluyó las siguientes actividades: elección del aglomerante (cemento en este caso), la dosificación óptima, preparación de las probetas y el tipo de ensayo de validación de la mezcla.

La elección del tipo de cemento tomó en cuenta los contenidos de sales del material (ítem 4) y estuvo a cargo de la empresa YPF. Dadas las características generales de los materiales bajo estudio, se optó por el empleo de cemento Portland de Tipo Puzolánico únicamente, como material cementante.

La dosificación de la mezcla se basó en la determinación del contenido de cemento en peso, el peso específico seco de

preparación de la probeta y la humedad de preparación de la probeta.

El porcentaje de cemento fue establecido siguiendo las directrices establecidas en la Norma de Vialidad Nacional de la VN-E20-66, a partir de la clasificación del sistema HRB-AASHTO (Tipo A-2-6(1) "con constituyentes principales de tipos más comunes: gravas y arenas arcillosas y limosas"). Se utilizó la Tabla Nº1 del Apartado 20-2.

De esta forma se obtuvo un porcentaje de cemento en peso del 7%. Este porcentaje es el requerido para el ensayo de compactación de la mezcla de suelo-cemento realizado bajo la Norma de Vialidad Nacional (VN-E19-66) "Compactación de mezclas de suelo-cemento y suelo-cal".

5.2 *Preparación de las probetas compactadas*

Las probetas de las mezclas fueron preparadas a partir del ensayo de compactación tipo Proctor. Una vez determinada la dosificación de cemento, se realizaron diferentes probetas de mezclas suelo-cemento variando la humedad de las mismas. Así se obtuvieron las variaciones de peso unitario de las mezclas con el aumento de la humedad, permitiendo establecer una curva de compactación.

A partir de la curva se obtuvo la humedad óptima, con la que se logra el mayor valor del peso de la unidad de volumen, denominada "densidad seca máxima".

Este estudio se realizó mediante la aplicación de la Norma de Vialidad Nacional (VN-E19-66). La figura 5 muestra la curva de compactación obtenida, así como los valores resultantes: humedad óptima (9,4%) y densidad seca máxima (1,983kg/cm^3, equivalente a 19,45kN/m^3).

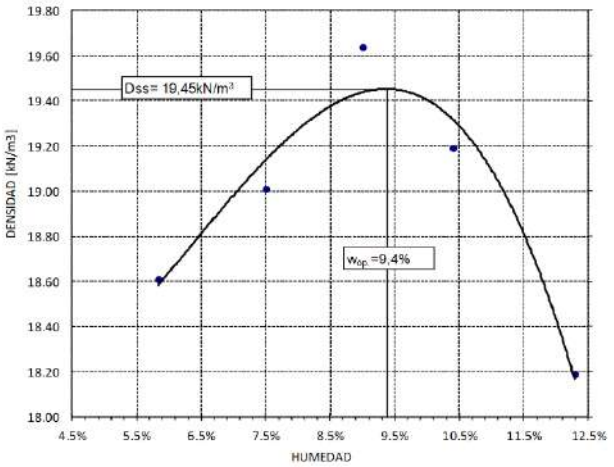


Figura 5. Curva de compactación correspondiente a la muestra suelo-cemento (Ensayo Proctor).

Según la normativa utilizada, se hicieron correcciones en los resultados del ensayo de compactación por peso específico y absorción, debido a los retenidos en tamiz ¾". Así, los valores fueron corregidos para su aplicación en campo: humedad óptima (8,4%) y densidad seca máxima (20,04kN/m^3).

5.3 *Diseño de las probetas a ensayar*

A partir de los resultados de laboratorio obtenidos para el material de la muestra, se diseñaron la cantidad y composición de las probetas para los ensayos de durabilidad por humedecimiento y secado, así como los ensayos de resistencia por compresión simple, según normativa (VN-E21-66, VN-E33-67).

Se consideró especialmente:

- el porcentaje retenido por el tamiz IRAM 4,75mm - Tamiz #4 (31,28%), mayor al 5%;
- el porcentaje que por el tamiz IRAM 53μ (25,03%), mayor al 5%;
- El resultado del ensayo de compactación Proctor (humedad óptima 9,4% y densidad seca máxima 19,45kN/m^3);

Se aplicó lo establecido en la Tabla N°2 (pág. 133) del compendio en formato digital de Normas de Vialidad Nacional – E.T.V.N. N°1: "Porcentaje de Cemento Para Suelos Granulares" (VN-E20-66). Así se determinaron tres porcentajes de cemento en peso para las probetas de mezcal suelo-cemento: 7% (valor de referencia) y porcentajes variando en ±2% del valor de referencia, o sea 5% y 9%.

6 ENSAYOS DE DURABILIDAD Y RESISTENCIA

6.1 *Ensayos de humedecimiento y secado*

Se moldearon seis probetas cilíndricas mediante el ensayo de compactación (VN-E19-66): tres juegos (para 5%, 7% y 9% de cemento), con dos probetas por juego. La compactación se ejecutó en tres capas, a contenido de humedad óptima. Las probetas tuvieron una altura de 117,0 mm y un diámetro de 101,7mm.

Posteriormente, las probetas se colocaron en cámara húmeda, dónde se dejaron durante siete días para completar el proceso de curado (ver figura 6). Una vez retiradas de la cámara húmeda, se repitieron las mediciones para comprobar los cambios de dimensiones resultantes del proceso de curado. En este caso, las alturas promedio fueron de 118mm, y los diámetros promedio de 102,1mm, con muy poca variación de una probeta a la otra (menos de 1%).



Figura 6. Probetas en la cámara húmeda por siete días para curado.

Las mismas se sometieron a los doce ciclos de determinaciones previstas por la Norma de Vialidad Nacional (VN-E21-66, VN-E21-66). En todos los casos se determinó la pérdida de peso, la variación de humedad y la variación de volumen que experimentaron las mezclas compactadas en probetas, tras ser sometidas a los ciclos de humedecimiento y secado.

Cada ciclo de humedecimiento y secado comprendió las actividades que siguen:

a) Colocar ambas probetas (Nº1 y N°2 de cada juego) durante cinco horas en el baño de inmersión a temperatura ambiente, totalmente sumergidas.

b) Retirar las probetas dejándolas escurrir durante 2 o 3 minutos.

c) Pesar y tomar las dimensiones de la probeta identificada como Nº1.

d) Colocar ambas probetas (Nº1 y N°2), durante 42 horas en la estufa a una temperatura de 71 ± 1ºC.

e) Retirar las probetas de la estufa.

f) Pesar y tomar las dimensiones de la probeta Nº 1.

g) Cepillar con el cepillo raspador a la probeta N°2 recorriendo dos veces su superficie completa, es decir, incluyendo las bases. El cepillo se pasa paralelo al eje longitudinal de la probeta (superficie lateral) y a la superficie

de las bases, con una presión de aproximadamente 1,5kg (ver figura 7).
h) Quitar el polvo adherido a la probeta usando un pincel.
i) Pesar la probeta.

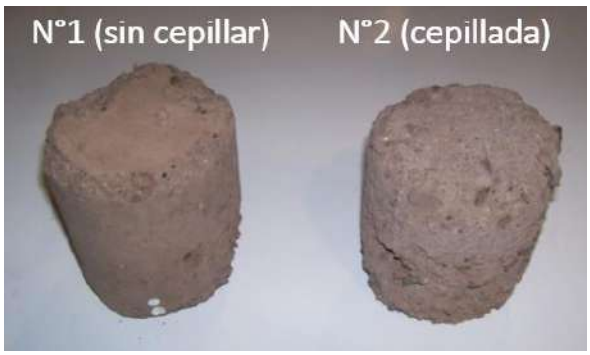


Figura 7. Probetas luego de los doce ciclos de humedecimiento y secado.

Finalizado el último ciclo, las probetas se colocaron en estufa a una temperatura de 105–110ºC, dónde permanecieron hasta obtener peso constante, anotándose finalmente los pesos alcanzados en estado seco. Los resultados se compararon con el valor de la máxima pérdida de masa permisible en los ensayos de durabilidad, según normativa, establecido en 10% para el tipo de suelo en cuestión.

De acuerdo con la normativa aplicada, se calculó un factor de corrección del peso seco del suelo para considerar el agua retenida por el cemento. Con esta corrección, el valor porcentual de pérdida de masa de las probetas ensayadas se incrementa.

A fin de obtener una mejor comprensión del aporte del aglomerante a la durabilidad de las mezclas, y de acuerdo con la empresa YPF, se estableció incluir dos juegos de probetas adicionales, conteniendo 11% y 13% de cemento. La tabla 2 presenta todos los resultados obtenidos.

Tabla 2. Resultados del ensayo de durabilidad.

Probetas	Perdida de masa (%)	Límite (%)	Aplica corrección
5% de cemento	19,7	10	No
5% de cemento	21,2	10	Si
7% de cemento	12,4	10	No
7% de cemento	14,1	10	Si
9% de cemento	4,1	10	No
9% de cemento	6,0	10	Si
11% de cemento	3,9	10	No
11% de cemento	5,8	10	Si
13% de cemento	2,7	10	No
13% de cemento	4,7	10	Si

A partir de los resultados obtenidos, se concluye que el las dosificaciones de mezcla deben incluir porcentajes de cemento (CPP) mayores o iguales al 9% en peso, para cumplir las condiciones de durabilidad. Por tal motivo, se recomendó un dosaje del 10% en peso de CPP para la realización de la Prueba Piloto.

6.2 *Ensayos de compresión simple*

Se moldearon ternas de probetas cilíndricas en molde Proctor para cada contenido de cemento, siendo asumidas en este caso dosificaciones de 7%, 9%, 11% y 13%. Se empleó el método B2 prescripto en la Norma de Vialidad Nacional (VN-E19-66).

Las probetas fueron preparadas mediante compactación a la humedad óptima establecida, realizando posteriormente mediciones de peso seco para comprobar que las densidades de las probetas alcanzaran el valor previsto según lo establecido en el ensayo de compactación. Se repitió el proceso de curado de las mismas antes de ser ensayadas.

Las probetas fueron ensayadas a compresión simple en una máquina universal de ensayo Marca AMSLER (Capacidad máxima: 60ton, escala utilizada: 0-6ton, sensibilidad: 10kgf.), como mostrado en la figura 8.



Figura 8. Ensayo a compresión simple de una probeta de suelo-cemento.

La resistencia a la comprensión se calculó como el cociente entre la carga máxima obtenida en el ensayo y el área transversal de la probeta, multiplicado por el factor de corrección establecido en la tabla del Apartado 33-5, Punto 5.1 de la Norma de Vialidad Nacional (VN-E33-67). El factor de corrección tiene en cuenta la esbeltez de la probeta, entendida como la relación entre la altura y el diámetro de la misma. La figura 9 muestra una probeta ya ensayada.



Figura 9. Probeta de suelo-cemento después de ser ensayada a compresión.

La Tabla 3 resume los valores de compresión simple obtenidos en los ensayos. Los resultados mostraron un crecimiento no lineal de la resistencia con el porcentaje de CPP, donde el aumento del material cementante no implica un aumento de resistencia en la misma proporción.

Tabla 3. Resultados del ensayo de compresión simple (valores promedio para cada juego de tres probetas).

Probetas	Tensión máxima promedio (kg/cm^2)
7% de cemento	11,31
9% de cemento	14,63
11% de cemento	14,65
13% de cemento	16,12

7 CONCLUSIONES

Una campaña de investigación fue llevada a cabo a fin de reconocer y tratar por estabilización-solidificación un material suelo contaminado levemente con hidrocarburos. Esto con el objetivo de su reuso ambientalmente seguro en caminos internos de un yacimiento.

Inicialmente se procedió a establecer un lote de muestreo en campo, la cual se obtuvo una muestra representativa que se llevó a laboratorio para estudio. Sobre esta muestra se determinaron su distribución granulométrica y límites de consistencia para su clasificación geotécnica, así como diversos análisis químicos. Asimismo, se determinó para la muestra el contenido de TPH (hidrocarburos de petróleo totales) y metales pesados mediante análisis químicos de lixiviados. Con estos resultados fue posible determinar los porcentajes de cemento Portland puzolánico para dosificar las mezclas suelo-cemento.

Posteriormente, se realizaron ensayos de compactación mediante ensayo Proctor, a fin de obtener la humedad óptima de compactación y el valor de la densidad seca máxima.

Los ensayos de durabilidad por humedecimiento y secado realizados, confirmaron que el porcentaje de cemento portland puzolánico mínimo necesario para la mezcla de suelo - cemento es de 9,0% en peso de suelo seco. A partir de estos resultados y con la finalidad de cubrir posibles imperfecciones propias del proceso constructivo, se recomendó aplicar un porcentaje de 10% en peso de suelo seco.

Finalmente, los ensayos de compresión simple confirmaron el efecto del aglomerante en la resistencia de las mezclas suelo-cemento.

Recomendaciones constructivas fueron realizadas a fin del empleo de estas mezclas diseñadas en la Prueba Piloto de camino por parte de la empresa YPF.

La metodología desarrollada se elaboró siguiendo las orientaciones y prescripciones de las diferentes normas que cubren la temática del uso de mezclas suelo-cemento en Argentina.

8 REFERENCIAS

IRAM 10509 "*Clasificación de los suelos con propósitos ingenieriles*". Norma IRAM.

VN-E1-65 "*Tamizado de suelos por vía húmeda*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E2-65 "*Límite líquido*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E3-65 "*Límite plástico, índice de plasticidad*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E4-84 "*Clasificación de suelos*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E18-89 "*Método de campaña para la determinación de sales solubles y sulfatos en suelos estabilizados y suelos granulares*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E19-66 "*Compactación de mezclas de suelo - cemento y suelo - cal*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E20-66 "*Determinación del dosaje para ensayar mezclas de suelo-cemento*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E21-66 "*Ensayo de Durabilidad por humedecimiento y secado de mezclas de suelo - cemento para tres juegos de probetas con 5%, 7% y 9% CPP*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E21-66 "*Ensayo de durabilidad por humedecimiento y secado de mezclas de suelo - cemento*". Norma de Vialidad Nacional.

VN-E33-67 "*Ensayo de compresión de probetas compactadas de suelo-cal y suelo-cemento*". Norma de Vialidad Nacional.

Caracterización geoeléctrica de los residuos sólidos urbanos en el relleno sanitario Piedras Blancas, Córdoba

Geolectrical characterization of municipal solid waste in Piedras Blancas landfill, Córdoba

Pablo M. Nieva, Federica Del Frade & Franco M. Francisca

Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina. pablo.nieva@unc.edu.ar

Federica Del Frade & Franco M. Francisca

Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET y Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, X5016 CGA, Córdoba, Argentina.

RESUMEN: Durante la operación de un relleno sanitario es importante el control y el monitoreo ambiental, para eliminar o minimizar los impactos que pueda causar en el ambiente la emisión de contaminantes. Los métodos geofísicos, y en particular la geoeléctrica, pueden ser usados como sistemas de monitoreo para detectar y delimitar el alcance de la contaminación a través del tiempo. En este trabajo se emplea el método geoeléctrico como una forma de monitoreo en el relleno sanitario Piedras Blancas. Se realizaron sondeos eléctricos verticales, a partir de los cuales se obtuvieron los valores de resistividad aparente de los residuos depositados en las celdas del relleno sanitario. Se plantearon cortes geoeléctricos de cada punto investigado y se realizó la interpretación cuantitativa de los mismos. Se estudió la relación entre la resistividad eléctrica medida y la presencia de lixiviado. Se construyó un perfil transversal de resistividades que permitió conocer el estado de la celda del relleno sanitario y estimar la condición del subsuelo por fuera de la misma. Los resultados permitieron, debido al contraste de resistividad entre los materiales, detectar la presencia de lixiviado y estimar su distribución en el interior de la celda.

ABSTRACT: Environmental monitoring of landfills is important to minimize the impacts that the emission of pollutants may cause on the environment. The geophysical method, and in particular the geoelectric characterization, can be used as monitoring systems to detect and delimitate contaminant migration over time. In this work, the geoelectric method is used to monitor the PiedrasBlancas landfill. The cells were monitored using vertical electrical soundings. Geoelectric profiles of each section investigated were developed from the electrical resistance measured at different electrodes distance. The relationship between the resistivity values obtained and the presence of leachate and waste inside the cell, as well as outside it, was analyzed. A cross-sectional profile of electrical resistivities allowed us to identify the presence of leachate and its spatial distribution in the cell.

PALABRAS CLAVE: relleno sanitario - geoeléctrica – residuos sólidos urbanos

KEYWORDS: landfill – geoelectric – municipal solid waste

1 INTRODUCCIÓN

Los problemas geoambientales pueden ser agrupados en tres categorías (Sharma y Reddy, 2004): 1) Remediación de sitios contaminados, 2) Contención de residuos y 3) Minimización de residuos por reciclaje.

La correcta disposición de los residuos en instalaciones de contención es crucial para proteger la salud pública y el ambiente. Durante la operación de un relleno sanitario es importante el control y el monitoreo ambiental para implantar o reconsiderar las medidas preventivas y correctivas a tomarse para eliminar o minimizar los impactos que pueda causar sobre el entorno la emisión de contaminantes desde el sitio de disposición final. En estos proyectos es fundamental la instalación de los sistemas de monitoreo ambiental tanto para contaminantes líquidos como de emisiones a la atmósfera.

La medición de resistividad eléctrica es el método geofísico más común utilizado en el monitoreo de plumas contaminantes, estando bien establecida para la detección y cartografía de suelos y aguas subterráneas contaminadas. Los métodos eléctricos tales como la Tomografía Eléctrica (TE) y el Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) son especialmente útiles para estudios ambientales, debido a la naturaleza conductora de la mayoría de los contaminantes, y pueden ser herramientas importantes para la detección y mapeo de los vertederos, fosas, residuos enterrados, tanques u otras estructuras subterráneas (Boujon, 2014).

La finalidad de las mediciones de resistividad eléctrica es detectar y localizar cuerpos y estructuras geológicas basándose en su contraste resistivo. El método consiste en la inyección de corriente continua o de baja frecuencia en el terreno mediante un par de electrodos y la determinación, mediante otro par de electrodos, de la diferencia de potencial. La magnitud de esta medida depende, entre otras variables, de la distribución de resistividades de las estructuras del subsuelo, de las distancias y configuración de electrodos y de la corriente inyectada (García y Castro, 2018).

A partir del diagrama de variación de las resistividades aparentes en función de la separación de electrodos, se analizan la respuesta del terreno y se obtienen por ajuste las resistividades verdaderas y espesores de los distintos estratos involucrados. Lo que constituye y se conoce como interpretación de un SEV.

Existen diferentes procedimientos interpretativos, tanto empíricos como computacionales, que han sido desarrollados para los SEV. Los resultados obtenidos de las mediciones de campo se conocen como perfiles de resistividad aparente, los cuales a través de programas iterativos de ajustes automáticos permiten obtener los espesores de los distintos estratos atravesados con sus resistividades eléctricas. La interpretación cuantitativa de las curvas de los SEV, brinda como resultado el

corte geoeléctrico en cada punto investigado (Francisca et al., 2014).

La resistividad eléctrica o, a la inversa, la conductividad eléctrica de los residuos, depende de varias propiedades, como la porosidad, la conectividad de los poros, el contenido de agua, la fuerza iónica de los lixiviados y la temperatura (Guerin et al., 2004; Leroux et al., 2007).

En los rellenos sanitarios los residuos depositados tienen orígenes diferentes, por ejemplo, residuos domésticos e industriales. Tienen una composición de material compleja, no están uniformemente compactados y también tienen un proceso de descomposición no uniforme, de modo que sus propiedades físicas y químicas pueden variar considerablemente en pequeñas distancias (Bernstone y Dahlin, 1999). Es por ello que la resistividad eléctrica en los rellenos sanitarios presenta un rango amplio de valores. Valores de resistividad aproximadamente menores a 20 Ωm se relacionan a zonas conductivas e indican residuos saturados o existencia de circulación de lixiviado (Bichet et al., 2016). Si el valor de la resistividad es aproximadamente menor a 10 Ωm se puede tratar de zonas en las cuales hay presencia de lixiviado (Guerin et al. 2004; Dahlin et al., 2010; Abdulrahman et al., 2015). Además, la alta salinidad de los fluidos que saturan los residuos suele hacer que sean muy conductores (Leroux et al., 2007).

Entre las aplicaciones de la geoeléctrica en un relleno sanitario se puede mencionar la detección de plumas de lixiviados, la caracterización de los residuos depositados (saturados o no saturados) y el monitoreo de suelo no contaminado (saturado o no saturado), utilizado para cubrir de forma intermitente los residuos de la celda, también denominada cobertura diaria (Abdulrahman et al., 2015).

El lixiviado de los rellenos sanitarios se caracteriza por tener concentraciones elevadas de contaminantes inorgánicos y sales disueltas, lo que aumenta la conductividad del líquido y por lo tanto de los residuos que alojan al mismo (Dahlin et al., 2010).

Por otro lado, la presencia de gases en los rellenos sanitarios también afecta la resistividad eléctrica. Estos generalmente se encuentran en la parte más superficial de la celda, en la cual se pueden detectar zonas muy resistivas que pueden estar relacionados con la presencia de estos gases o que los residuos no estén compactados. Los valores de resistividad también se ven afectados por la temperatura, a elevadas temperaturas decrece la resistividad de los materiales donde dominan la conducción de electrolitos (Boujon, 2014). Otro parámetro es la composición del residuo, se ha demostrado que la conductividad eléctrica de los residuos sólidos es generalmente muy baja y en función de los materiales que se encuentren enterrados la resistividad va a ser mayor o menor. Por ejemplo, residuos voluminosos presentan mayores resistividades. Estudios realizados han mostrado que la resistividad típica de los residuos está comprendida entre valores de aproximadamente de 1,5 a 20 Ωm, pudiendo alcanzar 40 Ωm si no están saturados (Bichet et al, 2016). En la Tabla 1 se muestran valores de resistividad eléctrica que se obtuvieron en estudios geoeléctricos realizados en rellenos sanitarios.

La resistividad eléctrica del suelo y de las rocas es una complicada función del material, de la porosidad, de la permeabilidad, del contenido iónico de los fluidos contenidos en los poros y del tipo de arcillas presente (Forner, 1999; Boujon, 2014). En general, los suelos secos y rocas tienen una alta resistividad a la corriente eléctrica, mientras que los suelos saturados contaminados inorgánicamente tienen una resistencia relativamente baja. En las Tabla 2 se muestran valores típicos de resistividad de diferentes materiales (Hoyos et al., 2001).

Tabla 1. Valores de resistividad en rellenos sanitarios (recopilado de Guerin et al., 2014, Dahlin et al, 2010 y Abdulrahman et al., 2015).

Sección del subsuelo	*Resistividad [Ωm]*
Mezcla de lixiviados y residuos	Baja < 10
Arcilla saturada (no contaminada)	Baja < 10
Residuos no saturados	Alta > 1000
Suelo no saturado	Alta > 1000
Pluma de lixiviado	Baja < 10
Residuos saturados (sin lixiviado)	Intermedio 30 a 150
Suelo saturado (no contaminado)	Intermedio 30 a 150

Tabla 2. Valores típicos de resistividad (recopilado de Hoyos et al., 2001; Rinaldi y Cuestas, 2002; Klein, K. A., & Santamarina, J. C. 2003).

Material	*Resistividad [Ωm]*
Limos no saturadas	100-200
Limos saturadas	20-100
Limos saturados con agua salada	5-15
Arcillas no saturadas	20-40
Arcillas saturadas	5-20
Arcillas saturadas con agua salada	1-10

El objetivo de este trabajo es identificar y caracterizar las propiedades geoléctricas de los residuos y suelo en el Relleno Sanitario de Piedras Blancas. Se busca identificar anomalías y presencia de lixiviado en distintos sectores de la celda de residuos e identificar el nivel de lixiviado y su distribución.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Equipo de medición*

Los sondeos eléctricos verticales se realizaron utilizando un equipo de medición de resistencia de tierra tipo UT572. Se utilizó además en las mediciones, dos cintas métricas de 100 m de largo cada una, mazas, cuatro electrodos de metal de 22,5 cm y solución salina para saturar el entorno del electrodo y de esta manera mejorar el contacto entre los mismos y el terreno. Se emplearon dos cables de 100 metros y dos cables de 50 metros de longitud. En la Figura 1 se muestra el equipo y los elementos utilizados en las mediciones geoeléctricas.

2.2 *Procedimiento de medición*

Fueron realizados en total 11 SEV, de los cuales en este trabajo se presentan los resultados obtenidos en 8 de ellos. Los SEV que constituyen el perfil geoeléctrico se desarrollaron a lo ancho de la celda en dirección Este-Oeste, proongandose por fuera de la misma en una longitud total de 533 m. La separación entre los SEV fue variable dependiendo de las condiciones de accesibilidad, siendo la mínima de 30 m y la máxima de 118 m. En la Figura 2 se muestra la ubicación de los sondeos. Los sondeos Nº5 y Nº12 son los únicos que se encuentran por fuera de la celda.

En total se tomaron 17 valores de resistencia eléctrica por cada punto de medición, cubriendo para cada punto elegido una profundidad de 60 m.

La configuración que se utilizó para las mediciones geoeléctricas fue la de Wenner. La distancia entre electrodos (a)

es idéntica para cada medición, siendo AB los electrodos de corriente y MN los de potencial. La mínima separación fue de a_{min} = 1 m y la máxima de a_{max} = 60 m.

La interpretación de los datos medidos fue realizada utilizando el programa IPI2WIN (Moscow State University), de licencia libre. El mismo está diseñado para la interpretación 1D de las curvas de sondeo eléctrico vertical a lo largo de un perfil usando filtrado lineal.

A partir de IPI2WIN se determinaron los valores de las resistividades reales y los espesores de las diferentes capas, generando un modelo geoléctrico para cada SEV realizado. Luego uniendo distintos SEV se generó una pseudosección de resistividad.



Figura 1. Equipo y elementos utilizados en las mediciones geoeléctricas.



Figura 2. Ubicación de los sondeos en el relleno sanitario Piedras Blancas (Imagen obtenida de Google Earth).

3 RESULTADOS

En la Tabla 3 se muestran los valores calculados de resistividad aparente (ρa) en función del valor de la resistencia medida en campo (RE) (ecuación 1) y la separación de electrodos (a).

$$\rho_a = 2\pi\, a\, RE \quad \textbf{(1)}$$

En este trabajo, estratos cuyas resistividades oscilaban entre 0 y 20 Ωm se atribuyeron a residuos con lixiviado (Bichet et al., 2016), materiales con resistividades entre 20 Ωm a 150 Ωm se atribuyeron a residuos saturados (sin lixiviado) y para resistividades mayores a 150 Ωm se asociaron a residuos no saturados y/o material de cobertura transitorio (Abdulrahman et al., 2015).

A partir de los datos de resistividad aparente es posible obtener la pseudo sección del perfil mediante el uso del software IPI2WIN como se muestra en la Figura 3. Las capas de colores son la representación de la distribución del valor de resistividad aparente de dos o más datos de los sondeos interpolados.

Los valores de resistividad medidos varían desde aproximadamente 5 Ωm a 40 Ωm. La zona comprendida entre los primeros dos metros fueron valores de resistividad elevados, luego sigue una región con resistividades más bajas y finalmente vuelven a aumentar.

A continuación, se analizan los cortes geoeléctricos de cada punto investigado (Figura 4 y Figura 5), interpretando de manera cuantitativa las curvas de los sondeos eléctricos verticales.

Tabla 3. Valores de resistividad aparente (ρ_a) para cada SEV.

SEV	*3*	*4*	*5*	*7*	*9*	*10*	*12*	*13*
a[m]				*ρ_a [Ωm]*				
1	32.7	25.7	19.3	16.1	-	-	-	-
2	15.1	10.2	29.9	27.8	30.2	30.3	18.9	9.8
3	9.4	8.7	36.0	16.6	18.3	17.1	15.3	11.7
4	7.5	7.0	37.6	15.3	10.6	13.6	13.6	11.8
5	6.3	5.7	38.0	15.4	10.4	12.2	13.5	14.4
7	8.8	9.0	32.1	12.7	9.7	8.4	13.6	12.3
9	10.7	13.6	29.1	11.9	11.9	10.2	13.6	10.7
11	11.1	5.5	20.0	11.7	11.1	12.4	13.8	11.1
14	12.3	7.0	18.5	10.6	10.6	14.1	15.8	13.2
17	18.2	7.5	17.1	14.9	13.9	13.9	18.2	11.7
21	-	-	-	13.2	26.4	14.5	19.8	14.5
25	-	-	-	12.6	14.1	21.9	20.4	12.6
30	-	-	-	11.3	22.6	22.6	24.5	26.4
35	-	-	-	24.2	37.4	28.6	35.2	19.8
42	-	-	-	21.1	34.3	39.6	39.6	15.8
50	-	-	-	50.3	25.1	53.4	40.8	34.6
60	-	-	-	26.4	41.4	52.8	52.8	30.2

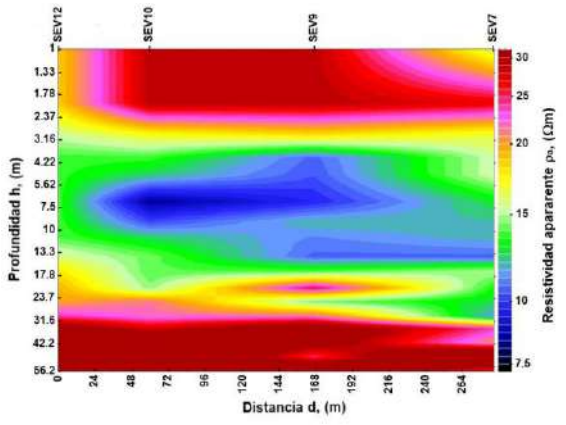


Figura 3. Pseudo sección del perfil mediante el uso del software IPI2WIN.

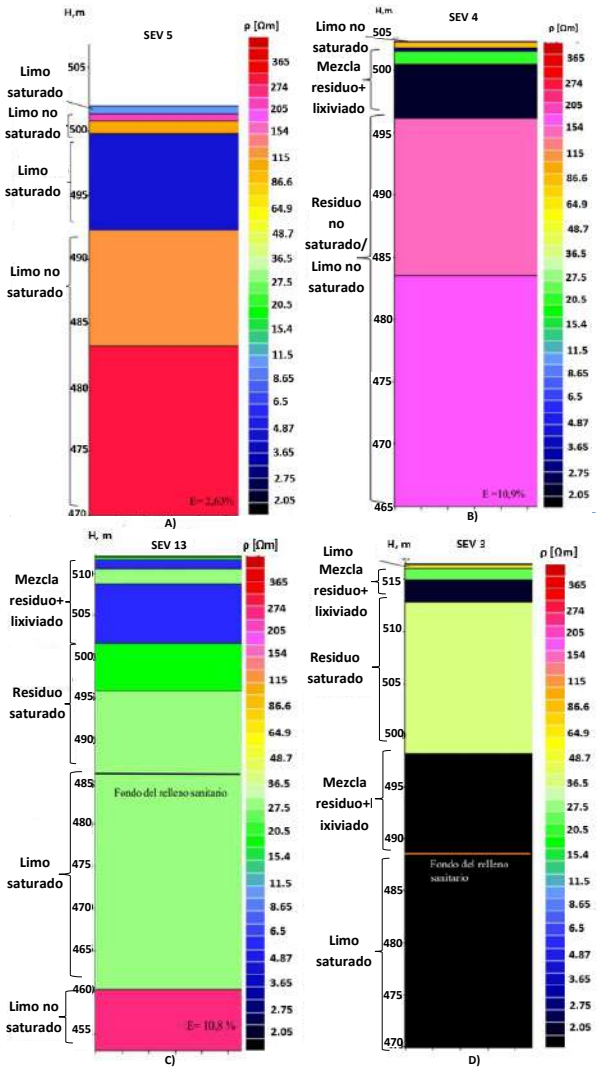


Figura 4. Pseudo sección del perfil mediante el uso del software IPI2WIN.

En la Figura 6 se muestra el perfil completo de resistividades teniendo en cuenta una profundidad de investigación igual a la separación máxima de los electrodos. El error de ajuste en las curvas analizadas presenta una variación en un rango de 2,63% a 18,60%.

Analizando el perfil total realizado, se observa que la celda del relleno sanitario presenta valores de resistividad bajos e intermedios en toda su extensión (< 365 Ωm). En la zona comprendida entre los sondeos SEV9 y SEV7 a partir del metro de profundidad se tienen valores de resistividad que se asocian a la presencia de lixiviado. En el caso de los sondeos SEV3 al SEV4 estos valores aparecen a partir de los 0,40 m de profundidad.

A nivel superficial se tiene un estrato más resistivo asociado a la cobertura del relleno y luego una zona de menor resistividad llegando hasta los 10 m de profundidad. Dentro de la celda en general, la resistividad presenta valores muy variables, lo que se asocia a la composición heterogénea de los residuos enterrados.

En general se observa que la resistividad presenta valores mayores conforme aumenta la profundidad indicando diferencias en la composición y una menor saturación de los residuos en el fondo de la celda. A mayor profundidad los residuos se encuentran sometidos a una mayor compactación, reduciéndose la relación de vacios y de esta manera la presencia de lixiviado en el fondo. La actividad biológica que se desarrolla en el interior de la celda provoca que la composición química del lixiviado se modifique con el tiempo, tendiendo con el transcurso de los años a concentraciones cada vez menores de contaminantes.

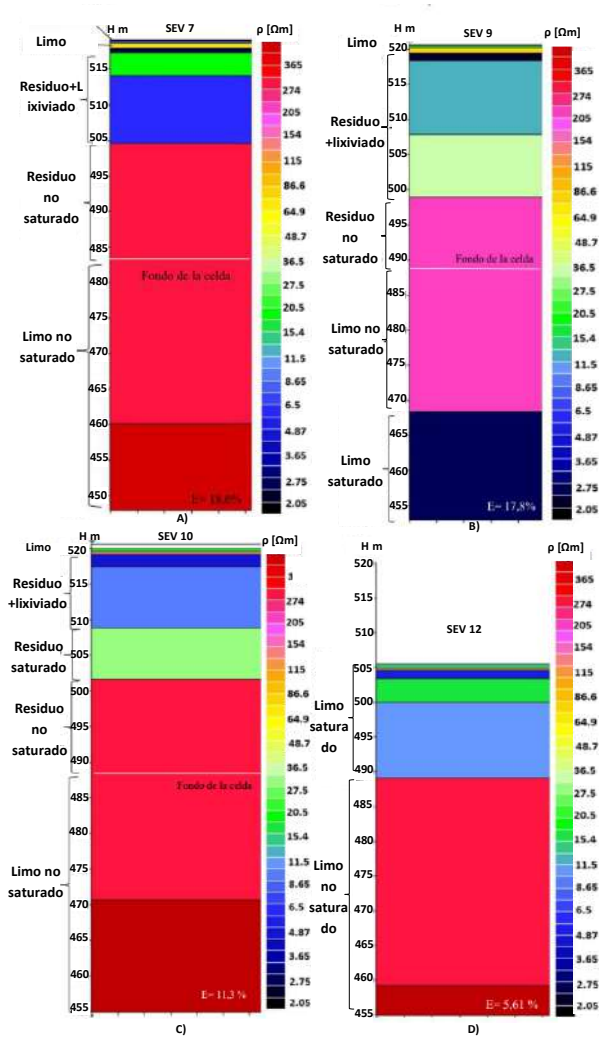


Figura 5. Pseudo sección del perfil mediante el uso del software IPI2WIN.

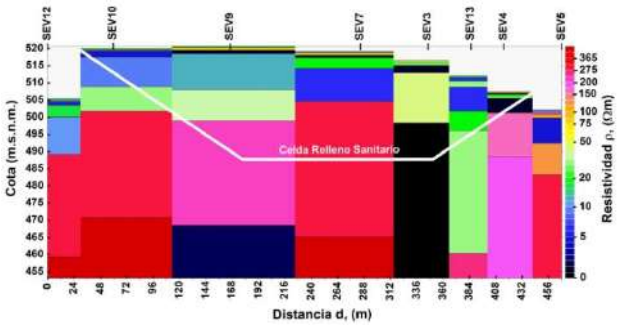


Figura 6. Sección de resistividad para el perfil completo teniendo en cuenta una profundidad de investigación igual a la separación máxima de electrodos.

En los sondeos SEV3 y SEV13 se tienen valores de resistividad bajos en toda la profundidad, incluso por debajo de la cota de fondo de la celda. Por debajo de la barrera de fondo,

los valores medidos se asocian a la presencia de limos y arcillas saturados con líquidos con altas concentraciones de sales.

En el SEV4 se encontró un elevado contraste de resistividad. Es una zona que se encuentra en cercanías del talud este de la celda y donde se tiene una cámara de monitoreo y extracción de lixiviado.

Por otro lado, unos metros debajo del fondo de la celda, en el SEV9 existe una zona de baja resistividad, la cual se puede asociar a la presencia de limos y arcillas saturadas con líquidos con alta concentración de sales. Lo particular de este caso, es que por arriba de este sector los valores de resistividad aumentan hasta incluso dentro la celda, a diferencia del SEV3.

Los sondeos eléctricos verticales ubicados por fuera de la celda (SEV12 y SEV5) también presentan estratos de baja resistividad, coincidiendo los valores con los de limo saturados con agua salada.

La celda tiene en promedio un 43% de su altura ocupada con residuos y lixiviado. Este resultado concuerda con los datos obtenidos en 2021 sobre la altura de lixiviado en la celda, la cual se determinó que era de 18m (valor que representa el 45% de la altura de la celda).

4 CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió el empleo del método geoeléctrico como herramienta de monitoreo en un relleno sanitario. Se revisaron conceptos relacionados a la resistividad eléctrica. A partir de las mediciones obtenidas en campo, se realizó la caracterización y análisis de los residuos y suelo de una celda del relleno sanitario Piedras Blancas de la ciudad de Córdoba. Las principales observaciones y contribuciones encontradas son:

- Debido al contraste de resistividad entre los materiales, el sondeo eléctrico vertical como metodología geofísica es de gran utilidad para el monitoreo de rellenos sanitarios. La misma permite detectar la presencia de lixiviado y la posible contaminación del subsuelo.
- El lixiviado contenido en la celda, generó una disminución en los valores medidos de resistividad eléctrica de los residuos sólidos.
- Para el caso en estudio, las mediciones realizadas permitieron verificar que existe una concentración de lixiviado a escasos metros de profundidad. Esta anomalía eléctrica puede deberse a la acumulación de líquido por encima de las capas de cobertura diarias.
- Se calculó que en el 43% de la altura total de la celda estaría saturada con lixiviado.
- Se detectó, en la zona este de la celda, un sector por debajo de la barrera de fondo con valores de resistividad menores a 5 Ωm. Estos valores indican una mayor conductividad, anomalía que debería ser analizada de manera directa.
- Los sondeos eléctricos verticales en el perímetro de la celda presentan zonas con valores de resistividad eléctrica menores a 15 Ωm.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba (FCEFyN-UNC), a la Corporación Intercomunal para la Gestión Sustentable de los Residuos de Área Metropolitana de Córdoba Sociedad Anónima (CORMECOR S.A.) y al Geólogo Hugo Pesci por el acceso a la información y facilidades disponibles para poder realizar este trabajo.

6 REFERENCIAS

Abdulrahman A., Nawawi M. and Saad R. (2015) *Landfill characterization using geoelectrical tools.* 10.1190/iceg2015-071.

Bernstone C. and Dahlin T. (1999) *Assessment of Two Automated Electrical Resistivity Data Acquisition Systems for Landfill Location Surveys: Two Case Studies. Journal of Environmental and Engineering Geophysics.* JEEG4.2.113.

Bichet V., Grisey E., Aleya L. (2016) *Spatial characterization of leachate plume using electrical resistivity tomography in a landfill composed of old and new cells (Belfort, France).Engineering Geology*, Volume 211, Pages 61-73.

Boujon P.S. (2014) *Estudio de la contaminación de aguas subterráneas por métodos geofísicos e hidrogeológicos. Tesis doctoral. Facultad de Ciencias Exactas y Naturales. Departamento de Ciencias Geológicas. Universidad de Buenos Aires.*

Dahlin T., Rosqvist H. and Leroux V. (2010) *Resistivity-IP for landfill applications. First Break*, 28(8), 101-105.

Forner M.G. (1999) *Obtención de imágenes de la distribución de impedancia eléctrica en el subsuelo. Aplicación a la detección de objetos locales. Tesis doctoral. Universitat Politecnica de Catalunya.Cap 1 y 2.*

Francisca F.M., Montoro, M.A. ,Carro Perez, M.E., Rinaldi, V.A., Glatstein, D.A., Hillman, G., Capdevila, J.A., Menna, J.M., Martiarena, M.A. (2014) *Cierre, clausura y pos-clausura del enterramiento sanitario transitorio "Piedras Blancas". Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales (UNC), Facultad de Ciencias Agropecuarias (UNC).*

Garcia, R.F y Castro, E. (2018) *Apuntes sobre exploración geofísica y técnicas de perforación. Secretaria de infraestructura y política hídrica. Universidad Nacional de la Pampa, Universidad Nacional del Centro de la provincia de Buenos Aires.*

Guerin R., Munoz M.L, Aran C, Laperrelle C, Hidra M. Drouart E. and Grellier S. (2004) *Leachate recirculation: moisture content assessment by means of a geophysical technique. Waste Management*, Volume 24, Issue 8,785-794.

Hoyos F., Vélez M.V., Múnera J.C., Arias D.E. (2001) *Sistemas hidrogeológicos de los Valles de San Nicolás y La Unión en la Zona Central de Antioquia, Congreso Latinoamericano de Hidrogeología, Montevideo.*

Klein, K. A., & Santamarina, J. C. (2003) *Electrical conductivity in soils: Underlying phenomena. Journal of Environmental & Engineering Geophysics*, 8(4), 263-273.

Leroux V.; Dahlin T. and Svensson M. (2007) *Dense resistivity and induced polarization profiling for a landfill restoration project at Harlov, Southern Sweden. Waste management & research: the journal of the International Solid Wastes and Public Cleansing Association, ISWA.* 25. 49-60.

Rinaldi V.A. y Cuestas G. (2002) *The Ohmic conductivity of compacted silty clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No 10, pp. 824-835.

Sharma, H y Reddy, K. 2004. *Geoenvironmental Engineering: Site remediation, waste containment and emerging waste management technologies.*

Evaluación desempeño de sistemas de barreras de cobertura para el relleno sanitario de la ciudad de Córdoba

Assessment of cover system's performance for the landfill of Cordoba city

Marcos Montoro & Franco Francisca
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba e Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT, CONICET UNC), Córdoba, Argentina, mmontoro@unc.edu.ar

RESUMEN: La correcta aislación de residuos sólidos en rellenos sanitarios requiere el diseño de sistemas de barreras de baja conductividad hidráulica inferiores y de cobertura o superior. Existen diferentes configuraciones funcionales para estos sistemas de coberturas. Cada una de las capas componentes se diseña para el cumplimiento de una función específica dentro del sistema. La selección de la configuración apropiada de cada una de las capas se basa en el análisis de ventajas y desventajas de cada configuración en base a los condicionantes específicos de un sitio en particular en relación a la hidrogeología, condiciones climáticas, disponibilidad de materiales, escape de gases de vertedero, etc. En este trabajo se hace una recopilación de diferentes configuraciones de sistemas de barreras de coberturas disponibles factibles de ser construidas en rellenos sanitarios ubicados en la planicie loéssica de la región central de la Provincia de Córdoba. Se evalúa cualitativamente ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas teniendo en cuenta los condicionantes presentes en la ubicación estudiada. En base a la evaluación previa se seleccionan los sistemas se evalúa su desempeño utilizando el modelo de análisis hidrológico de rellenos HELP ("*Hydrological Evaluation Landfill Program*"). Los resultados obtenidos permiten evaluar el desempeño de las configuraciones de los sistemas de barrera en base a la magnitud de la infiltración de agua de precipitación y consecuente generación de lixiviados.

ABSTRACT: The construction of landfills for municipal solid waste dumping requires the design of bottom and side low hydraulic conductivity liner systems and upper cover systems. There are different available configurations for cover systems, each one composed of different layers having a specific function. The appropriate election of the cover system for a particular site requires the analysis of the advantages and disadvantages of each configuration, taking into account the characteristics and conditioning of the site including hydrogeology, weather conditions, materials availability, landfill gas management, etc. In this article we performed a search and summary of different cover system configuration. We performed a qualitative analysis of each of the systems for evaluating their ability and performance considering the particular characteristics of landfills located in the loessical plain at the central part of Córdoba province. Based on the preliminary evaluation, two systems were selected and their performance regarding leachate generation due to rain water infiltration was numerically evaluated using the "Hydrological Evaluation Landfill Program" (HELP). Obtained results allowed identifying the most appropriate cover configuration for the region considered.

PALABRAS CLAVE: barrera de cobertura - lixiviados - residuos sólidos - vertedero sanitario.

KEYWORDS: cover system - leachate - municipal solid waste – landfill.

1 INTRODUCCIÓN

La disposición final de residuos sólidos urbanos en rellenos sanitarios es el método de disposición más simple y económico que se conoce a nivel mundial (Ng et al. 2016; 2019; Touze-Foltz 2021). En Argentina en general y en la Provincia de Córdoba en particular es la técnica más utilizada para la disposición controlada de residuos. La construcción de estos rellenos de disposición final requiere de la construcción de sistemas de barreras inferiores y laterales de baja conductividad hidráulica para limitar la infiltración de líquidos lixiviados desde la masa de residuos hacia el suelo subyacente y sistemas de barreras de cobertura final (Sharma & Reddy 2004, USEPA 1993, Francisca y Glatstein 2010, Musso et al. 2013, Montoro y Francisca 2015).

Los sistemas de cobertura son cruciales para mitigar la emisión de gases que se generan por la descomposición de la fracción orgánica de los residuos y la infiltración de agua de precipitación dentro de la masa de residuos ya que esta última es la principal fuente de generación de lixiviados (Zhang 2020, Li et al. 2022).

De acuerdo a Dwyer (2001) un sistema de cobertura básico para rellenos sanitarios para residuos municipales consiste en una capa de suelos de grano fino compactados de 450 mm de espesor mínimo con una conductividad hidráulica menor a 1 x10^{-5} cm/s y además que la conductividad hidráulica sea menor o igual que la conductividad hidráulica de la barrera inferior, lo que en la práctica exige que la conductividad hidráulica sea inferior a 1 x 10^{-7} cm/s. Este último requisito es para prevenir que haya una acumulación de lixiviados dentro del vertedero que pueda generar un desbordamiento por aumento no controlado del tirante. Este sistema se corresponde con el sistema de cobertura mínima recomendado por la Agencia Ambiental de los Estados Unidos, en la que además se indica que la capa de cobertura de suelo arcilloso debe ser protegida por una capa de erosión de suelo vegetal de al menos 150 mm de espesor (USEPA, 1993). Sin embargo, solamente considerar los requerimientos hidráulicos de las capas de cobertura no suelen ser suficiente para controlar las emisiones de gas a la atmósfera (Moon et al. 2008).

Debido a estas circunstancias, en el diseño de sistemas de cobertura de rellenos sanitarios se debe considerar que deben cumplir con diferentes funciones, entre ellas:

a) Minimizar la infiltración del agua de precipitación al interior de las celdas para minimización de la generación de lixiviado.

b) Resistir el efecto de la erosión debido a vientos y escorrentía superficial.

c) Controlar la migración y emisión de los gases hacia la atmósfera.

d) Limitar el ingreso de roedores y vectores a las celdas.

e) Mejorar la estética del cierre final de los predios.

La selección definitiva del sistema de cobertura a emplear para un sitio específico dependerá de las restricciones particulares del sitio, de las características climáticas del lugar, de las alternativas de gestión de lixiviados y gases adoptados, de la disponibilidad de espacio y la disponibilidad de materiales naturales de características apropiadas para la construcción de las diferentes capas (Apiwantragoon et al. 2015, Stark & Newman 2010). Dependiendo de los condicionantes técnicos, y condicionante climáticos de cada sitio en particular, el sistema de cobertura podrá estar compuesto por todas o algunas de las siguientes cinco capas:

a) Capa de erosión: la que puede encontrase sembrada o cubierta de vegetación. La misma se puede materializar con suelo orgánico que permita el desarrollo de vegetación de raíces poco profundas. También se la puede construir mediante empedrados, o bien como una cobertura de mezcla asfáltica.

b) Capa de protección entre la capa de erosión y la capa de drenaje: Normalmente se materializan con geotextiles.

c) Capa de drenaje: para facilitar el drenaje lateral del agua de precipitación que infiltra a través de la capa de erosión y minimizar la infiltración hacia el interior vertedero. Esta capa se puede construir de materiales granulares naturales tales como arena o gravas, o bien mediante el empleo de geocompuestos de drenaje.

d) Barrera de infiltración: esta es la capa más importante del sistema de cobertura. Esta barrera es la que provee el aislamiento de los residuos depositado en el relleno sanitario del medio. Debe prevenir el ingreso del agua de precipitación al relleno sanitario, la salida de los gases generados por la descomposición de los residuos y el contacto de insectos, roedores y vectores con los residuos. Esta capa se puede construir con suelo de baja conductividad hidráulica presente en el sitio y compactado, con suelo compactado mejorado, con geomembranas o mediante el uso de barreras geosintéticas de arcilla (GCLs).

e) Capa de colección de gases: estas capas se construyen por debajo de la capa de infiltración. La función es facilitar la captura del gas de vertedero. Se construye de materiales granulares naturales tales como arena o gravas o bien mediante el uso de productos sintéticos geocompuestos.

Las capas de suelo fino compactadas de baja conductividad hidráulica son vulnerables en climas donde prevalecen condiciones áridas y semiáridas, ya que la capa se puede desecar y fisurar, resultando en un aumento drástico de la conductividad hidráulica alcanzando incrementos entre 1 y 3 órdenes de magnitud después del primer ciclo de humedecimiento – secado (Albrecht & Benson 2001, Sadek et al. 2007).

En los últimos años, las barreras de cobertura capilares y evapotranspirativas han ganado interés como una alternativa para barreras de cobertura tradicionales para el cierre de rellenos porque son más baratos de construir y se esperan que tenga una vida útil más larga. Estas barreras han ganado aceptación especialmente en zonas áridas y semiáridas (Li et al. 2022, Aubertin et al. 2009, Zornberg et al. 2010, Ng et al 2015, Barnswell and Dwyer 2012). El uso de sistemas de cobertura alternativos se permite cuando se demuestra un desempeño comparable al de sistema de cobertura convencional, esto es, que la tasa de infiltración sea igual o menor que la esperada para el sistema tradicional (Barnswell y Dwyer 2012).

La configuración más simple de una barrera de cobertura capilar consiste en una capa de suelo fino sobre una capa de suelo granular grueso. Debido a la diferencia en la conductividad hidráulica no saturada entre ambas capas, el efecto de la barrera capilar puede impedir el movimiento de infiltración descendente en la interfaz entre las dos capas. Como resultado, mayor humedad por agua de precipitación es retenida en la capa de suelo fino superficial, lo que minimiza la percolación y reduce la permeabilidad de la capa para el escape de gases (Li et al. 2022, Zhang et al. 2020).

Los sistemas evapotranspirativos usan suelos y plantas y funcionan para limitar la infiltración usando principios de almacenamiento de agua en el suelo durante el periodo de crecimiento inactivo de las plantas y la combinación con la evaporación y la transpiración durante el período de crecimiento vegetal activo. Esos sistemas son efectivos en áreas áridas y semiáridas, pero hay muy poca evidencia de su efectividad en áreas húmedas (Albright et al. 2004, Abichou et al. 2006).

La Ciudad de Córdoba y su área metropolitana recurre al sistema de disposición en rellenos sanitarios. El incremento en la generación de residuos por la población y de la tasa de disposición ha llevado al agotamiento de la vida útil del predio actual de disposición, a la necesidad de cierre del mismo y a la construcción de nuevos rellenos. En la actualidad en el área metropolitana de córdoba se disponen 70.000 m³ de residuos mensuales en promedio.

Los rellenos del área metropolitana de la ciudad de córdoba se ubican en la planicie loéssica en el área central de la provincia, alejados de los cordones montañosos, de las cabeceras de cuencas y de los cursos de aguas superficiales. Esta es una región semiárida con una tasa de precipitaciones medias anuales de aproximadamente 800 mm, temperaturas de 25.2ºC en verano y 12,1ºC en invierno. La profundidad a las aguas subterráneas en la región asciende a los 60 m en promedio (Francisca et al. 2017).

El objetivo de este artículo es identificar sistemas de cobertura posibles de materializar en los rellenos activos próximos a la clausura ubicados en la región metropolitana de la ciudad de Córdoba atendiendo los condicionantes climáticos del área y los condicionantes técnicos de disponibilidad de materiales: abundancia de limos loéssicos y difícil acceso a materiales granulares. De manera adicional se plantea evaluar la aptitud de los sistemas seleccionadas frente a la capacidad de limitar la posibilidad de infiltración de aguas de precipitación y controlar la generación de lixiviados.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 *Análisis cualitativo de sistemas de cobertura*

Se realizó una recopilación de alternativas de sistemas de cobertura de acuerdo a recomendaciones y normativas tanto nacionales como internacionales y de diferentes autores. A cada una de las alternativas recopiladas se les realizó un análisis cualitativo a efectos de contar con una evaluación preliminar y acotar el número de sistemas para su análisis posterior. De la revisión de literatura se seleccionaron 12 sistemas de coberturas diferentes. Para su valoración cualitativa y preselección se consideraron como ventaja o desventaja los criterios que se sintetizan en la Tabla 1.

2.2 *Evaluación numérica del desempeño de barreras de cobertura mediante el programa HELP*

A partir del análisis cualitativo efectuado, se seleccionaron los sistemas de cobertura a priori más convenientes para un área semi – árida como lo es la región central de la provincia de Córdoba.

El desempeño de los sistemas de cobertura seleccionados referido a la magnitud de infiltración y potencial generación de lixiviado fue evaluado mediante la utilización del programa de evaluación hidrológica de rellenos sanitarios HELP por sus siglas en inglés de Hydrologic Evaluation Landfill Performance.

El modelo fue desarrollado para estimar el balance hídrico en rellenos en operación y clausurados y especialmente para sistemas de barreras de cobertura e inferiores. Es un modelo cuasi bidimensional. El usuario ingresa un perfil del relleno sanitario como una secuencia de capas. Cada capa desempeña una función específica y debe ser una de los cuatro tipos posibles de capas: capa de infiltración vertical, capa de drenaje lateral, capa de barrera o geomembrana.

Tabla 1. Aspectos considerados para el análisis cualitativo de sistemas de cobertura

Aspecto	Ventaja	Desventaja
Presencia de capa de drenaje superficial	X	
Presencia de Geomembrana	X	
Presencia de capa de colección gas	X	
Capa de infiltración con conductividad hidráulica 1 x 10^{-6} cm/s < k < 1 x 10^{-5} cm/s	X	
Capa de infiltración con conductividad hidráulica 1 x 10^{-9} cm/s < k < 1 x 10^{-6} cm/s		X
Necesidad de suelos granulares		X
Control de calidad de construcción más complejo a mayor número de capas		X
Control d captación de gases	X	
Susceptibilidad a fisuración por asentamientos diferenciales		X
Susceptibilidad de ingreso de oxígeno al relleno		X
Susceptibilidad de fisuración por ciclos de humedecimiento – secado		X

HELP permite modelar los siguientes procesos dependiendo el tipo de capa y en diferente grado de detalle en una base diaria de tiempo:

a) Acumulación de precipitación como nieve en la superficie.
b) Escorrentía superficial.
c) Infiltración vertical en condiciones de suelo no saturado.
d) Drenaje lateral en capas de suelo en condición saturada
e) Infiltración vertical en capas de suelo en condiciones saturadas utilizando la ecuación de Darcy.
f) Flujo a través de geomembranas considerando defectos e imperfecciones y flujo en sistemas compuestos considerando la ecuación de Giroud y Bonaparte (1989,a,b)

Para la simulación hidrológica el HELP requiere datos climatológicos diarios, las características de suelo y las especificaciones de diseño del relleno. La información requerida es la siguiente:

a) Clima: datos de precipitación, radiación solar, temperatura y evapotranspiración.
b) Suelo: porosidad, capacidad de campo, punto de marchitez, conductividad hidráulica, humedad inicial y número de curva del SCS. El modelo, por defecto, contiene características del suelo para 42 tipos de materiales, para ser usadas cuando las mediciones o estimaciones para sitios específicos no sean posibles.
c) Diseño del vertedero: espesor y tipo de capas, pendiente de la superficie, sistemas de recolección de lixiviados y escorrentías. Con estos datos, el modelo puede construir la estructura del perfil del relleno sanitario, el cual puede ser de varias capas, que consisten en una combinación de materiales naturales (suelo) y artificiales (residuos, geomembranas).

Schroeder et al. (1994) provee una descripción detallada del algoritmo que usa el modelo HELP. HELP posee una herramienta para la generación sintética de datos de clima (Weather Generator), basada en el modelo WGEN (Model for Generating Daily Weather Variables) del U.S. Department of Agricultura (USDA) (Schroeder et al., 1994). El WGEN proporciona valores generados diariamente para precipitación, temperatura máxima y radiación solar para periodos de "n" años, en un lugar determinado (Richardson y Wrigth, 1984).

El programa realiza análisis de balance de agua durante un período mínimo de un año. Todas las simulaciones inician el 1 de enero y finalizan el 31 de diciembre. El estado del relleno sanitario, las propiedades del suelo, espesores, densidad del agujero de la geomembrana, nivel máximo de la vegetación, etc., se suponen constantes a lo largo del período de simulación.

3 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 *Análisis cualitativo de los sistemas de cobertura*

En la Tabla 2 se sintetizan los diferentes sistemas de cobertura recopilados del relevamiento de literatura indicando las capas que componen cada uno de estos sistemas y las características de las mismas. En la Tabla 3 se resumen las ventajas y desventajas consideradas para cada uno de los sistemas.

De la consideración de las ventajas y desventajas identificadas para cada sistema de cobertura y la valoración de limitantes particulares de los sitios específicos, se preseleccionaron dos sistemas de coberturas para evaluar su desempeño desde el punto de vista de la infiltración y generación de lixiviados. Se cuidó por cuestiones de limitaciones en el acceso de material granular que las alternativas seleccionadas no contaran con capas de suelos granulares gruesos en su configuración.

En la Figura 1 se muestran las dos alternativas seleccionadas. La alternativa 1 contempla generar una cobertura por encima del cuerpo de residuos de 1,20 m de espesor compuesta por suelo del lugar. Dentro de la capa de 1,20 m de espesor se consideran las siguientes capas:

a) 0,20 de suelo vegetal con conductividad hidráulica k = 1 x 10^{-5} cm/s.
b) 0,80 de suelo limoso con conductividad hidráulica k = 1 x 10^{-6} cm/s
c) 0,20 de suelo limoso con conductividad hidráulica k = 1 x 10^{-5} cm/s

La alternativa 2 considera una capa de cobertura de 0,80 m de espesor formada por una capa de erosión de 0,15 m de suelo vegetal, una geomembrana de PEAD de 1,5 mm de espesor, una capa de limo arcilloso compactado de 0,45 m de espesor con conductividad hidráulica k < 1 x 10^{-5} cm/s y 0,20 m de espesor de suelo del lugar sin control de compactación.

3.2 *Análisis con HELP de los sistemas de cobertura seleccionados*

En la Tabla 4 se indica la magnitud de los parámetros requeridos para el modelado computacional de cada una de las capas que conforman las dos situaciones analizadas. Para cada capa conformada con suelo el programa requiere se informe la porosidad total y la conductividad hidráulica saturada. En tanto que para las capas de geomembrana se requiere informar la conductividad hidráulica saturada, la cantidad de huecos por hectárea, la cantidad de defectos de instalación por hectárea y calidad de colocación. En este caso particular para el análisis preliminar a nivel de anteproyecto se consideró la misma cantidad de daños e imperfecciones tanto para la geomembrana de cobertura (alternativa 2) como para la geomembrana de la barrera de base. En ambos casos se consideraron 20 agujeros por hectárea y 20 defectos de instalación por hectárea con una calidad de colocación pobre (valor de 6 en la Tabla 4) según recomiendan para proyecto Giroud & Bonaparte (1989b).

El horizonte de tiempo para el que se modeló fue 50 años. Los cálculos se hicieron para un área unitaria de 1 hectárea.

Se utilizó la herramienta incorporada en HELP para generar los datos de precipitaciones acumuladas para la región central de la provincia de Córdoba. Los datos generados que se utilizan en esta modelación se presentan en la Figura 2.

En la Figura 3 se muestra la magnitud de percolación acumulada obtenida a partir de las modelaciones numéricas cara cada una de las dos alternativas consideradas. La magnitud que se está representando es la percolación determinada bajo la última capa de limo componente del sistema de cobertura que se encuentra en contacto directo con los residuos. Queda en evidencia la diferencia importante en la cantidad de líquido infiltrado que se obtiene cuando el sistema posee una

geomembrana en su composición (Alternativa 2). Entre ambos sistemas el volumen de líquido percolado presenta una diferencia de tres órdenes de magnitud a lo largo de los 50 años postclausura considerados en la modelación. Esta diferencia tiene un impacto importante en los volúmenes de lixiviado que se deben gestionar en los sitios una vez cerrados.

Tabla 2. Características técnicas de cada uno de los sistemas de cobertura recopilados.

Referencia	Capa de erosión	Capa de Protección	Capa de drenaje	Geomembrana	Capa de Infiltración	Capa colección gas	Observaciones
US EPA (1993)	Suelo vegetal e = 0,60 m	Filtro	Bloques e = 0,3 m + material drenante granular e = 0,3 m	Iguales especificaciones geomembrana barrera de fondo	Suelo compactado e = 0,60 m; k < 1 x 10-^{5} cm/s	Material granular e = 0,30 m	Cobertura alternativa
US EPA (1993)	Suelo vegetal e = 0,15 m				Suelo compactado e = 0,45 m; k < 1 x10^{-5} cm/s		Rellenos sin barrera de fondo
US EPA (1993)	Suelo vegetal e = 0,15 m			Iguales especificaciones geomembrana barrera de fondo	Suelo compactado e = 0,45 m; k < 1 x10^{-5} cm/s		Rellenos con geomembrana en la barrera de fondo
EPA Irlanda (2000)	Suelo vegetal e = 0,15 m	Suelo del lugar e = 1 m.	Material granular e = 0,50 m k > 1 x 10^{-2} cm/s		Suelo compactado e = 0,60 m; k < 1 x10^{-7} cm/s	Suelo granular k > 1 x 10^{-2} cm/s	
Sharma y Reddy (2004)	Suelo vegetal e = 1 m			Iguales especificaciones geomembrana barrera de fondo	Suelo compactado e = 1,0 m; k < 1 x10^{-7} cm/s		Requerimiento estado de Illinois
Ceamse (2012)	Suelo vegetal e = 0,20 m				Suelo compactado e = 0,40 m.		
La Plata, Ordenanza 1143 (2002)	Suelo vegetal e = 0,20 m				Suelo compactado e = 0,40 m; k < 1x10^{-5} cm/s	Suelo granular alta permeabilidad e = 0,20 m	
Córdoba Ordenanza 9612/97	Suelo vegetal e = 0,2 m				Suelo del lugar compactado e = 1,0 m		
Córdoba Ordenanza 9612/97	Suelo vegetal e = 1,2 m			Geomembrana PEAD, PVC, e min = 1,4 mm.	Suelo del lugar compactado		
Loja (2002)	Suelo vegetal e = 1,0 m				Suelo fino compactado		
Loja (2002)	Suelo vegetal e = 1,0 m				Suelo fino compactado	Piedra bola y grava e = 0,50 m	
Loja (2002)	Suelo vegetal e = 1,0 m		Piedra bola y grava e = 0,50 m		Suelo fino compactado	Piedra bola y grava e = 0,50 m	

Tabla 3. Ventajas y desventajas de los sistemas considerados.

Sistema de cobertura		Drenaje superficial	Geomembrana	Colección gases	Capa infiltración	Suelos granulares	Control de calidad	Captación gases	Fisuración por asentamientos	Ingreso 0_2	Fisuración ciclo humedecimiento - secado
US EPA (1993)	V	X	X	X	X			X	X	X	X
	D					X	X				
US EPA (1993)	V				X	X	X				
	D	X	X	X				X	X	X	X
US EPA (1993)	V		X		X	X	X		X	X	X
	D	X		X				X			
EPA Irlanda (2000)	V	X		X	X	X	X	X		X	X
	D		X						X		
Sharma y Reddy (2004)	V		X		X	X	X	X	X	X	X
	D	X		X							
Ceamse (2012)	V					X	X				
	D	X	X	X	X			X	X	X	X
La Plata, Ordenanza 1143 (2002)	V				X	X	X				
	D	X	X	X				X	X	X	X
Córdoba Ordenanza 9612/97	V					X	X				
	D	X	X	X	X			X	X	X	X
Córdoba Ordenanza 9612/97	V		X			X	X		X	X	X
	D	X		X	X			X			
Loja (2002)	V				X	X	X				
	D	X	X	X				X	X	X	X
Loja (2002)	V			X	X		X				
	D	X	X			X		X	X	X	X
Loja (2002)	V	X		X	X						
	D		X			X	X	X	X	X	X

Tabla 4. Parámetros y valores utilizados para el modelado de las diferentes alternativas.

Capa	Parámetros	Alternativa 1		Alternativa 2	
		Valor	Espesor [m]	Valor	Espesor [m]
Capa de erosión	Porosidad total (vol/vol)	0,43	0,20	0,43	0,15
	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	$1x10^{-5}$		$1x10^{-5}$	
Geomembrana superior	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	N/A	N/A	$1x10^{-12}$	0,0015
	Densidad de agujeros (#/ha)	N/A		20	
	Defectos de instalación (#/ha)	N/A		20	
	Calidad de colocación	N/A		6	
	Transmisividad (cm^2/sec)	N/A		$1x10^{-13}$	
Capa de infiltración	Porosidad total (vol/vol)	0,43	0,80	0,43	0,45
	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	$1x10^{-6}$		$1x10^{-6}$	
Limo (Subbase cobertura)	Porosidad total (vol/vol)	0,43	0,20	0,43	0,20
	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	$1x10^{-5}$		$1x10^{-5}$	
Residuos sólidos	Porosidad total (vol/vol)	0,671	18,0	0,671	18,0
	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	$1x10^{-3}$		1x10-3	
Geomembrana PEAD (fondo vertedero)	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	$1x10^{-12}$	0,0015	$1x10^{-12}$	0,0015
	Densidad de agujeros (#/ha)	20		20	
	Defectos de instalación (#/ha)	20		20	
	Calidad de colocación	6		6	
	Transmisividad (cm^2/sec)	$1x10^{-13}$		$1x10^{-13}$	
Limo moderadamente compactado (Base vertedero)	Porosidad total (vol/vol)	0,43	0,20	0,43	0,20
	Conductividad hidráulica saturada (cm/s)	$1x10^{-5}$		$1x10^{-5}$	

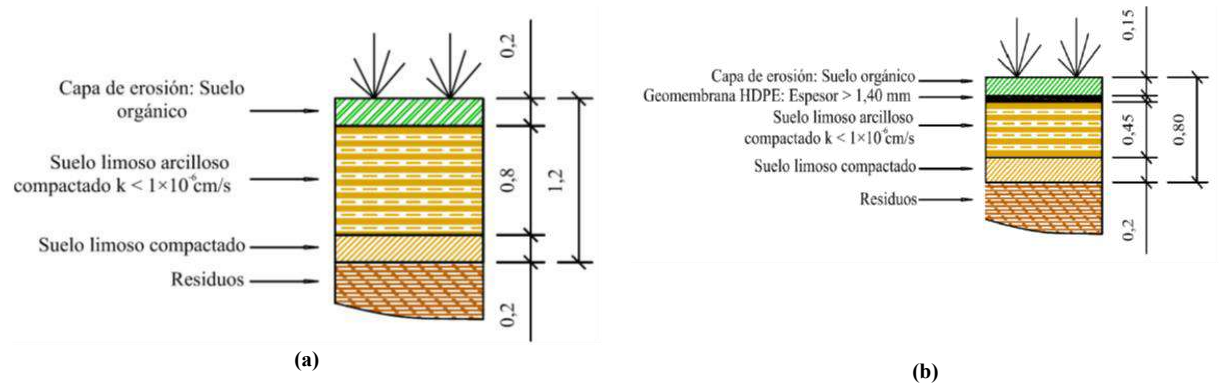


Figura 1. Esquema de los sistemas de cobertura seleccionados: (a) Ordenanza 9612/97 ciudad de Córdoba; (b) US EPA (1993) alternativa 2

En la Figura 4 se muestra la magnitud de la escorrentía superficial generada a partir del balance hídrico generado por HELP. De manera coherente con los resultados obtenidos, la alternativa 1 es la que evidencia menores niveles de escorrentías en la parte superior de la capa más superficial del sistema de cobertura, sin embargo, la diferencia en la magnitud de la cantidad de escorrentía acumulada para el horizonte de modelado es de aproximadamente 3 veces entre uno y otro sistema.

La evapotranspiración es el componente más importante del balance hídrico. La percolación varía ampliamente con la precipitación anual. En áreas áridas y semiáridas que tienen baja tasa de precipitación anual, las tazas de infiltración son bajas. En contraste en áreas húmedas con altas tasas de precipitación las tasas de infiltración son mucho más elevadas. Los sistemas de cobertura pensados en balance hídrico como el considerado como alternativa 1 en este trabajo, son pensados para retener la precipitación anual, se pueden diseñar para alcanzar bajas tasas de infiltración en regiones áridas y semiáridas. Una capa de suelo fino de 1 m de espesor puede ser adecuada en muchos casos, sin embargo, el espesor final debe ser confirmado a partir de los análisis apropiados. Es conocido en la literatura que un proceso de diseño robusto se debe emplear para diseñar coberturas cuando la precipitación excede los 250 mm/año (Apigwantragoon et al. 2015).

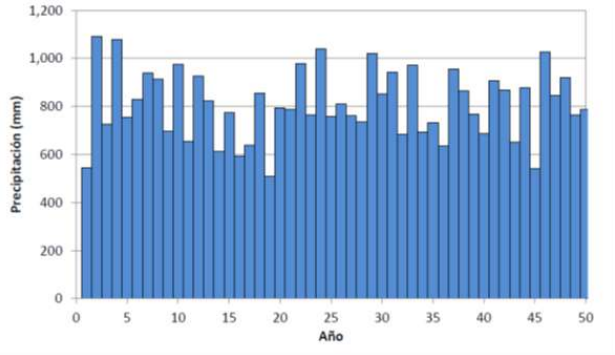


Figura 2. Precipitación anual acumulada generada por HELP para las modelaciones.

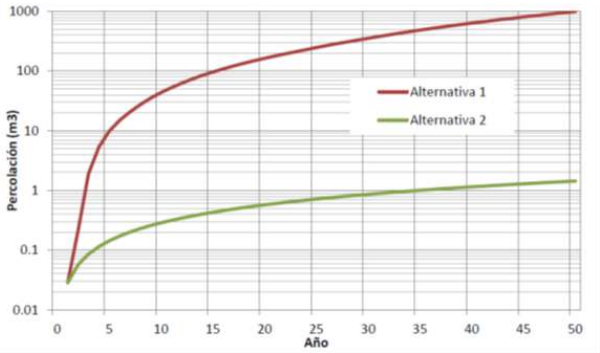


Figura 3. Magnitud de la percolación para la capa inferior de cada uno de los sistemas de cobertura.

Para los sistemas de cierre similares a la alternativa 1 es difícil conseguir bajas tasas de infiltración cuando la precipitación anual supera los 500 mm/año y pueden llegar a ser imprácticos si la precipitación supera los 750 mm/año.

Los resultados obtenidos deben ser considerados con cuidados ya que no dejan de ser una simulación de evaluación entre alternativas. Según queda establecido en procesos de validación realizados por diferentes autores HELP normalmente sobre predice la escorrentía superficial en tanto que la evapotranspiración es subestimada cuando se utilizan las propiedades hidráulicas del suelo precargadas en el programa. Mejor ajuste con las mediciones in situ se obtuvieron cuando se consideraron propiedades hidráulicas del suelo en servicio para los cálculos sin embargo la escorrentía superficial fue consistentemente sobre estimada sin importar las propiedades hidráulicas utilizadas (Albright et al. 2013).

En general HELP sobre predice significativamente la infiltración (Apiwntragoon et al. 2015), sin embargo, captura las variaciones estacionales de escorrentía superficial, evapotranspiración y almacenamiento de agua en el suelo e infiltración lo que permite la toma de decisiones y ejecución de proyectos en base a estos resultados.

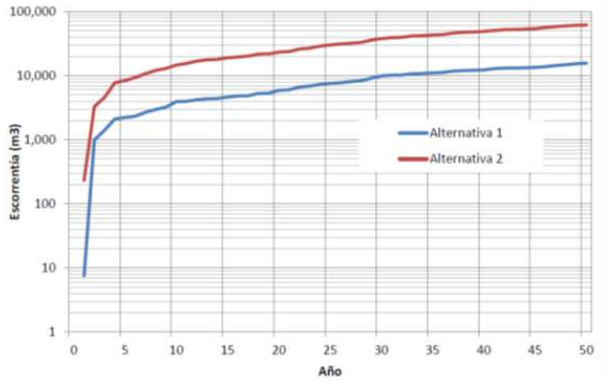


Figura 4. Magnitud de la escorrentía superficial acumulada en la capa superior de cada uno de las alternativas de sistemas de cobertura considerados.

4 CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluaron cualitativamente ventajas y desventajas de 12 sistemas de cobertura diferentes para rellenos sanitarios. La evaluación de las ventajas y desventajas se realizó considerando las condiciones típicas que se pueden encontrar en la llanura loéssica de la región central de la provincia de Córdoba referidas a disponibilidad de materiales, condiciones climáticas y condiciones hidrogeológicas. En base a estas consideraciones se definió evaluar el desempeño de dos alternativas de cobertura uno recomendado por la normativa vigente en la Ciudad de Córdoba y un sistema alternativo recomendado por USEPA 1993 para enterramientos antiguos. De la comparación de los resultados numéricos obtenidos mediante el programa HELP se llega a las siguientes conclusiones:

a) El sistema indicado en la alternativa 1 no cuenta con capacidad hidráulica suficiente para limitar la generación de lixiviados en base al balance hídrico anual.

b) El sistema indicado en la alternativa 2 al contar con una geomembrana en su composición presenta 3 órdenes de magnitud de diferencia en la cantidad de líquido percolado acumulado a lo largo del período de simulación considerado.

c) La inclusión de geomembrana en el sistema no genera una diferencia en la escorrentía superficial de la misma magnitud que la diferencia en el volumen de infiltración

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a CONICET, FONCyT, SECyT UNC y a la Municipalidad de la Ciudad de Córdoba por el financiamiento de los estudios y proyectos que involucraron como parte constituyente los análisis presentados en este trabajo.

6 REFERENCIAS

Abichou T., Liu X., Tawfiq K. (2006). "*Design Considerations for Lysimeters Used to Evaluate alternative Earthen Final Covers*". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 132:(12): 1519-1525. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-02412006132:121519

Albrecht B. y Benson C., (2001). "*Effect of desiccation on compacted natural clays*". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE 127:(1):67–75.

Albright W.H., Benson C.H., Apiwantragoon (2013). "*Field Hydrology of Landfill Final Covers with Composite Barrier Layers*". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 139:(1):1-12. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000741

Albright, W.H., Benson, C.H., Gee, G.W., Roesler, A.C., Abichou, T., Apiwantragoon, P. (2004). "*Field water balance of landfill final covers*". J. Environ. Qual. 33, 2317–2332.

Aubertin M., Cifuentes E., Apithy S.A., Bussiere B., Molson J., Chapuis R.P., (2009). "*Analyses of water diversion along inclined covers with capillary barrier effects*". Can. Geotech. J. 46 (10), 1146–1164. https://doi.org/10.1139/T09-050.

Apiwantragoon P., Benson C.H., Albright W.H. (2015). "*Field Hydrology of Water Balance Covers for Waste Containment*". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 04014101-1. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001195.

Barnswell K.D. y Dwyer D.F. (2012). "*Two-year performance by evapotranspiration covers for municipal solid waste landfills in northwest Ohio*". Waste Management. 21:2336-2341.

Campbell G. (1974). "*A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data*". Soil Science. 117:311–314.

Dwyer, S.F. (2001). "*Project Summary: Alternative Landfill Cover Demonstration*. SCFA-Midyear Review. Disponible en: <http://www.envnet.org/scfa/imagelib/tms10.htm>

Francisca, F. M., & Glatstein, D. A. (2010). *Long term hydraulic conductivity of compacted soils permeated with landfill leachate*. Applied Clay Science, 49(3), 187-193.

Francisca F.M., Montoro M.A. y Glatstein D.A. (2017). "*Technical and economic evaluation of biogas capture and treatment for "Piedras Blancas" landfill in Cordoba, Argentina*". Journal of the Air & Waste Management Association vol. 67 p. 537 - 549

Giroud J.P. y Bonaparte R. (1989)a. *"Leakage through liners constructed with geomembranes—part I. Geomembrane liners*". Geotextiles and Geomembranes, 8(1):27-67.

Giroud J.P. y Bonaparte R. (1989)b. "*Leakage through liners constructed with geomembranes—Part II. Composite liners*". Geotextiles and Geomembranes, 8(2):71-111.

Horton R.E. (1919). "*Rainfall Interception*". Monthly Wether Review. Charles F. Brooks. Eds. Vol. 47, Nº9. pp. 603-623.

Li G., Zhan L, Zhang S., Feng S., Zhang Z. (2022). "*A dual-porosity model for coupled rainwater and landfill gas transport through capillary barrier covers*". Computers and Geotechnics 151:104966. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104966.

Montoro, M. A., Francisca, F. M., & Juarez, M. A. (2015). *Leakage analysis through composite liners in landfills*. In From Fundamentals to Applications in Geotechnics (pp. 769-776). IOS Press.

Moon S., Nam K., Kim J., Hwan S., Chung M. (2008). "*Effectiveness of compacted soil liner as a gas barrier layer in the landfill final cover system*". Waste Management. 28:1909 – 1914.

Musso, T. B., Francisca, F. M., Parolo, M. E., & Roehl, K. E. (2013). *Potential use of calcareous mudstones in low hydraulic conductivity earthen barriers for environmental applications*. Environmental technology, 34(17), 2465-2476.

Ng C.W.W., Liu J. y Chen R., (2015). "*Numerical investigation on gas emission from three landfill soil covers under dry weather conditions*". Vadose Zone J. 14 (8), 1–11.

Ng C.W.W., Coo J.L., Chen Z.K., Chen R., (2016). "*Water infiltration into a new three layer landfill cover system*". J. Environ. Eng. 142 (5), 04016007-1-12.

Ng C.W.W., Coo J.L., Chen R., Guo H.W., Ni J., Chen Y.M., Lu B.W., Liu J., Zhan T. L.T., (2019). "*A novel vegetated three-layer landfill cover system using recycled construction wastes without geomembrane*". Can. Geotech. J. 56 (12), 1863–1875.

Penman H.L. (1963). "*Vegetation and hydrology*". Tech. Comm. No. 533. Harpenden, England: Commonwealth Bureau of Soils. 125 pp.

Richardson C.W. y Wright D.A. (1984). "*WGEN: A model for generating daily weather variables*". ARS-8, USDA Agricultural Research Service. 83 pp.

Ritchie J.T. (1972). "*Model for predicting evaporation from a row crop with incomplete cover*". Water Resour. Res. 8, 1204-1213.

Schroeder P. R., Dozier T. S., Zappi P. A., McEnroe B. M., Sjostrom J.W., y Peyton R.L. (1994). "*The hydrologic evaluation of landfill performance (HELP) model: Engineering documentation for version 3*," EPA/600/8-94/xxx, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. 105 pp.

Sharma H.D. y Reddy K.R. (2004). *Geoenvironmental engineering*. John Wiley & Sons, New Jersey.

Stark T.D., y Newman E.J. (2010). "*Design of a landfill final cover system*". Geosynthetic International. 17(3):124-131.

Sadek S. y Ghanimeh M.E. (2007). "*Predicted performance of clay-barrier landfill covers in arid and semi-arid environments*". Waste Management. 27:572-583.

Touze-Foltz N., Xie H., Stoltz G., (2021). "*Performance issues of barrier systems for landfills: a review*". Geotext. Geomembranes 49:(2):475–488.

USEPA (1993). *Solid Waste Disposal Facility Criteria Technical Manual.* EPA530-R-93-017

Zhang L., Li G., Jiao, W. Lan J., Chen Y., Shi W. (2020). "*Performance of a compacted loess/gravel cover as a capillary barrier and landfill gas emissions controller in Northwest China*". Science of the Total Environment. 718:137195. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.137195

Zhang D., Wnag, J. Chen C., (2020). "*Gas and liquid permeability in the variably saturated compacted loess used as an earthen final cover material in landfill*s". Waste Management. 105: 49-60. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2020.01.030

Zornberg J., Bouazza A. y Mc Cartney J.S. (2010). "*Geosynthetic capillary barriers: current state of knowledge*". Geosynthetics International. 17:(5): 273-300. DOI: 10.1680/gein.2010.17.5.273.

Análisis multiescala de la estabilización de limos loéssicos con escorias siderúrgicas

Multiscale analysis of steel slag stabilized loessical soil

Clara A. Mozejko & Franco M. Francisca

Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina. Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), CONICET y Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, clara.mozejko@unc.edu.ar

RESUMEN: Los limos loéssicos constituyen el principal suelo regional de la provincia de Córdoba y son utilizados como material de construcción y como de sustento en las fundaciones de distintas obras de ingeniería. Debido a su estructura suelta o poco compacta, presentan problemas de estabilidad siendo la colapsabilidad una de sus principales características. Las técnicas comunes para lograr su estabilización involucran procesos de compactación junto con la adición de cemento Portland o cal. Sin embargo, existe una creciente concientización a nivel mundial acerca del costo ambiental al que se incurre en la producción de estos materiales aglutinantes. Con el objetivo de minimizar el consumo de recursos naturales y la cantidad de desechos no reutilizados, en este trabajo se evalúa el potencial que presentan las escorias siderúrgicas, pertenecientes a la industria del acero, como agentes estabilizadores de suelos loéssicos. Se propuso un análisis novedoso de identificación de productos de reacción a partir de imágenes de microscopía de barrido electrónico, confocal y microscopio petrográfico. Los resultados obtenidos permitieron cuantificar los incrementos de resistencia y rigidez esperados con el envejecimiento o curado de las mezclas, demostrando que ocurre un fenómeno de colmatación física debido a la formación de hidrogeles y cementación de las partículas que se traduce en fenómenos de homogeneización en la microestructura. Los resultados obtenidos brindan nuevas posibilidades para reutilizar las escorias como agentes estabilizadores permitiendo la utilización del mismo para construcciones civiles y geoambientales.

ABSTRACT: Loess soils constitute the main regional soil in Córdoba province and are used both as construction and foundation material in different engineering projects. These soils have a loose structure, and present stability problems being possible to characterize them as collapsible. Common techniques to achieve its stabilization involve compaction processes with the addition of either Portland cement or lime. However, an increasing global awareness is rising about the environmental cost associated with these binder material productions. In order to minimize natural resource consumption and to favor the potential of reusing wastes, this paper evaluates steel slag from the steel industry, as a loessical soil stabilizing agent. Microscopic reactions between the soil and steel slag particles are evaluated by means of scanning electron, confocal and petrographic microscope images. Results allowed quantifying the resistance and rigidity increase expected with samples aging, demonstrating that a physical clogging process occurs due to hydrogel formation and particle cementation which are responsible for the identified microstructure homogenization phenomena. Results obtained provide new possibilities for steel slag reutilization as a stabilized agent for civil and geoenvironmental constructions.

PALABRAS CLAVE: escoria siderúrgica - loess - estabilización - reutilización

KEYWORDS: steel slag - loess soil - stabilization - reutilization

1 INTRODUCCIÓN

El fenómeno de estabilización de suelos representa, al día de la fecha, uno de los principales desafíos en el ámbito de la ingeniería geotécnica, mediante la cual se busca mejorar las propiedades físicas y/o mecánicas del material con el fin de satisfacer requerimientos de diseño para poder utilizar los suelos locales como material de sustento y/o de construcción (Latifi et al., 2018; Reiterman et al., 2022).

Los suelos loéssicos constituyen el principal suelo regional de la provincia de Córdoba, y se clasifican como sedimentos eólicos que se depositan de manera suelta con elevada cantidad de vacíos. Su principal característica geotécnica está constituida por su estado metaestable, lo cual genera el colapso de la estructura macroporosa ante ciertas combinaciones de humedad y carga, pudiendo presentar, además, problemas de filtración y erosión (Terzariol, 2010; Zhou et al., 2014; Sadeghi et al., 2019). Con el objetivo de prevenir los problemas causados por su particularidad colapsable, diversos investigadores han implementado una variedad de técnicas con el objetivo de mejorar las propiedades del estrato, considerando la necesidad de satisfacer los requerimientos ingenieriles para ser utilizado como material de construcción, a la vez que consideran aspectos económicos y ambientales asociados al proceso (Mohamed et al., 2022).

Estas técnicas de estabilización pueden agruparse en dos categorías básicas: mecánicas o químicas, de acuerdo con el fenómeno involucrado. El objetivo principal se vincula a la modificación de la fábrica y textura del suelo estabilizado (Rahmat et al., 2015). Dentro del primer grupo es posible identificar el fenómeno de compactación, que comprende la densificación del suelo a través de la expulsión de aire reduciendo la proporción de vacíos a partir del uso de distintos compactadores (Budhu, 2020). El segundo grupo, en cambio, se basa en el uso de aditivos que fomenten reacciones de tipo químico con el suelo para lograr las mejoras buscadas. La técnica común consiste en adicionar materiales aglutinantes tales como cemento o cal, logrando eliminar el riesgo de colapso, reduciendo asentamientos y mejorando los parámetros ingenieriles (Liu et al., 2019).

Sin embargo, existen diversos aspectos negativos asociados a la producción de los mismos, vinculados a la huella de carbono y emisión de gases de efecto invernadero que contribuyen al cambio climático y al consumo de recursos naturales no renovables entre otros (Chenarboni et al., 2021). Por ello en la actualidad los esfuerzos se encuentran orientados a lograr el reemplazo parcial o total de estos materiales, fomentando la

investigación sobre el comportamiento de subproductos industriales para su potencial uso como agentes estabilizadores, buscando alternativas que sean más respetuosas con el medio ambiente, pero que ejerzan la misma acción, cementando las partículas del suelo (MolaAbasi et al., 2019).

Las escorias siderúrgicas, remanentes del proceso de producción del acero, son consideradas como desechos al no ser reutilizadas y ser dispuestas finalmente como residuos. Si bien estudios anteriores han demostrado que la escoria de acero se puede utilizar como aglutinante alternativo en la producción de diversos materiales de construcción y productos civiles, en la actualidad el estudio acerca del desempeño de suelos estabilizados con escoria resulta escaso (Yu et al., 2021).

El objetivo de este trabajo es analizar el comportamiento de suelos loéssicos estabilizados con escorias siderúrgicas determinando el potencial de aplicación que estos residuos presentan en el campo de la ingeniería, mejorando las propiedades de los suelos locales. El trabajo busca identificar el efecto que generan las reacciones puzolánicas que ocurren entre las partículas de limo-escoria y bentonita, que derivan en procesos de cementación de partículas mejorado las propiedades mecánicas e hidráulicas de las mezclas en estudio.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 S*uelos y materiales granulares utilizados*

En este apartado se presentan los materiales sólidos utilizados (limo loéssico, escorias siderúrgicas y bentonita) junto con los ensayos de caracterización física, química y mineralógica llevados a cabo.

El suelo utilizado en este trabajo de investigación es un loess típico de la provincia de Córdoba, Argentina, muestreado mediante excavación exploratoria de 2 m de profundidad en proximidades de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales. Las coordenadas del punto de muestreo son 30°06’08,33” S; 61°11’33,13” O. Una vez muestreado el suelo, se procedió a preparar el mismo para su caracterización, mediante procedimiento de cuarteo compuesto por trituración y tamizado, buscando trabajar con una muestra representativa y homogénea.

Las escorias siderúrgicas, que provienen del proceso de fabricación del acero, fueron provistas por la principal productora de acero del país, grupo Ternium-Siderar, localizada en San Nicolás provincia de Buenos Aires. En el año 2018, el grupo reportaba tasas mensuales de generación de laminado caliente de 230 mil toneladas, generando 45 mil toneladas de escorias en el proceso. De las mismas, una parte se reutiliza dentro del proceso de fabricación, otra fracción se vende a industrias cementeras, siendo que la mayoría se dispone finalmente como residuo.

La bentonita utilizada es una arcilla compuesta esencialmente por minerales del grupo de las esmectitas. La misma es una bentonita sódica, provista por la firma “Bentonitas del Lago”, proveniente del yacimiento Castiglioni Pes & Cía., en el lago Pellegrini en la provincia de Río Negro. Estas arcillas son de origen marino de edad cretácica (Musso et al., 2016; Musso et al., 2022).

Las pruebas de caracterización se realizaron siguiendo los métodos estandarizados de las normas de ensayo ASTM. Los ensayos de caracterización física consistieron en análisis granulométrico (ASTM D422), gravedad específica (ASTM D854), límite líquido e índice de plasticidad (ASTM D4318), peso unitario (ASTM D4254), clasificación unificada de suelos (ASTM D2487) y ensayos de determinación de sales solubles (VN E18-89).

A partir de los resultados obtenidos, es posible realizar la identificación de los materiales de acuerdo con la Clasificación Unificada de Suelos (USCS). En función de la granulometría y del índice de plasticidad el limo loéssico utilizado se puede clasificar como un limo arcilloso (CL-ML). De manera similar, de acuerdo con los resultados del análisis granulométrico realizado sobre la escoria, la misma puede clasificarse como una arena pobremente graduada con bajo contenido de partículas finas (SP). Debido a esta condición, los agregados de escorias utilizados en este trabajo también pueden denominarse bajo el nombre de arena de fundición. Por último, de acuerdo con los resultados obtenidos para la bentonita, la misma puede clasificarse como una arcilla de alta plasticidad (CH).

Se complementó la caracterización con determinaciones del índice de puzolanicidad a partir del método de Luxan (Luxan et al., 1988). El mismo consiste en determinar la caída de conductividad eléctrica que ocurre al cabo de 10 minutos en una solución de 200 mL saturada de hidróxido de calcio a 40 °C, a la cual se le agregan 5 gramos de material seco, manteniendo la solución en agitación durante el tiempo de medición. La suspensión del material se obtuvo sumergiendo en la solución un agitador magnético. El control de temperatura se realizó con un termómetro sumergido constantemente en la solución mientras las misma se coloca sobre un calentador eléctrico.

Los resultados de los ensayos de caracterización física se encuentran en la Tabla 1.

Tabla 1. Caracterización de los materiales utilizados.

Parámetro	*Limo*	*Escoria siderúrgica*	*Bentonita*
Gravedad específica	2.64	3.16	2.74
Partículas < 0,075 mm [%]	83.43	2.88	100.00
Partículas < 0,002 mm [%]	9.00	-	84.80
Límite líquido LL [%]	24.70	-	343.00
Límite plástico LP [%]	19.02	-	89.00
Coeficiente de uniformidad. CU	20.00	10.50	-
Coeficiente de curvatura. CC	2.06	0.34	-
USCS	CL-ML	SP	CH
Sales solubles	-	1.08	-
Índice de puzolanicidad IP	1.27	0.08	0.26

La caracterización mineralógica se realizó a partir de ensayos de difracción de rayos X (XRD) de polvos sobre muestras de limo y escoria. Se observó que el limo utilizado se encuentra compuesto principalmente por fases minerales de plagioclasas, muscovita y cuarzo, y en menor proporción por fases de caolinita y calcita, mientras que en la fracción de escoria se detectó elevado porcentaje de hidróxido y carbonato de calcio como así también presencia de carbono, calcio y hierro.

La caracterización química se determinó por microscopia electrónica de barrido (SEM) con análisis químico semicuantitativo complementario (EDX). De esta manera se pudo identificar los principales componentes de los materiales. Para el limo estos son: oxígeno, carbono, fósforo y silicio con componentes minoritarios de hierro, calcio y azufre. Mientras que para las escorias estos son: calcio, hierro y oxígeno, con pequeñas proporciones de carbono, magnesio, aluminio, silicio y manganeso. En el mismo fue posible visualizar asperezas en las

escorias, pudiendo identificar una superficie porosa, rugosa y heterogénea.

2.2 *Preparación de las muestras y procedimientos de ensayos*

La confección de muestras se realizó con materiales secados en estufa durante 24 h a una temperatura de 105 ± 1 °C. Una vez finalizado el proceso de secado se procedió a preparar las muestras compensadas de limo-escoria (L-SS) y limo-escoria-bentonita (L-SS-B) en las proporciones correspondientes a la muestra que se desea obtener.

En todos los casos, las muestras se prepararon utilizando la granulometría completa de las escorias, y la fracción de limo pasante tamiz N°40. Se realizaron ensayos de compactación para determinar el peso unitario seco máximo y el contenido de humedad óptimo de cada muestra analizada. Se trabajó con probetas moldeadas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura, llenándose en tres capas de igual altura utilizando la energía de compactación correspondiente al ensayo Proctor estándar (ASTM D 698-00).

Se prepararon mezclas compensadas en el punto óptimo de compactación determinado a partir de los ensayos de compactación, las cuales se mantuvieron en cámara húmeda hasta el momento de su análisis. Los tiempos de curado se definieron como: 0, 7, 28, y 56 días. Durante dicho periodo las muestras fueron almacenadas bajo condiciones de temperatura y humedad controladas. Con el objetivo de impedir el contacto con el oxígeno presente en el ambiente externo de la muestra, las mismas fueron envueltas en papel de film monitoreando el peso de las mismas.

El monitoreo del comportamiento mecánico se realizó sobre muestras con distinta composición y energía de compactación, a partir de ensayos de resistencia a la compresión simple (ASTM D 2166-06) y compresión unidimensional (ASTM D 2435). Para ello se prepararon muestras de limo (L-0% SS), limo con 12% de escorias (L-12% SS) y limo con 12% escoria y 6% bentonita (L-12% SS – 6% B). Los ensayos de compresión confinada se realizaron sobre muestras saturadas e inundadas con agua destilada.

El monitoreo del comportamiento hidráulico se realizó sobre muestras con 12% SS con y sin bentonita, a través de permeámetros de pared rígida siguiendo la normativa ASTM D 5856 con gradientes variables, utilizando agua destilada Tipo III de acuerdo con lo especificado por la norma ASTM D 1193.

El monitoreo óptico se realizó en cortes delgados preparados a partir de muestras compactadas, metalizadas con oro, a partir de técnicas de microscopía electrónica de barrido (SEM Carl Zeiss Sigma) con análisis semicuantitativo complementario (EDX). De manera complementaria se realizaron observaciones sobre muestras compactadas con distinto periodo de envejecimiento en microscopia óptica confocal.

3 RESULTADOS

3.1 *Arreglo estructural de muestras con escoria*

A partir de los ensayos de compactación realizados fue posible identificar que las mezclas manifestaron curvas que se corresponden a suelos finos, como los que cubren el centro de Argentina, manifestando un solo pico. Esta forma puede atribuirse a que el comportamiento en todos los casos se encuentra controlado principalmente por la matriz fina, debido a la baja proporción de escorias utilizadas (12%) (Mozejko y Francisca, 2020). Los resultados de los ensayos de compactación se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades de las muestras compactadas.

Muestra	$\gamma d_{máx}$ $[kN/m^3]$	$\omega_{óptima}$ [%]
L - 0% SS	16.25	22.00
L - 12% SS – 6% B	16.40	21.50
L - 12% SS	17.00	20.50

A partir de los resultados es posible identificar, en todos los casos, el peso unitario seco (γ_d) se incrementa a medida que el diámetro nominal (D_{50}) de la mezcla aumenta. Esta observación, que se condice con reportes aportados por diversos autores, se encuentra relacionada a que el incremento de la proporción de escorias provoca un aumento del peso unitario de las mezclas de suelo loéssico compactado. Esto se debe a que el D_{50} de las partículas de escoria resulta mayor al de la matriz de limo loéssico y de bentonita (D_{50} =1,08, 0,03 y 0,004 mm respectivamente) y, a su vez, la gravedad especifica de la escoria respecto al limo y a la bentonita es mayor (Gs= 3,16, 2,74 y 2,64 respectivamente). Ambos factores resultan responsables del incremento en el peso unitario seco de las mezclas. De igual manera, se detectó que la adición de escoria genera una disminución en la humedad óptima de compactación. Este fenómeno se encuentra vinculado, por un lado, al cambio en la granulometría de la mezcla y, por otro, a la textura que presentan las escorias.

3.2 *Estabilización mecánica en términos de resistencia y rigidez*

El monitoreo de las propiedades mecánicas fue realizado a partir de ensayos de resistencia a la compresión simple (RCS). La Figura 1 muestra los resultados de los ensayos de RCS para muestras compactadas en el punto óptimo, normalizados respecto la RCS máxima de cada muestra con respecto a la RCS máxima obtenida al momento del moldeo.

Como se puede observar, la muestra de limo sin escorias (L-0% SS) duplica su resistencia máxima al cabo de 56 días de almacenamiento, mientras que la muestra estabilizada con 12% SS logra duplicar su resistencia al cabo de 7 días de almacenamiento, alcanzando una resistencia incluso 5 veces mayor al cabo de 56 días. Es posible observar une tendencia similar en la muestra de limo-escoria-bentonita, donde al cabo de 56 días se logran resistencias 5 veces mayores.

A su vez, a partir de los resultados fue posible identificar que el envejecimiento de las muestras que contienen escorias produce, además del marcado incremento en la resistencia, incrementos de rigidez en todos los casos (Mozejko y Francisca, 2020). Dichos incrementos se encuentran vinculados al desarrollo de reacciones puzolánicas que ocurren producto de la interacción entre partículas de limo y escoria. La diferencia fundamental entre muestras estabilizadas y no estabilizadas radica entonces pura y exclusivamente, en el ambiente alcalino que proporciona al medio la adición de escoria, lo cual favorece el desarrollo de este tipo de reacciones (Francisca y Mozejko, 2022).

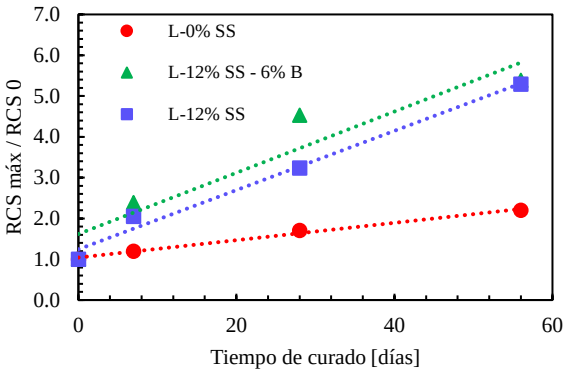


Figura 1. Influencia del tiempo de curado en la resistencia a la compresión simple del suelo estabilizado con escorias siderúrgicas. Valores normalizados con respecto a la muestra a 0 días de almacenamiento.

La mejora detectada en los valores de RCS en la muestra de bentonita respecto a la muestra de L-12% SS puede asociarse a que la presencia de arcilla modifica la interacción fluido partícula. Las fuerzas eléctricas gobiernan la interacción entre las fases determinando la asociación de partículas y floculación (Mitchell y Soga, 2005). La adición de bentonita genera que la estructura de suelo se flocule debido a la reducción de repulsión entre partículas (Lambe, 1958; Santamarina et al., 2001; Montoro y Francisca, 2010). Debido a este proceso, las partículas se orientan de manera aleatoria incrementando la resistencia al corte del suelo. A su vez, el incremento en RCS puede vincularse a fenómenos de succión negativa que ocurren en las muestras, que resulta de mayor importancia en suelos finos-arcillosos (Juárez et al., 2018). Esto fomenta fenómenos de cohesión aparente que resultan relevantes en el comportamiento de resistencia no confinada, la cual es una medida de resistencia al corte no drenada del suelo.

3.3 *Estabilización en términos de compresibilidad*

Las muestras con adiciones de escoria fueron sometidas a ensayos edométricos. Con el objetivo de generar una microestructura con mayor relación de vacíos en la cual se pudiera desarrollar la reacción puzolánica las mismas fueron confeccionadas al 80% de la energía de compactación Proctor estándar. La Figura 2 (a) y (b) muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para muestras de L-12% SS y L-12% SS – 6% B respectivamente, con tiempos de curado entre 0 y 56 días. Si bien todas las muestras presentaron una relación de vacíos inicial similar, (e_0 = 0,93 ± 0,1), con el objetivo de visualizar con mayor facilidad el proceso de rigidización que ocurre en las muestras, el eje semilogarítmico del gráfico presenta su valor inicial x= 10.

Los resultados obtenidos permiten observar tendencias similares en las mezclas con y sin adiciones de bentonita. A partir de las gráficas semilogarítmicas presentadas es posible determinar que en las muestras ocurren cambios a nivel microestructural que generan modificaciones tanto en la presión de fluencia como en los coeficientes de compresibilidad. Estos resultados permiten cuantificar los procesos de rigidización que ocurren con el envejecimiento de la muestra a partir del incremento de las presiones de fluencia y variaciones del coeficiente de compresibilidad. La presión de fluencia media varía desde valores aproximados de 60 kPa en las muestras a los 0 días de almacenamiento, alcanzando valores de 105 kPa aproximadamente, al cabo de 56 días de almacenamiento. De manera complementaria, los coeficientes de compresibilidad de las muestras varían desde valores próximos a 0,24 a los 0 días de curado hasta valores próximos de 0,13 a los 56 días de curado. Estas tendencias marcadas con el envejecimiento de las nuestras se encuentran vinculadas exclusivamente al desarrollo de reacciones puzolánicas que ocurren en las muestras a lo largo del tiempo. El fenómeno de rigidización observado se traduce a menores niveles de deformación para un mismo estado tensional a medida que el periodo de almacenamiento se incrementa.

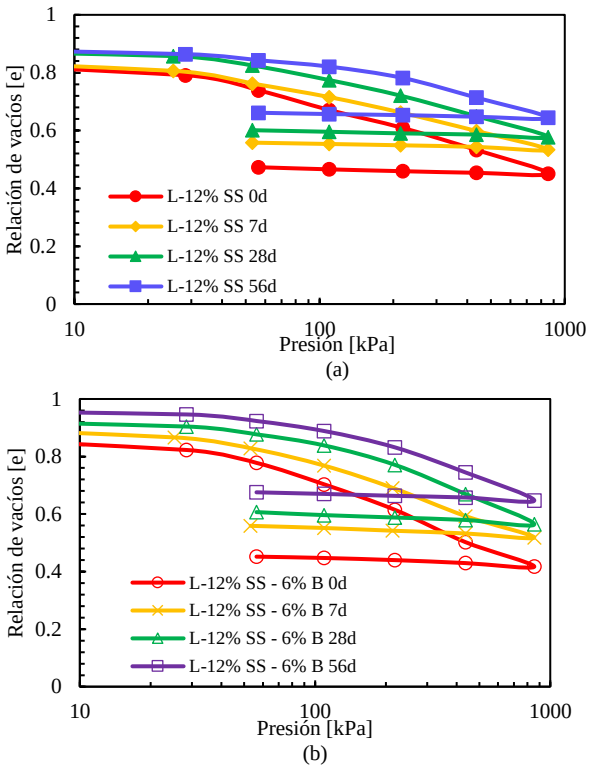


Figura 2. Curvas de compresibilidad en muestras L-12% SS (a) y L-12% SS – 6% B (b) ensayadas a distintos tiempos de curado e inundadas con agua destilada.

3.4 *Colmatación de espacios vacíos en muestras de limo-escoria*

El efecto que generan las reacciones puzolánicas en las muestras de limo loéssico con adiciones de escoria fueron evaluados a partir de ensayos de permeabilidad a carga variable. Las muestras ensayadas de L-12% SS fueron compactadas al 90% de la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de compactación. El bajo grado de compactación relativo fue seleccionado con el propósito de ensayar muestras con una alta relación de vacíos inicial y, por tanto, mayor volumen de vacíos disponible para el desarrollo de hidrogeles.

La Figura 3 muestra la evolución de los valores de conductividad hidráulica con el tiempo. La misma permite identificar una clara diferencia entre los resultados obtenidos para la muestra permeada al momento de su preparación, con respecto a la muestra permeada luego de un curado de 56 días. Aquella ensayada a los 0 días manifestó valores de conductividad hidráulica media de $1{,}20 \times 10^{-8}$ m/s, mientras que la muestra con 56 días de curado arrojó valores medios próximos a $4{,}63 \times 10^{-9}$ m/s.

Considerando que no existen en este proceso condicionantes externos que pudieran modificar el comportamiento a lo largo del tiempo (como por ejemplo condiciones de cargas), la variación detectada en las muestras a 0 y 56 días de curado puede únicamente ser explicada mediante la obstrucción de los vacíos de la muestra.

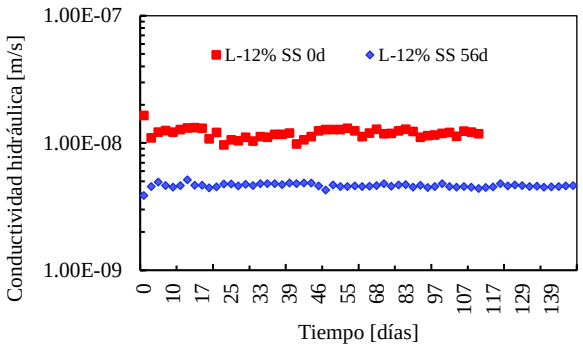


Figura 3. Conductividad hidráulica en función del tiempo en probetas L-12% SS permeadas con agua destilada luego de 0 y 56 días de almacenamiento.

4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El incremento proporcional de resistencia y rigidez detectado en las muestras se condice con un material cuyo comportamiento se encuentra gobernado por procesos de cementación. Sin embargo, para que una reacción puzolánica se desarrolle es necesario que se cumplan ciertas condiciones en el medio en el cual ocurren. Estas condiciones están relacionadas con la granulometría del material que presenta actividad puzolánica, con la presencia de agua en el medio para que ocurra la reacción y la presencia de un ambiente alcalino. De acuerdo a diversos autores (Pacewska y Wilínska, 2020) la ecuación que gobierna la reacción puede ser representada como se detalla a continuación:

$$\frac{Sílice}{Alúmina} + CaO\ (óxido\ de\ calcio) + H_2O\ (agua) \rightarrow \frac{CSH\ (silicato\ de\ calcio\ hidratado)}{CAH\ (aluminato\ de\ calcio\ hidratado)}$$

Se realizaron diversos ensayos que permitieron verificar la coexistencia de estas condiciones. Por un lado, a partir de evaluaciones indirectas de puzolanicidad por el método de Luxan (Luxan et al., 1989) fue posible clasificar los materiales en función de la variación de la conductividad eléctrica de los mismos al sumergirlos en una solución saturada de hidróxido de calcio a 40°C. En función de los resultados obtenidos mostrados en la Tabla 1, es posible clasificar al limo como un material de elevada puzolanicidad, siendo visible que, tanto las escorias como la bentonita, por si solas presentan nula actividad puzolánica.

Por otro lado, a partir de determinaciones de pH, fue posible detectar que las escorias son las encargadas de alcalinizar el ambiente al elevar el pH del mismo hasta valores próximos a 12 (Mozejko y Francisca 2020). En base a las observaciones realizadas es posible identificar que se cumplen las condiciones para que las reacciones puzolánicas se desarrollen en las muestras. Esto permite vincular que existen en las muestras reacciones de tipo puzolánico que generan la cementación de las partículas lo cual se traduce en los incrementos de resistencia y rigidez identificados y previamente reportados en las Figuras 1 y 2.

El proceso de cementación que ocurre da como resultado la formación de hidrogeles en los espacios que inicialmente se encontraban vacíos en las muestras. La Figura 4 muestra imágenes obtenidas a partir de microscopía electrónica de barrido realizados con muestras L-12% SS (a) y L-12% SS – 6% B (b) de 0 días de almacenamiento. En las mismas es posible identificar una microestructura porosa, siendo posible describir de manera visual una textura o superficie de análisis rugosa.

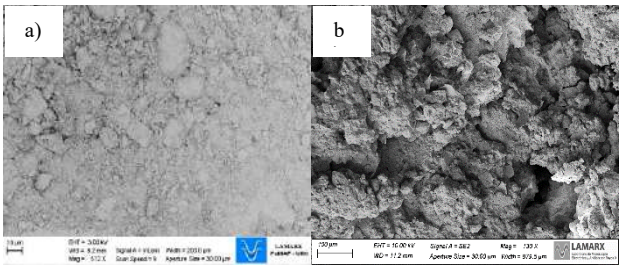


Figura 4. Imágenes de electrones secundarios obtenidas por SEM en muestras metalizadas con oro. a) L-12% SS con 0 días de curado. b) L-12% SS – 6% B con 0 días de curado.

La Figura 5 en cambio, muestra las imágenes obtenidas de las muestras analizadas luego de 56 días de almacenamiento. A partir de las mismas es posible identificar que existe en las muestras un fenómeno de homogeneización en las muestras, siendo posible visualizar que la generación de los productos de hidratación genera modificaciones en la textura de las muestras, implicando superficies homogéneas y uniformes.

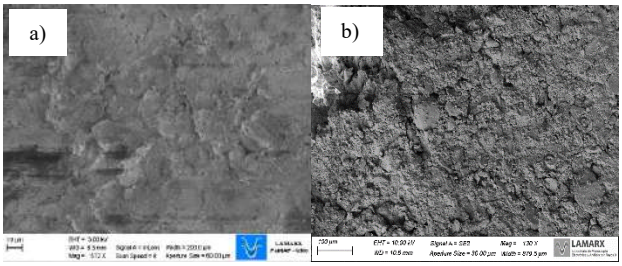


Figura 5. Imágenes de electrones secundarios obtenidas por SEM en muestras metalizadas con oro. a) L-12% SS con 56 días de curado. b) L-12% SS – 6% B con 56 días de curado.

De manera similar, fue posible detectar este fenómeno a partir de las observaciones realizadas por microscopía confocal, cuyo software permite visualizar mediante imágenes 3D la distribución espacial de tamaños de poros a partir de mediciones en alta resolución de microgeometría de superficies rugosas. La Figura 6 muestra la reproducción de las superficies obtenidas a partir de las muestras de L-12% SS – 6% B a los 0 días de almacenamiento (a) y luego de 56 días de curado (b).

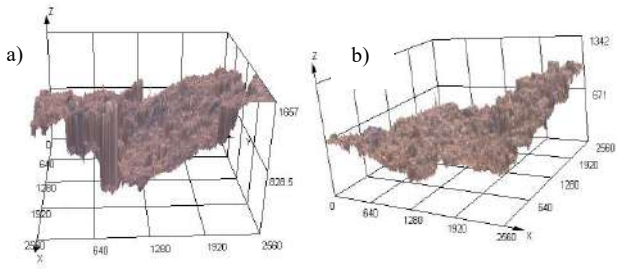


Figura 6. Imagen 3D obtenida del tamaño de poros en muestras L-12% SS – 6% B con 0 días de almacenamiento (a) y luego de 56 días de curado (b). Dimensiones del tamaño o profundidad de poros vinculada al eje "z".

Tendencias similares se reportaron para las muestras L-12%SS (Mozejko y Francisca, 2020). Los resultados obtenidos sugieren que existe un proceso de saturación de poros a medida que la muestra envejece debido a la precipitación de hidrogeles presentando una microestructura más homogénea, que tiende a parecer más "densa".

En este marco es posible vincular este fenómeno con los procesos de tipo puzolánico que ocurren en la muestra, donde la fracción fina del limo en presencia de las escorias siderúrgicas reaccionan formando una estructura de mayor homogeneidad. En

base a las imágenes obtenidas y analizadas, junto con los ensayos realizados, es posible inferir que los productos resultantes del desarrollo de estas reacciones comienzan a ocupar los poros que inicialmente, al momento del moldeo se encuentran "libres", mientras que al cabo de 56 días la sección analizada presenta una superficie más uniforme lo cual se vincula con la presencia o el desarrollo de estos productos puzolánicos. Los hidrogeles formados a partir de la reacción puzolánica tienden a rellenar los espacios que inicialmente se encontraban vacíos. Dicha homogeneización se traduce a una estructura más compacta con menor relación de vacíos disponibles, lo cual genera incrementos en la resistencia y rigidez de las muestras a la vez que genera disminución en los valores de conductividad hidráulica al cabo de 56 días.

5 CONCLUSIONES

Este trabajo experimental se analiza el potencial de las escorias siderúrgicas para ser consideradas como agentes estabilizadores de suelos loéssicos, a partir del estudio de la evolución de las propiedades mecánicas e hidráulicas de muestras estabilizadas con el tiempo. Las principales conclusiones pueden ser resumidas de la siguiente manera:

- ✓ La adición de escoria en limos loéssicos compactados genera la cementación de partículas. El proceso ocurre a partir de reacciones de tipo puzolánico, provocando la evolución de las muestras hacia una microestructura más densa y homogénea, con menor relación de vacíos. La presencia de bentonita sódica en las muestras no interfiere en las reacciones que se desarrollan entre las partículas limo-escoria, siendo posible corroborar el desarrollo de los productos de hidratación a partir de análisis microscópicos.
- ✓ El cambio detectado en el comportamiento tenso-deformacional resultó ser típico de un material gobernado por procesos de cementación, generando incrementos tanto de resistencia como de rigidez.
- ✓ Se identifica que al cabo de 56 días las muestras de limo-escoria y limo-bentonita-escoria incrementan aproximadamente 5 veces su resistencia máxima a compresión simple. Dicho incremento se encuentra vinculado al aumento de numero de contacto entre partículas debido al desarrollo de hidrogeles que cementan la interfaz.
- ✓ Los incrementos de rigidez con el envejecimiento de las muestras se manifiestan en cambios en el índice de compresibilidad de las muestras estabilizadas e incrementos en la presión de fluencia en las mismas, identificando disminuciones de hasta un 30% en los índices de compresión al cabo de 56 días.
- ✓ De acuerdo con los ensayos de microscopia, la generación de hidrogeles se encarga de reducir la porosidad efectiva de las muestras con el paso del tiempo, traduciéndose a cambios de hasta un orden de magnitud en valores de conductividad hidráulica al cabo de 56 días de almacenamiento.

Los resultados obtenidos indican que el suelo limoso puede ser estabilizado a partir de la adición de escorias siderúrgicas, ofreciendo una solución sostenible y de bajo costo minimizando la cantidad de residuos de acería desechados

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a CONICET, Argentina, FONCyT, Argentina y Secretaría de Ciencia y Tecnología – Universidad Nacional de Córdoba (SECyT-UNC), Argentina por el apoyo parcial de esta investigación (beca CONICET número 11220100100390CO, Beca FONCyT número PICT 1289-2019 y beca SECyT-UNC número 05/M265) y Ternium Siderar por proporcionar el acero escoria y valiosos conocimientos sobre su gestión.

7 REFERENCIAS

ASTM international, Annual Book of ASTM standards, West Conshohoken, 2022.

Budhu M. (2020) *Soil mechanics and foundations* (No. 1, pp. 1-xvi). Wiley.

Chenarboni H. A., Lajevardi, S. H., MolaAbasi, H., & Zeighami, E. (2021) *The effect of zeolite and cement stabilization on the mechanical behavior of expansive soils*. Construction and Building Materials, 272, 121630.

Francisca F. M., & Mozejko C. A. (2022) *Hydraulic and mechanical behavior of compacted silts modified by waste steel slag*. Geomechanics for Energy and the Environment, 100323.

Latifi N., Vahedifard F., Ghazanfari E., & Rashid A. S. A. (2018) *Sustainable usage of calcium carbide residue for stabilization of clays.* J Mater Civ Eng, 30(6), 04018099.

Liu L., Zhou A., Deng Y., Cui Y., Yu Z., & Yu C. (2019) *Strength performance of cement/slag-based stabilized soft clays*. Construction and Building Materials, 211, 909-918.

Luxan M. D., Madruga F., & Saavedra J. (1989) *Rapid evaluation of pozzolanic activity of natural products by conductivity measurement*. Cement and concrete research, 19(1), 63-68.

Mohamed A. A. M. S., Al-Ajamee M., Kobbail A., Dahab H., Abdo M. M., & Alhassan H. E. (2021) *A study on soil stabilization for some tropical soils*. Materials Today Proceedings.

MolaAbasi H., Saberian M., & Li J. (2019) *Prediction of compressive and tensile strengths of zeolite-cemented sand using porosity and composition*. Construction and Building Materials, 202, 784-795.

Mozejko C. A., & Francisca F. M. (2020) *Enhanced mechanical behavior of compacted clayey silts stabilized by reusing steel slag*. Construction and Building Materials, 239, 117901.

Musso T. B., Pettinari G., Pozo M., Jalil M. R., & Gil-García R. G. (2022) *A new deposit of Na-bentonite from the Upper Cretaceous Anacleto Formation (Neuquén Basin, Argentina): Characterization and properties.* Applied Clay Science, 220, 106461.

Pacewska B., & Wilińska I. (2020) *Usage of supplementary cementitious materials: advantages and limitations.* Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 142(1), 371-393

Rahmat M. N., Ismail N., & Raffe M. R. (2015) *Strength properties of sustainable palm oil fuel ash (POFA)—Stabilized Landfill.* In Proceedings of the Colloquium on Administrative Science and Technology (pp. 533-544). Springer, Singapore.

Reiterman P., Mondschein P., Doušová B., Davidová V., & Keppert M. (2022) *Utilization of concrete slurry waste for soil stabilization*. Case Studies in Construction Materials, 16, e00900.

Sadeghi H., Kiani M., Sadeghi M., & Jafarzadeh F. (2019) *Geotechnical characterization and collapsibility of a natural dispersive loess.* Engineering geology, 250, 89-100.

Terzariol R. (2010) *La ingeniería geotécnica en Argentina en el periodo anterior a 1925: segunda parte*. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 10(1).

Yu C., Cui C., Wang Y., Zhao J., & Wu Y. (2021) *Strength performance and microstructural evolution of carbonated steel slag stabilized soils in the laboratory scale*. Engineering Geology, 295, 106410.

Zhou Y. F., Tham L. G., Yan W. M., Dai F. C., & Xu L. (2014) *Laboratory study on soil behavior in loess slope subjected to infiltration*. Engineering geology, 183, 31-38.

Análisis de los parámetros característicos de inclusiones rígidas de hormigón ejecutadas por el método de desplazamiento del terreno, determinados en testeos de campo y de laboratorio.

Analysis of the characteristic parameters of concrete rigid inclusions performed with ground displacement, determined in trial and laboratory testings.

Juan-Alfonso Carcolé Galea & Ana María Aguilar Bauzá
Acciona, Broadway subway, Geotechnical Associate Engineer. Canadá. jcarcole@acciona.com

Ana María Aguilar Bauzá
BSCGP. Geóloga-Master en ingeniería geológica. Tunnels Quality Lead, Broadway subway. Canadá.

RESUMEN: En el presente artículo se analiza la formación de columnas de hormigón con desplazamiento del terreno ejecutadas en mezclas erráticas de terrenos muy blandos (Su<25 kPa) y arenas gruesas con caudales subálveos. Se analizará la correcta formación de los elementos y algunos aspectos de diseño.

ABSTRACT: This paper shows the formation of displacement concrete columns in erratic mixtures of very soft soils (Su<25 kPa) and coarse sands with significant water ground flows. Design topics and possible disturbances during pouring concrete, correct performance of the columns and parameterization of the elements will be analysed.

PALABRAS CLAVE: inclusión rígida - sensitividad - prueba de carga estática.

KEYWORDS: rigid inclusions - sensitivity - static load test.

1 INTRODUCCIÓN

Con financiación del World Bank y del European Bank se diseñaron una serie de bancos de pruebas de tratamientos del terreno en suelos fluvioglaciares de tipo arcillas blandas y limos ligeramente orgánicos sensitivos en la población de Raciborz (Polonia). Las principales características de este tipo de suelos es la sensitividad y la baja resistencia al corte no drenada.

La prueba analizada en este documento consistió en la ejecución de 202 columnas de hormigón de longitudes comprendidas entre 5,4 y 8,9 m, ejecutadas con la tecnología de desplazamiento durante la perforación del terreno (sin extracción del mismo). Las columnas se dispusieron en tres cuadrículas "tipo" de espaciamientos 1,5x1,5 m; 1,75x1,75 m y 2x2 m; resultando un campo de pruebas total de unos 35 m x 14 m (≈490 m2).

2 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Las inclusiones rígidas como tales son probablemente el tipo de tratamiento del terreno más antiguo que existe. Tuvo gran extensión antes del siglo XX basándose sobre todo en elementos de madera. Hoy pueden incluirse en esta tipología los métodos de estabilización de suelos DSM, elementos inyectados in situ (Jet Grouting Metods), paneles y pilotes de hormigón entre otros. Derivada de esta última categoría se han desarrollado las columnas de cemento y hormigón con desplazamiento.

La innovación del método está en que no se perfora el terreno extrayéndolo y ejecutando en el interior del agujero el elemento rígido, si no que el terreno se desplaza lateralmente con la cabeza de vertido del hormigón y este se vierte con cierta presión por la punta del elemento, consiguiendo un acabado de gran calidad. Además, estos elementos se arman cuando es necesario. Eso puede ser en el caso de existir empujes laterales del terreno que lo requieran o en otras circunstancias especiales como son, en los países del Este y Norte de Europa, el armado de los 4-6 m superiores para evitar su fracturación por el efecto de la congelación del terreno. El resultado final no solamente implica la aparición del elemento rígido como refuerzo del terreno, además se supone que puede haber una mejora del terreno que rodea a las columnas por la presión del desplazamiento radial de la cavidad y por la presión del hormigón vertido (ver figura 2).

Los métodos de inclusiones rígidas de mortero y hormigón se pueden dividir principalmente en dos categorías según el método de desplazamiento del terreno natural: perforación con tubera con vibrador en cabeza (VCC) o perforación con una barrena perforadora de "doble espiral" (CMC y CSC). Esta segunda tecnología data de principios de los años 90 y por lo tanto cuenta ya con 30 años. Existen varios diseños patentados de estas barrenas y según sea la patente se puede encontrar, entre otras, como inclusiones rígidas de "módulo controlado (CMC=Controlled Modulus Columns)" o bien como inclusiones de "rigidez controlada (CSC=Controlled Stiffness Columns)". Los métodos VCC y CSC fueron los utilizados en el presente trabajo.

En la figura 2 se describe el proceso de desplazamiento radial que debería significar una mejora del suelo circundante debida a la forma del elemento de perforación o a la vibración en el caso de tubera vibratoria.

El proceso de ejecución de las columnas se realiza en tres sencillos pasos: la formación del agujero por el desplazamiento del terreno; el proceso de hormigonado por la tubera; y la reposición final de la plataforma de trabajo si las columnas se dejan por debajo de esta.

El hecho de dejar cortas las columnas bajo un colchón de gravas tiene la utilidad de reducir su longitud (y el coste) y evitar circular sobre ellas mientras se ejecutan (y romperlas). La plataforma además puede ser necesaria para el acceso de la maquinaria si el terreno superior era blando antes de iniciar los trabajos. Asimismo, si el material que formará el futuro terraplén no fuera de la calidad necesaria, se necesitará una capa de

cimentación. Este cimiento deberá tener el espesor necesario para transmitir las cargas de manera homogénea y no sufrir el punzonamiento de las columnas. Por tema de costes es muy habitual hacer una plataforma de calidad suficiente para transitar sobre ella, perforarla durante la ejecución, dejar cortas las columnas y reponer los huecos, evitando retirar la plataforma y hacer el cimiento de nuevo.

Por este motivo la reposición de los huecos de la plataforma tras perforar las columnas puede ser un punto clave ya que abre la duda al punzonamiento de las columnas cuando se construya el futuro terraplén. Como se verá, en esta ocasión no fue un valor limitativo, pero de serlo se debería instalar geotextil o geomallas para evitar ese fenómeno (terminando o no las columnas en coronación de la plataforma).

La figura 3 muestra el esquema de transmisión de tensiones y deformaciones descrito por la guía francesa ASIRI (2012) en un modelado axisimétrico de elementos finitos que suele resultar muy útil a la hora de diseñar este tipo de elementos.



Figura 1. Tecnología de perforadora de doble espiral (izquierda) y tubera con vibrador en cabeza (derecha).

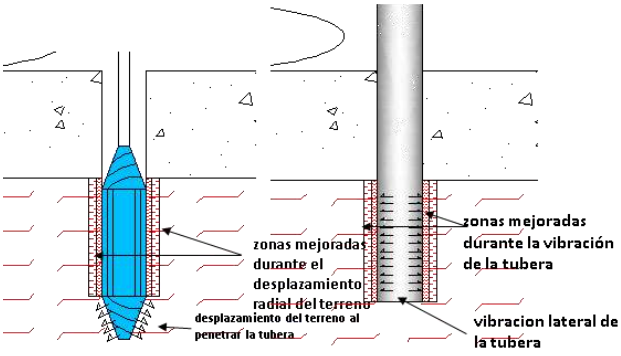


Figura 2. Ejecución del agujero por desplazamiento radial del terreno.

En esta ocasión la restitución del colchón de gravas se realizó rellenando los huecos con las mismas gravas tras la ejecución de cada columna y compactando posteriormente la capa con un rulo de 15 toneladas.

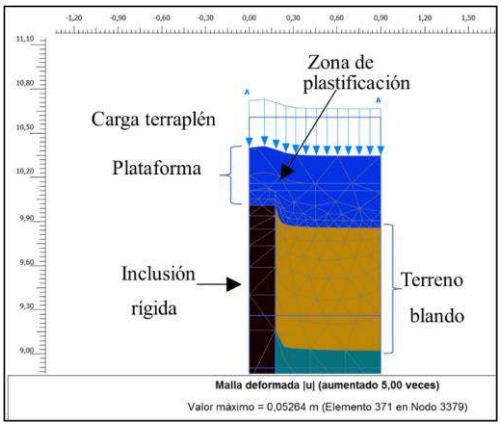


Figura 3. Deformaciones en el conjunto columnas-terreno.

3 TERRENO EN EL QUE SE HIZO LA PRUEBA

El terreno consiste en un nivel superior de 5 a 9 m de terrenos blandos producto de una mezcla desordenada de paquetes de arcillas y limos orgánicos sensitivos. La base del estrato está formada por arenas y gravas competentes depositadas sobre arcillas rígidas Terciarias.

Las resistencias al corte no drenadas (Su) se obtuvieron con ensayos triaxiales no drenados tipo CU y UU, obteniéndose valores de 15<Su kPa<29,6. Ajustando con estos ensayos los CPTU realizados en el terreno, se definió una Nkt=15 y se procedió a obtener una lectura continua de la resistencia al corte no drenada. Los parámetros drenados (ϕ=31° y C'=0) se obtuvieron con triaxiales tipo CD y CU. El módulo edométrico "Mo" responde al valor Normalmente Consolidado establecido como el valor inferior en el gráfico que relaciona módulos edométricos y la presión efectiva vertical (Janbu, 1963). Se definió valores en el rango 2 <Mo MPa<3.

La figura 4 muestra la descripción de uno de los CPTU realizados en la zona de prueba (CPTU 456), y se utiliza como ejemplo del tipo de terreno existente. En la gráfica derecha se muestra el registro de la resistencia a la penetración estática del cono del CPTU (qt), en la parte izquierda se muestra la clasificación de tipo de suelo de Eslami-Fellenius 1997. Los terrenos blandos son tipo 1 "very soft clays or sensitive or collapsible soils" con materia orgánica (estos limos orgánicos fluvioglaciares se denominan "namuł" en polaco). El terreno en el que se empotrarán las columnas son tipo 1 "arenas y gravas rígidas" depositadas sobre el Terciario.

En este mismo terreno se hizo un tramo de pruebas similar con columnas de gravas de vibrosustitución por vía seca que, debido a la sensitividad del terreno, tuvieron problemas de continuidad en su formación y compactación (Carcolé y Mestre, 2022).

La figura 5 muestra una sección geotécnica tipo de este terreno. En ella se observa en color negro las columnas ejecutadas en cuadricula 2,0x2,0 m, en gris oscuro las 1,5x1,5 m y en color gris las 1,75x1,75 m. Las profundidades de estas columnas graficadas son las realmente ejecutadas. En el corte se indica los CPTU que se han utilizado para la interpretación geotécnica de esta sección tipo. Asimismo, se muestran los ensayos "SR" que son columnas sondeadas para su verificación de calidad. Por último, se indica la columna 157 "Load test" que fue testada con ensayo de carga estática como un pilote convencional.

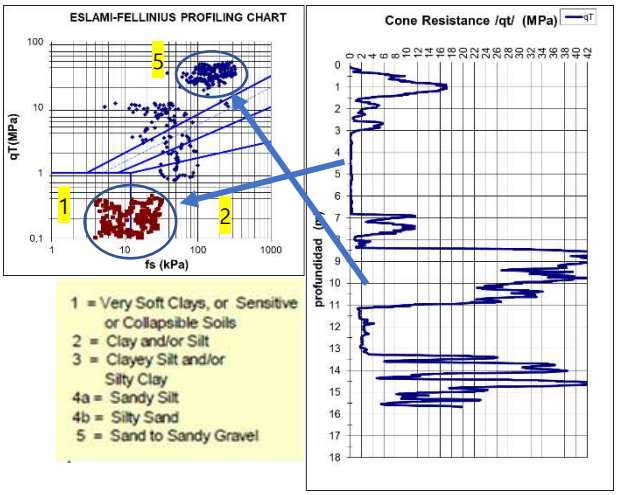


Figura 4. Ensayo CPTU 456. Resistencia de punta del cono y clasificaciones de suelos.

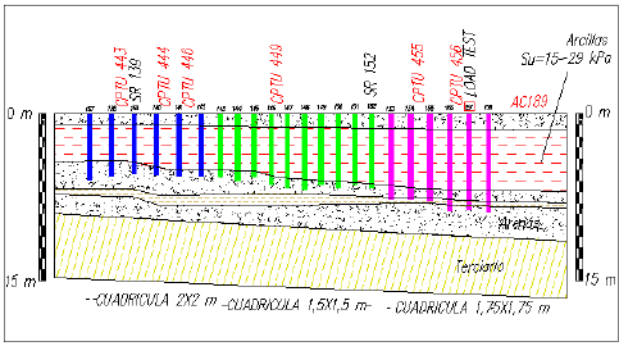


Figura 5. Corte geológico-geotécnico del terreno.

4 CARACTERÍSTICAS PREVIAS DEL MATERIAL DE APORTACIÓN EN LAS COLUMNAS.

Se realizaron ensayos de resistencia para caracterizar el material de aportación a las columnas. Los ensayos previos consistieron en:

- Determinación de las resistencias de compresión, flexión y tracción del hormigón en muestras previas amasadas en el laboratorio.
- Determinación de la compresión en muestras tomadas en boca de bombeo el día de ejecución de las columnas.

Las normas utilizadas para los ensayos fueron las correspondientes a las del Eurocódigo, aceptadas por el comité de normalización polaco. Así pues, se hizo uso de la Norma PN-EN-12391-3:2001 para la determinación en laboratorio de las resistencias de compresión y de la Norma PN-EN12390-5:2011 para la determinación en laboratorio de las resistencias de flexión y de tracción.

4.1 *Dosificación del hormigón.*

Las inclusiones rígidas de hormigón no tienen una normativa específica definida para su dosificación. En este caso, el objetivo fue conseguir un hormigón tipo C30/37. La tabla 1 muestra la dosificación que se empleó.

Tabla 1. Dosificación del hormigón aportado a las columnas. El cemento utilizado fue CEM IIa 42,5 N_HSR/NA/LH.

Dosificación	*kg*
0-2 mm (arena)	710
2-8 mm	360
8-16 mm	590
Agua	180
Cmento	320
a/c	0,5625
Cenizas	90
plastificante	1,6
TOTAL	2252,16

4.2 *Amasada previa.*

De la amasada previa se prepararon muestras para ensayarlas a diferentes edades. En la figura 6 se muestran los resultados de los ensayos de la rotura a compresión simple "fck (t)", a tracción "fct (t)" y a flexión "fcf (t)". Todos los ensayos se han realizado en probetas cúbicas de geometría descrita en la tabla 2.

Tabla 2. Geometría de las muestras ensayadas**.** En los ensayos la separación entre los puntos de carga fue de 450 mm.

Ensayo	*Longitud (mm)*	*Ancho (mm)*	*Canto (mm)*
Compresión	150	150	150
Flexión	700	150	150
Tracción	150	150	150

Las figuras 6 muestra los resultados obtenidos en los ensayos.

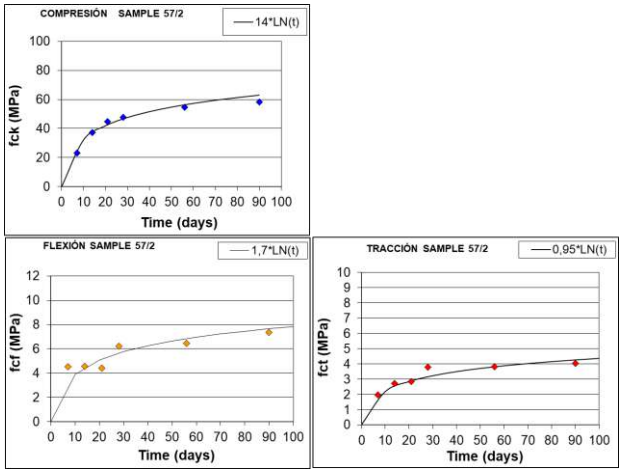


Figura 6. Resultados hasta 90 días de la Compresión (fck), Flexión (fcf) y Tracción (fct) de las probetas amasadas acorde a la dosificación del hormigón de la tabla 1.

Acorde a las gráficas de los resultados de los ensayos, se establecen las siguientes leyes:

$$RCS\ (MPa) = 14 * LN(t\ días) \quad \textbf{(1)}$$
$$Tracción\ (MPa) = 0{,}07 * RCS \quad \textbf{(2)}$$
$$Flexion\ (MPa) = 0{,}12 * RCS \quad \textbf{(3)}$$

4.2 *Muestras tomadas de la boca de bombeo.*

Durante la ejecución de las columnas se tomaron muestras de la boca de bombeo y se realizaron ensayos de rotura a compresión simple en probetas cúbicas de geometría 150x150x150 mm a 7,

14 y 27 días. La figura 7 muestra la proyección de los resultados sobre los de las muestras ensayadas con las amasadas previas (compresión 57/2) proyectada en la figura 6. Puede observarse como la correspondencia es satisfactoria.

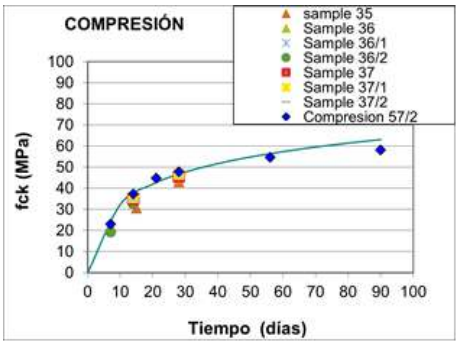


Figura 7. Resultados de Resistencia a la Compresión Simple (RCS) de las probetas tomadas el día de ejecución de las columnas respecto a las amasadas previas.

5 CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS REALMENTE EJECUTADAS

El control realizado para caracterizar y comprobar las columnas realmente ejecutadas consistió en:
- Registro de los parámetros de perforación automatizado en las máquinas.
- Control de volúmenes y presión del hormigón introducido en cada columna.
- Realización de sondeos de rotación para comprobar la continuidad de las columnas.
- Ensayos de resistencia a la compresión simple de las muestras tomadas en los sondeos.
- Excavación de algunas columnas para verificar su geometría y calidad.
- Ensayo de carga estática sobre una de las columnas ejecutadas.

5.1 *Resistencia del hormigón en el interior de las columnas.*

Dos meses después de ejecutarlas, se hicieron sondeos de rotación en seis columnas. Este método de toma de muestras en este tipo de elementos es complejo. La cabeza de rotación, aun y teniendo incrustaciones de diamante industrial, es dentada, por lo que la muestra se puede dañar, usualmente de manera más importante cuanto mayor sea el contraste de resistencia entre el árido y el cemento (también depende de la cantidad y calidad de árido respecto al cemento y de la relación avance/rotación de la sonda). A continuación, la extracción de las muestras de la batería de doble pared también es delicada, y finalmente el transporte de las muestras cilíndricas puede terminar de afectar a la calidad de las muestras. Asimismo, la verticalidad de la perforación también afectará, ya que las muestras de la pared de las columnas pueden ser de menor calidad o incluso podría llegar a salirse el sondeo de la propia columna. Por todo ello, aunque el hormigonado fuera correcto, es usual que la resistencia obtenida en muestras de sondeo sea inferior a la de las muestras tomadas en boca el día del bombeo.

Los valores de este tipo de ensayos se deben tomar como los mínimos posibles y los de las muestras de amasadas previas como los máximos.

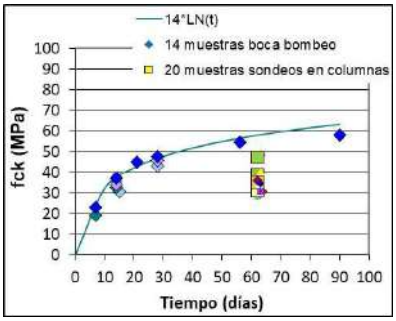


Figura 8. Resultados ensayos de compresión de muestras tomadas en sondeos respecto a los resultados de las amasadas previas y de las muestras tomadas en boca de bombeo de la figura 7.

La figura 9 muestra el ejemplo del registro automático de la máquina de perforación en la columna ejemplo 101, así como las fotografías de las cajas del sondeo hecho 60 días después de su ejecución. Las fotografías muestran la perfecta formación de la columna. Por debajo de la punta de la columna puede verse el terreno subyacente formado por gravas fluvioglaciares en el que las columnas se empotran 0,5 a 1 m.

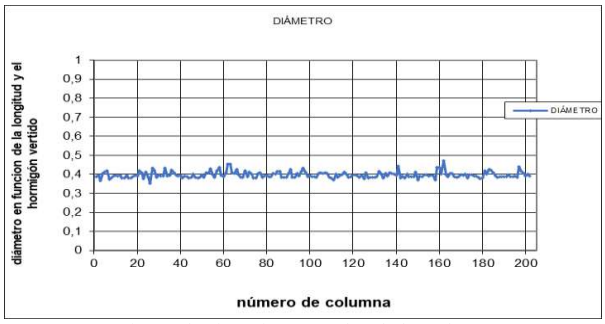


Figura 9. Registros de ejecución y sondeo de la Columna 101.

5.2 *Geometría de las columnas realmente ejecutadas.*

La figura 10 muestra el diámetro medio de las columnas obtenido con la longitud de perforación y el volumen de hormigón introducido en cada elemento. El diámetro medio se estableció en 38 cm (las barrenas de perforación son de aproximadamente 35,6 mm).

Se excavó la cabeza de seis columnas para observar su aspecto y que en coronación también respondían a esos diámetros medios.

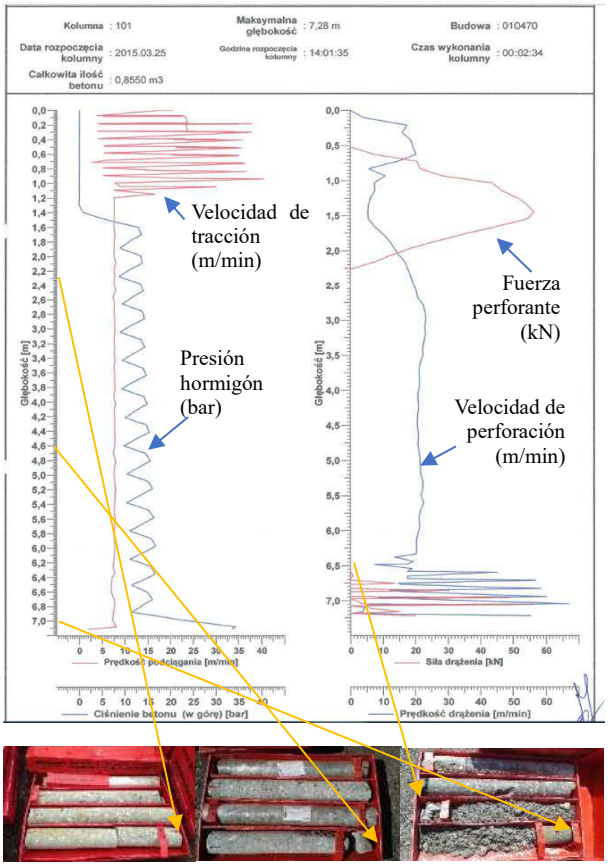


Figura 10. Diámetro de las 202 columnas ejecutadas.



Figura 11. Aspecto satisfactorio de dos de las columnas excavadas.

6 ENSAYOS DE CARGA ESTÁTICA.

6.1 *Ensayos sobre la plataforma restituida.*

Resulta de gran importancia comprobar el punzonamiento de las columnas en la plataforma restituida. A tal efecto se han realizado tres ensayos sobre el colchón de gravas, uno sobre cada cuadrícula ubicándolas sobre las columnas números 56, 86 y 117.



Figura 12. Ensayo de carga en el colchón de gravas sobre la columna 56 y ejemplo de la sección del colchón restituido sobre la columna 1 (no ensayada).

La altura del futuro terraplén a construir era de 6,9 m por lo que se aplicó una tensión de 6,9 m*20 kN/m3=138 kN/m2. Las áreas de reparto fueron las equivalentes al área distributiva de las columnas según cada cuadrícula. El objetivo del ensayo es valorar la resistencia del colchón de gravas frente a la posibilidad de que las columnas penetren en el colchón al entrar en carga. Este efecto se suele establecer empíricamente como un cálculo de carga de hundimiento tradicional (figura 13) o bien como un efecto de punzonamiento puro. Así pues, la fuerza máxima aplicada en las pruebas fue de:

Tabla 3. Cargas aplicadas en los ensayos de carga estática ejecutadas sobe el colchón de gravas.

Número de Columna	*longirud columna (m)*	*Placa reparto (m)*	*Carga Aplicada (kN)*	*Tensión Transmitida (kPa)*
56	5,75	1,75x1,75	423	138,1
86	5,68	2x2	552	138,0
117	5,78	1,5x1,5	311	138,2

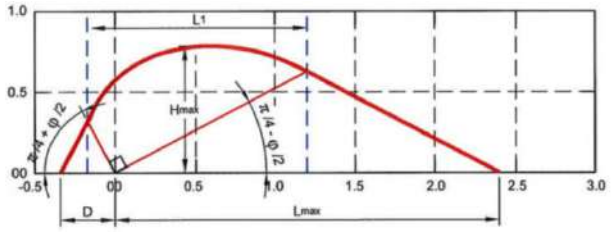


Figura 13. Resolución de la capacidad portante del colchón según el esquema de Prandtl recogido en la guía ASIRI (2012).

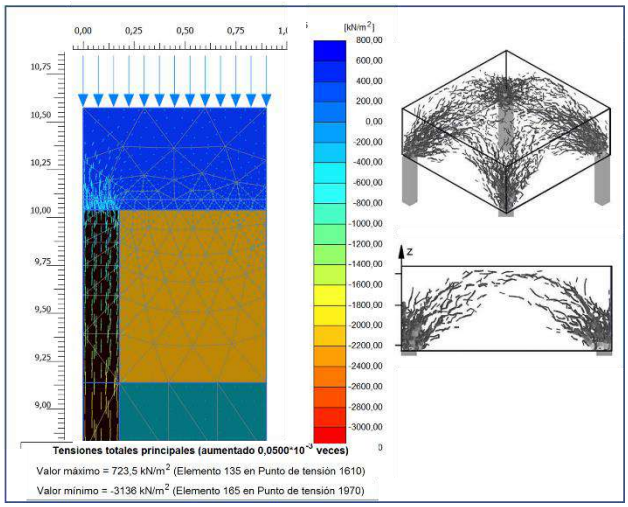


Figura 14. Resolución según el esquema de punzonamiento tradicional y esquema distribución de tensiones recogido en la guía ASIRI (2012) y en modelos MEF.

La tabla 4 muestra la resolución de la ecuación de Prandtl. Los ensayos triaxiales hechos en las gravas arenosas del colchón fueron de ϕ=35-40º. Resulta evidente que el colchón de 1 m de espesor que se dejó sobre las columnas de 38 cm de diámetro debería permitir que todo el mecanismo de rotura quedara dentro del colchón. No obstante, no debe olvidarse la interacción entre columnas si están muy próximas entre sí.

Tabla 4. Parámetros geotécnicos resultantes según el esquema de Prandtl descrito en la figura 13.

Parámetros Pandtl	*35º*	*38º*	*40º*
Nq	33.3	48.9	64.2
Hmax/D	1.9	2.15	2.35
Lmax/D	5.77	7	8.01
Ll/D	3.39	4	4.51
D	0.4	0.4	0.4
Hmax	0.76	0.86	0.94
Lmax	2.31	2.8	3.2
Ll	1.36	1.6	1.8

La figura 16 muestra el resultado de los tres ensayos hechos en el colchón de gravas en la posición de las columnas 56, 86 y 117.

Los ensayos se completaron sin observar falla del colchón de gravas en ninguna de las cuadrículas y con deformaciones máximas obtenidas entre 5 y 9,5 mm.

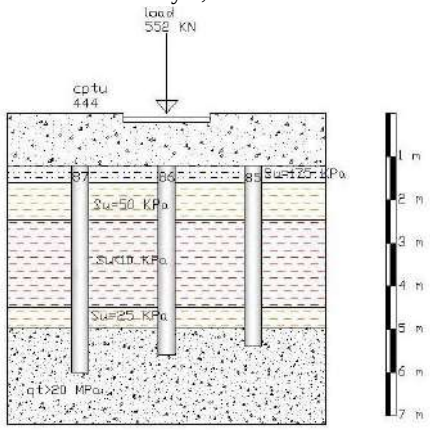


Figura 15. Esquema del ensayo realizado sobre el colchón en la columna nº86.

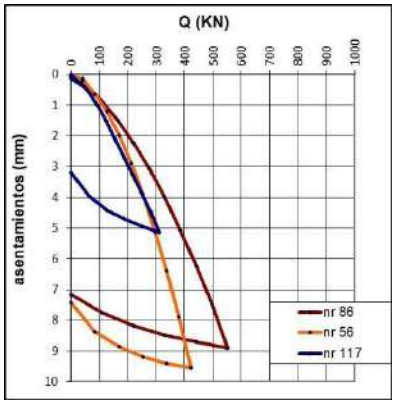


Figura 16. Resultado ensayos de carga sobre el colchón de gravas de 1 m de espesor.

6.2 *Ensayos sobre Columna individual.*

En la columna 157 se excavó por completo el colchón de gravas hasta descubrir la cabeza de la columna y se realizó el ensayo como si de un pilote convencional se tratara. El ensayo se llevó hasta la carga máxima que ofrecía el sistema de lastre de 718 KN, lo que significó en esta columna de D≅0,39 m una tensión de 6 MPa. La figura 17 muestra la preparación de la columna.

La figura 18 muestra en color negro el ensayo realizado y sobre este las extrapolaciones de Kondner y de Decourt en color gris, que se ajustan correctamente para realizar las extrapolaciones. La carga de inicio de la fluencia se puede establecer con la normativa polaca de pilotes (PN-83 B02482, 1983) y con el sencillo gráfico de 1/δ (Carcolé-Mestre, 2019). Resulta evidente que el ensayo queda muy lejos de la rotura del terreno o del elemento.

El valor de inicio de las deformaciones plásticas "carga de fluencia" se estableció en 400 kN. Aun así la morfología del ensayo marca poco el punto de cambio de curvatura y toda la deformación es bastante homogénea, estableciendo un valor de solamente 8 mm de asentamiento al final del ensayo y dando valores de extrapolación al hundimiento mayores a 1100 kN que deben ser tomadas con mucha prudencia si bien los 718 kN ensayados se alcanzaron sin problema.



Figura 17. Preparación de la columna 157 para el ensayo de carga estática.

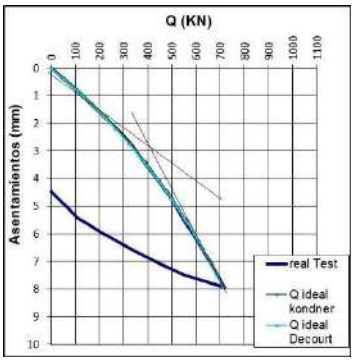


Figura 18. Ensayo de carga estática directa sobre la columna nº157.

A modo de anotación hay que recordar que la carga máxima que se llevará la columna aislada es en realidad una fracción de la correspondiente al peso del terraplén por el área distributiva. Eso es debido a que el terreno bajo el colchón también absorbe parte de la carga. Tomar el total estará del lado de la seguridad, pero si se quiere ajustar más el modelo se puede hacer con métodos empíricos como los definidos en las recomendaciones alemanas EBGEO (Kempfert y Zaeske, 1999). Si bien este tema se sale del alcance del presente artículo, Rodrigo Gómez Pérez y Svetlana Melentijevic (2014) también analizan varios métodos para ajustar la carga del elemento individual.

La tabla 5 muestra el resultado de los cálculos de carga de hundimiento según Decourt, Kondner, el método 1/δ y según la Norma Polaca de pilotes PN-83, B02482.

Tabla 5. Interpretación de los valores que arroja el ensayo de carga estática realizado sobre la columna nº157.

Método	*C2*	*C1*	*Carga hundimiento (kN)*	*Carga fluencia (kN)*
Kondner	0.0067	5,94E-04	1821.5	
Decourt	140.27	0.0705	1989.8	
1/™			1100	400
PN-83			1715	386

7 EFECTO EN EL TERRENO DE LA FORMACIÓN DE COLUMNAS.

La figura 19 muestra el resultado de un ensayo CPTU realizados 10 días después de ejecutar las columnas en ubicaciones próximas a otro ensayo previo. La figura muestra la sobreposición del CPTU 117 previo y el posterior CPTU-2. Se observa cómo la ejecución de las columnas no ha significado ninguna mejora del terreno blando en la zona de ubicación de los nuevos ensayos ubicados a 1 m del eje entre columnas, es decir a 81 cm del perímetro, pero sí que han significado una clara mejora de las gravas arenosas en las que las columnas se empotran 0,5-1 m. Esta mejora se puede deber al doble efecto de densificación del terreno granular por la vibración y/o la presión del desplazamiento del terreno (según el método de ejecución), así como por un incierto efecto de cementación por lavado perimetral de las columnas, con todo y que los sondeos nunca identificaron una porosidad importante u otros síntomas de lavado de las columnas.

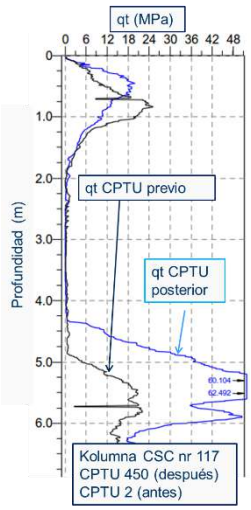


Figura 19. Comparativa de los CPTU realizados antes y después de ejecutar las columnas, sobreponiendo el de antes y después en la misma gráfica para su comparación directa.

8 CONCLUSIONES.

La prueba de campo nace de la dificultad de ejecutar correctamente columnas de gravas de vibrosustitución por vía seca en los limos orgánicos fluvioglaciares de Polonia conocidos como "namuł", debido a la sensitividad de los mismos.

En la prueba se comprobó la continuidad e integridad de las columnas de hormigón ejecutadas con la tecnología de perforación por desplazamiento.

Para su verificación se examinaron los controles habituales de parámetros de perforación que registra la maquinaria de manera automática y se midió la presión y el volumen de hormigón introducido en cada elemento.

La calidad de acabado de las columnas se verificó con ensayos de resistencia del hormigón hechos antes y después de ejecutar las columnas, excavando parte de las columnas y con sondeos de rotación en el eje de las columnas.

La funcionalidad del conjunto columnas-colchón de gravas se verificó con un ensayo de carga estática en una columna y tres ensayos en el colchón de gravas de coronación de las columnas.

Cómo afectaba la ejecución de las columnas al terreno, se verificó con la realización de ensayos CPTU realizados antes y después de ejecutar las columnas.

Se comprobó que con todo y ejecutarse las pruebas en pleno lecho del río Oder, los caudales subálveos no significaron fenómenos de lavado del cemento de las columnas.

Si bien el sistema de ejecución de la perforación con desplazamiento radial del terreno y bombeo del hormigón parecen inducir una densificación del terreno tratado, los CPTU realizados a 1 m del eje entre columnas no identificaron ninguna mejora del terreno cohesivo circundante. Esta mejora sí resultó muy evidente en los terrenos detríticos. Pero es importante destacar que, a diferencia de lo sucedido con la ejecución de columnas de gravas, los limos orgánicos "namuł" no sufrieron un empeoramiento ni aumento significativo de las presiones de poro durante la ejecución.

9 AGRADECIMIENTOS

Este estudio forma parte del grupo de pruebas de ensayos de tratamientos del terreno desarrollados con columnas de gravas de vibrosustitución por vía seca, con inclusiones rígidas y con columnas de gravas y bloques ejecutadas con hinca dinámica. La financiación fue del European Bank y el World Bank para la obra de DRAGADOS Raciborz Dolny. Agradecemos a Don Carlos Segura Pico (†) SSTT de DRAGADOS su infatigable ayuda y magisterio.

10 REFERENCIAS

Carcolé, J.A., Mestre J. (2022) *Efectividad de refuerzo de un terreno muy blando con columnas de gravas ejecutadas por el método de vibrosustitución. XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica - 7as Jornadas Hispano-Portuguesas de Geotecnia*, Mieres, Asturias España. CEDEX. vol 2, pp 1077-1085.

Carcolé, J.A., Mestre J. (2019) *Ensayos de carga estática en pilotes y precisión de las extrapolaciones. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges Proceedings of the XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE),* Cancun, Mexico IOS., pp 921-927.

Chin F.K., (1970) *estimation of ultimate load of piles not carried to failure. Proc. 2nd Southeast Asian Conference On Soil Eng.* Singapore, pp 81-90, 1970.

Décourt L., (1996) *rotura de cimentaciones basada en el concepto de rigidez, SEFE III,* Sao Paulo, Brasil. vol 1 pp. 215-224

Del Viso, J.R, Ruiz, G., Carmona, J, R., Porras-Soriano, R. (2008). *Relación entre la resistencia a compresión obtenida con probetas cúbicas y cilíndricas de varios tamaños en hormigón de alta resistencia. Anales de Mecánica de Fractura 25*, vol 2. pp 719-723.

Fellenius, B.H., (2009). *Basic of foundation design. Electronic Edition.* Disponible en: www.Fellenius.net

Gómez R. P., Melentijevic. S., (2014). *Inclusiones rígidas-análisis comparativo de los métodos analíticos y numéricos. Ingeniería Civil.* CEDEX centro de estudios y experimentación de obras públicas. pp 125-131.

Janbu, N. (1963) *Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial test. European conference on soil mechanics and foundation engineering, weisbaden,* Germany. vol 1, pp 19-25.

Kondner R.L. (1963). *Hyperbolic Stress-strain response. Cohesive Soils, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, vol. 89, SM 1, pp. 115-143.

National Project ASIRI (2012). *Recomendations for the design, construction and control of rigid inclusión ground improvements*. Presses des Ponts, Cedex 11.

PN-83, B02482 (1983). *Fundamenty budowlane Nośność pali i fundamentów palowych. wersja* polska.

PN-EN12390-5:2011. (2011) *Badania betonu Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania. Polska Norma*. Polski Komitet Normalizacyjny.

Robertson, P.K, Cabal, K.L. (2014). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 6th Edition. Corporate Headquarters 2726 Walnut Avenue Signal Hill, California 90755. Gregg Drilling & Testing, Inc.

Influencia del porcentaje de cemento en el comportamiento físico-mecánico inicial de suelos lateríticos de Misiones

Influence of cement percentage on the initial physical-mechanical behavior of lateritic soils from Misiones.

Gustavo Bogado
Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Misiones, Argentina. gustavo.bogado@fio.unam.edu.ar

Hugo Reinert & Mario Drewes
Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Misiones, Argentina.

Franco Francisca
Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT), Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas. Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina.

Schvezov Carlos
Instituto de Materiales de Misiones, CONICET - Universidad Nacional de Misiones, Argentina.

RESUMEN: En el presente artículo se evalúa la influencia del contenido de cemento en las propiedades físicas y mecánicas iniciales de los suelos residuales de la Provincia de Misiones. Son diferentes las aplicaciones geotécnicas en que se emplea el suelo-cemento, como mampuestos ecológicos, sub-bases y bases de pavimentos, entre otras. Se realizaron ensayos de laboratorio para determinar la influencia en el comportamiento físico-mecánico de la adición de cemento a un suelo residual, determinándose el porcentaje óptimo para obtener la máxima densidad seca y la humedad óptima de compactación. Posteriormente, se evaluó el límite líquido, plástico, superficie específica y pH. Además, se evaluó la resistencia a compresión simple y el módulo E_{max} mediante emisión acústica en el porcentaje optimo y densidad seca máxima. Los resultados obtenidos indican una mejora de la resistencia y la trabajabilidad cuando se incorpora cemento en el suelo lateríticos.

ABSTRACT: This article evaluates the influence of cement content on the physical and mechanical properties of residual soils in the Province of Misiones. There are different geotechnical applications in which soil-cement is used, such as ecological masonry, sub-bases and pavement bases, etc. Different laboratory tests were carried out to determine the influence on the physical-mechanical behavior of the addition of cement to the residual soils, determining the optimum percentage to obtain the maximum dry density and the optimum compaction humidity. Subsequently, is evaluated the liquid limit, plastic, specific surface, pH. In addition, the resistance to breakage is evaluated and the E_{max} is determined by means of acoustic emission in the optimum percentage and maximum dry density. The results obtained indicate an improvement in resistance and workability when cement is incorporated into the lateritic soil.

PALABRAS CLAVE: suelo cemento - suelos lateríticos - ensayo de compactación - resistencia - propiedades físicas.

KEYWORDS: soil cement - lateritic soil - proctor test - strength - physical properties

1 INTRODUCCION

Las mezclas de suelo cemento son utilizadas ampliamente en la estabilización de suelos y básicamente la premisa fundamental es que su utilización sea en menor cantidad.

La incorporación de cemento permite incorporar propiedades ligante y mejorar el comportamiento tenso-deformacional a corto y largo plazo. Estas propiedades son necesarias para que las obras de ingeniería, como ser los caminos, obtengan una alta performance y mayor durabilidad. (Consoli et al. 2009).

La incorporación de suelo cemento fue ampliamente estudiada por (Consoli et al. 2011, Faro et al. 2015, entre otros.) Consoli et al, (2011) indica que los parámetros que controlan la resistencia en las mezclas suelo cemento, son la humedad, porosidad (n), cantidad de cemento y la relación porosidad/ volumétrico contenido de cemento.

Algunos autores determinaron la influencia del contenido de cemento en diversas propiedades físicas y químicas (Sariosseiri y Uhunthan 2009, Consoli et al. 2012, Williamson y Cortés 2014, Antunes et al. 2017, Mengue et al. 2018, Baldovino et al. 2020)

En el caso de Argentina, Las normas IRAM 10522, recomienda la incorporación de un 10 % en pesos de cemento para un suelo A-7 (según clasificación HRB). Los suelos lateríticos compactados se clasifican como A-7 y A-8, en los cuales el porcentaje de cemento a incorporar es elevado, por lo cual, esta recomendación resulta necesaria verificarla. En este trabajo, se determina la influencia da la incorporación del contenido de cemento en propiedades físicas y mecánicas en edades tempranas, es decir antes del fraguado.

2 MATERIALES Y METODOS

2.1 *Materiales utilizados*

Los suelos utilizados provienen de la ciudad de Oberá, Misiones. Siendo suelo producto de la meteorización tropical del basalto y su mineral predominante es la caolinita (Wesley 2010). Estos

materiales fueron caracterizados ampliamente en (Bogado et. al, 2017, Bogado y Francisca 2017, Bogado et al. 2017). Los suelos fueron recolectados y secados al aire, según las recomendaciones para suelos residuales (Fookes 1997). Posterior al secado al aire, se realizaron los respectivos ensayos que se describen a continuación.

2.2 *Ensayos de caracterización*

Los diferentes ensayos de caracterización fueron realizados en las mezclas, de suelo cemento, así como el suelo natural. El porcentaje de adición se obtuvo con referencia al material seco, los ensayos se realizaron al instante de ser mezclado el material para que no se produzca el inicio del fragüe. En este caso particular se caracterizó únicamente un sitio.

2.2.1 *Ensayo de LL (limite liquido) y LP (Limite plástico)*

Para realizar el ensayo del límite líquido, se colocó una muestra de 200 gr aproximadamente en un recipiente y se agrega el porcentaje de cemento correspondiente al ensayo (2, 4, 5, 6 y 8 %); se añade una pequeña cantidad de agua y se mezcla cuidadosamente, con mayor celeridad para evitar que el cemento inicie su fragüe. Posteriormente se procede a realizar el ensayo. Para cada porcentaje de cemento se determina entre 3 puntos con diferentes números de golpes.



Figura 1. Muestra del suelo analizar y el cascador de Casagrande.

2.2.2 *Ensayo de PH*

Los ensayos de PH se realizaron mediante la Norma D4972, en las diferentes dosificaciones incorporada de cemento. El agua utilizada es destilada y se realizaron varias mediciones para obtener un promedio de los resultados

2.2.3 *Ensayo de Superficie especifica.*

Se determinó la Superficie especifica Se [m^2/gr], mediante el método de azul de metileno, siguiendo los lineamientos de (Santamarina et al. 2002). El suelo y el cemento fue mezclado al inicio y posteriormente se incorporó el agua destilada para realizar el ensayo, variando las cantidades en (ml) de azul metileno, una vez que se produzca el halo de la gota con la solución en el papel filtro, se calcula el valor de la Se.

2.2.4 *Curva Proctor*

Para la ejecución de los ensayos Proctor se trabajó bajo los lineamientos de la norma (IRAM10522), el suelo previamente secado al aire a temperatura ambiente por 7 días, posteriormente mortereado y cribado por el tamiz No 4 (4.75mm). Con el material pasante se realizaron las rutinas de laboratorio, lo cual consiste en preparar siete muestras de suelo variando el contenido de agua para conseguir las humedades de moldeo, estas muestras se dejan reposar por 24 hs en bolsas cerradas para asegurar su correcta homogeneización. Luego es incorporado el cemento en las muestras, con ayuda de un tamiz N° 40, minutos antes de realizar el ensayo de compactación para evitar una reacción anticipada de agua/cemento. Los porcentajes de cemento utilizados se definieron en 2%, 4%, 6%, 8% y 10%.

2.3 *Ensayos de compresión simple.*

Los ensayos de compresión simple fueron realizados posterior a la obtención de la curva Proctor estándar. Las probetas son moldeadas a humedad y densidad controlada, según los resultados de ensayos Proctor (Fig. 2). Las dimensiones son de 50 mm de diámetro x 100 mm de alto. Una vez compactadas se curaron 24 hs para realizar la primera medición.



Figura 2. Probeta compactada a densidad y humedad controlada según ensayo Próctor.

2.4 *Ensayo de Emisión acústica*

Se realizaron ensayos de emisión acústica mediante el dispositivo en la Fig. 3. El equipamiento fue diseñado para realizar ensayos no destructivos en pequeñas y medianas deformaciones, según normas ASTM E1876. El soporte consiste en una estructura de aluminio ligera pero resistente para la ubicación de la muestra a ensayar. La unidad de medida consta de un micrófono, un pie de micrófono y un martillo con una bola en la punta. Para realizar la prueba, la muestra se ubica en la unidad de soporte donde los alambres sirven de soporte en una condición de soporte libre. La prueba básicamente consiste en aplicar impactos con el martillo de bolilla a la muestra en un extremo y en el otro el sonido es grabado por el micrófono, finalmente, se utiliza el software para realizar los análisis y extraer la información, mediante los modos de vibración es posible obtener frecuencias y calcular de acuerdo a las dimensiones geometrías y densidades, los módulos de Young (E_{max}). El software fue diseñado por la UNILA (Universidad Federal de integración Latinoamericana) y se denomina UNILAstic.



Figura 3. Ensayo de Emisión acústica, en la imagen se puede observar adquisidores y elementos para realizar tal ensayo.

3 RESULTADOS Y ANALISIS

3.1 *Ensayos de Caracterización*

3.1.1 *Ensayos de LL, LP y IP*

Los resultados de determinación de limite LL y LP se indican en la Fig.4. Para el caso del LL, existe una disminución del mismo con el aumento de porcentaje de cemento, en principio, hay un 10% de disminución para el caso del 10% de cemento incorporado con respecto a 0%. En cuanto al LP, se posee similar tendencia, pero existe un 4.30 % de disminución entre 0 al 10% de incorporación de cemento. Estos resultados indicarían el beneficio que se adquiere con la incorporación de cemento, principalmente en suelos residuales que son bastantes plásticos y poseen dificultades en la trabajabilidad. Estos resultados son similares a los obtenidos en (Sariosseiri y Muhunthan 2009)

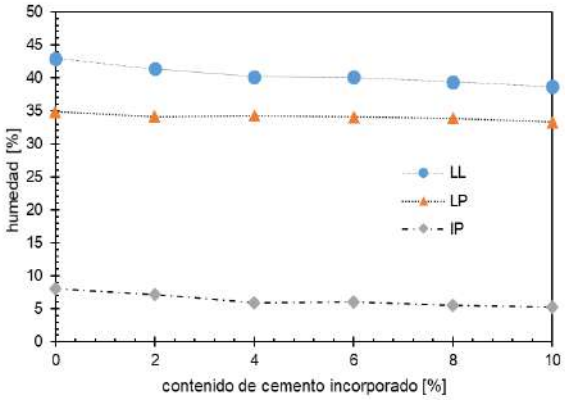


Figura 4. Variación del límite líquido, limite plástico y índice de plasticidad según la cantidad de cemento incorporado.

3.1.2 *Ensayos de PH*

En la Fig. 5 se indica la variación del PH en función del aumento del contenido de cemento en peso. Para el caso el valor del PH=4.7, y el mismo aumenta hasta el valor de P=11.16 para el 8%. De acuerdo con, (Antunes et al, 2017) el valor de PH medido debe ser mayor a 12 y permanecer estable en el tiempo para lograr una buena estabilización. William y Cortes (2014) indican que la hidratación del suelo cemento se obtiene PH>12. En este caso se obtuvo menores valores dado que el ensayo fue realizado al instante posterior del mezclado.

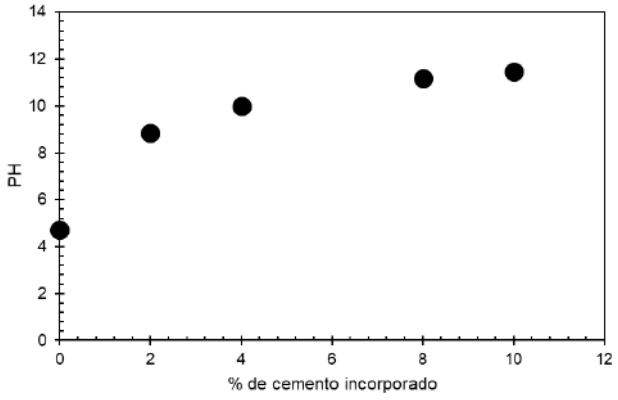


Figura 5. Variación del PH en función del % de cemento incorporado.

3.1.3 *Ensayos de Superficie específica*

La variación de la superficie especifica en función del aumento de contenido de cemento se indica la Fig. 6. En este caso, la S_e disminuye con la adición de cemento. William y Cortes (2014) indican que el rol de la superficie especifica es importante en la interacción del suelo-agua, e interacciones en la hidratación del cemento. En este caso, el cemento realiza la disminución de la Superficie especifica. La S_e del cemento solo es 4.5 m^2/gr

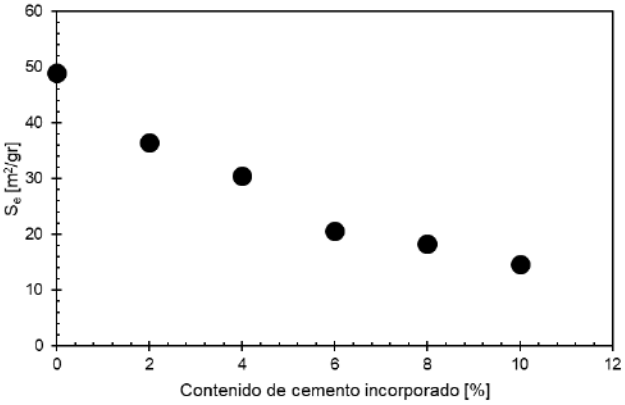


Figura 6. Variación de la superficie especifica con el aumento del % en peso del contendido de cemento

3.2 *Ensayos Proctor*

En la Fig. 7 muestra la variación de las curvas Proctor en función del contenido de cemento. Los resultados muestran la disminución de la humedad óptima y el aumento de la densidad seca. Para el caso del aumento de densidad, otros autores también obtuvieron similares resultados (Mengue et al. 2018, Sariosseiri y Muhunthan 2009). Sin embargo, para el caso de la humedad óptima en algunos casos aumenta en poca proporción.

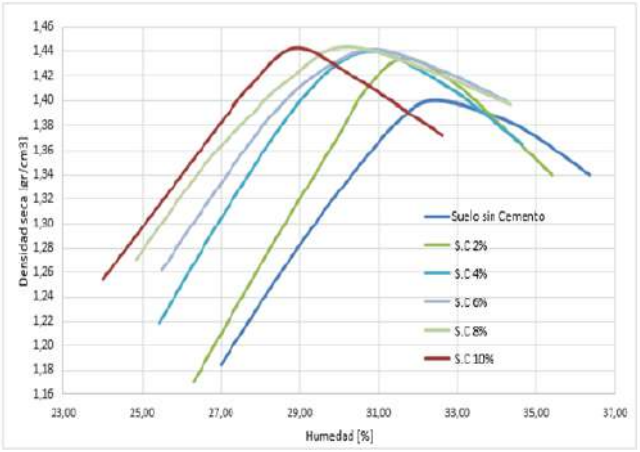


Figura 7. Ensayo Proctor con variación del contenido de cemento

En la Fig. 8, se grafica la variación de la humedad óptima. Además, se determina una ecuación lineal, de la variación de la misma. En la Fig. 9, se grafica la ecuación de la variación lineal de la densidad seca, la misma aumenta casi un 6 % para contenido de 6 % de cemento en peso seco y un 11% para el contenido de 10% de cemento.

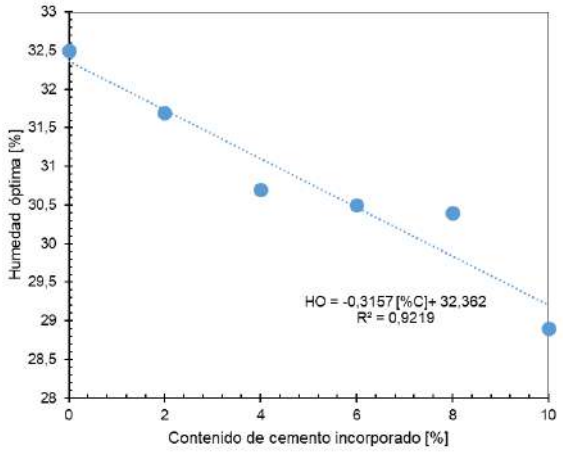


Figura 8. Variación de la humedad optima en función del % en peso de cemento incorporado.

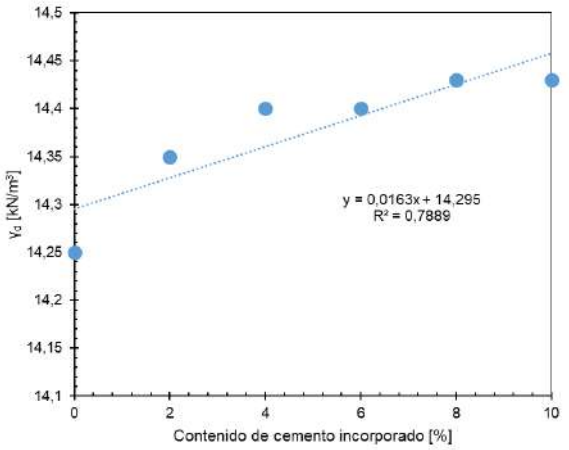


Figura 9. Variación de la densidad seca en función del porcentaje de cemento incorporado

3.3 *Ensayos de Resistencia a la compresión simple*

La carga de rotura se indica en la Fig.10. Los resultados indican un aumento en la carga de rotura, similares a las obtenidos por otros autores (Consoli et al. 2007, Da Fonseca et al. 2009, Consoli et al. 2012, Baldovino et al. 2020). La ecuación en este caso utilizada es del tipo lineal. El aumento de la carga de rotura es de seis veces mayor que en el caso de suelo solo para un contenido de 10% de cemento, en cambio para 4 % el aumento es el 2.5 veces mayor que con 0% de cemento. Estos resultados son obtenidos en la etapa inicial, a 24 hs, se espera que aumente con la hidratación del cemento y con el curado del mismo.

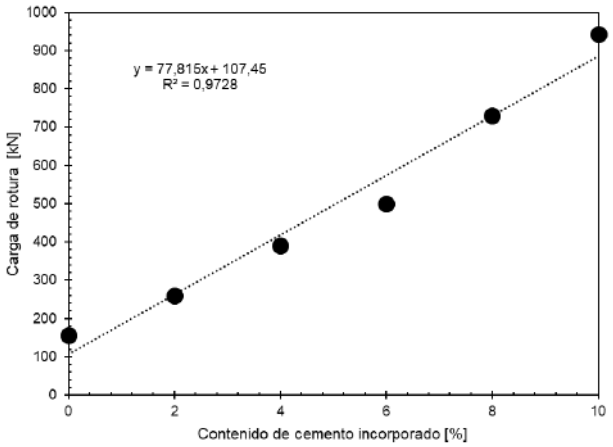


Figura 10 Variación de la resistencia a la compresión simple.

3.4 *Ensayos de Emisión acústica*

Los resultados de la variación del módulo E_{max} obtenido por emisión acústica en las probetas cilíndricas se grafican en la Fig.11, donde los valores son un promedio de tres mediciones. Existe un aumento considerable en el E_{max} con el aumento del porcentaje de cemento, cuantitativamente se incrementa 11.5 veces el valor sin cemento, para el caso de 10% de contenido de cemento.

En este caso, el ensayo al realizarse de manera no destructiva, posee valiosa información dado que se puede correlacionarlos en el futuro con mediaciones de campos y con otros parámetros de resistencia

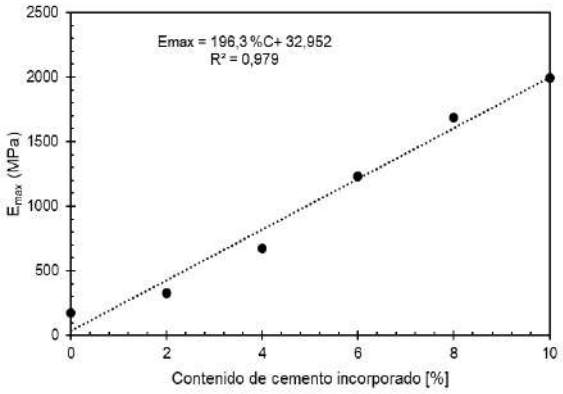


Figura 11. Variación del Módulo E_{max} con el aumento del % de cemento incorporado.

4 CONCLUSIONES

En este artículo se estudia el efecto de la incorporación de cemento a los suelos residuales compactados. En el trabajo se detalla la influencia del porcentaje de cemento en propiedades física- mecánicas. Como conclusión se obtuvieron beneficios, como la mejora de la resistencia y trabajabilidad de las muestras. En futuras investigaciones será posible realizar un análisis costo/ beneficio para determinar el porcentaje óptimo para algún proyecto geotécnico que requiera esta mejora en sus propiedades. Por otro lado, se trabaja en determinar correlaciones para así poder, realizar controles en campo.

5 AGRADECIMIENTOS

Se agradece al CONICET y a la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Misiones que financia esta

investigación, como así también a todos los adscriptos y becarios del Laboratorio de Ingeniería civil (LIC) de la UNaM. En especial al Ing Néstor Neudeck por la elaboración del equipo de medición acústica y al Ing. Pintos Nicolás por la gestión de becas por parte de DPV.

6 REFERENCIAS

Antunes, V., Simão, N., Freire, A. C. (2017). *A soil-cement formulation for road pavement base and sub base layers: a case study*. Transportation Infrastructure Geotechnology, 4, 126-141.

ASTM E1876-22 *Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration*

ASTM D4972 (2019) , *Standard Test Methods for pH of Soil*.

Baldovino, J. D. J. A., Izzo, R. L. D. S., Pereira, M. D., Rocha, E. V. D. G., Rose, J. L., Bordignon, V. R. (2020). *Equations controlling tensile and compressive strength ratio of sedimentary soil–cement mixtures under optimal compaction conditions*. Journal of Materials in Civil Engineering, 32(1), 04019320.

Bogado, G. O., Pintos, N. A., Reinert, H. O., Bressan, D. A. (2017). *Correlación entre parámetros de compactación y propiedades geotécnicas en suelos tropicales misioneros*.

Bogado, G. O., Reinert, H. O., Francisca, F. M. (2019). *Geotechnical properties of residual soils from the North-east of Argentina*. International Journal of Geotechnical Engineering, 13(2), 112-121.

Consoli, N. C., Fonseca, A. D., Silva, S. R., Cruz, R. C., Fonini, A. (2012). *Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils.* Géotechnique, 62(2), 177-183.

Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., Heineck, K. S. (2007). *Key parameters for strength control of artificially cemented soils*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 133(2), 197-205.

Da Fonseca, A. V., Cruz, R. C., Consoli, N. C. (2009). *Strength properties of sandy soil–cement admixtures*. Geotechnical and geological engineering, 27, 681-686.

Fookes, P. G. (Ed.). (1997). *Tropical residual soils: A Geological Society Engineering Group working party revised report*. Geological Society of London.

Francisca, F. M., Bogado, G. O. (2019). *Weathering effect on the small strains elastic properties of a residual soil*. Geotechnical and Geological Engineering, 37, 4031-4041.

IRAM 10522 "*Método de ensayo de compactación para mezclas de suelo-cemento*", 1972

Mengue, E., Mroueh, H., Lancelot, L., Medjo Eko, R. (2018). *Evaluation of the compressibility and compressive strength of a compacted cement treated laterite soil for road application*. Geotechnical and Geological Engineering, 36, 3831-3856.

Santamarina JC , KA Klein , YH Wang y E Prencke . 2011. *Superficie específica: determinación y relevancia*. Revista geotécnica canadiense . 39 (1): 233-241.

Sariosseiri, F., Muhunthan, B. (2009). *Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils*. Engineering geology, 104(1-2), 119-125.

Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical engineering in residual soils*. John Wiley & Sons.

Williamson, S. y Cortés, DD (2014). *Análisis dimensional del comportamiento de la mezcla suelo-cemento*. Géotechnique Letters , 4 (1), 33-38.

Micro y macroestructura de un geopolímero para estabilización vial: sílice más calcio.

Microstructure and macrostructure of a geopolymer for road stabilization: silica plus calcium.

María Pía Cruz, Italo Federico Martin-Schmädke & Francisco Locati
Universidad Católica de Córdoba, Córdoba, Argentina, 9606773@ucc.edu.ar

Francisco Locati
CICTERRA (CONICET-UNC), Córdoba, Argentina

RESUMEN: La intensificación de la movilidad rural, su logística y la producción primaria demandan de estudios innovadores para mejorar la intransitabilidad de los caminos de tierra o subrasantes sin pavimentar. Dicha situación impacta negativamente en procesos productivos (aspectos económicos) como sociales (aspectos de comunicación y seguridad) de gran parte de la Argentina. La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba lleva más de diez años estudiando la estabilización vial de suelos finos problemáticos limosos (A4) propios de la Llanura Pampeana cordobesa. En este caso aplicando una dosificación óptima de silicato de sodio sólido con cal hidratada (hidróxido de calcio), es decir, un geopolímero. Esta línea de investigación apunta a complementar propiedades de un nuevo material cementante alternativo al habitual cemento Portland, constituyendo una práctica que comienza a utilizarse a nivel mundial. En este trabajo, se presentan algunos resultados de ensayos geotécnicos y viales analizados desde la macroestructura y justificados desde la microestructura de las probetas estudiadas. Se ensayan probetas de testeo experimental en el laboratorio como probetas extraídas de una subrasante rural sometida al tránsito pesado y a las inclemencias climáticas de la región. Se estudian parámetros mecánicos de la macroestructura (resistencia al corte no drenado, módulo de elasticidad secante, pérdida de peso, salto por colapso). A nivel microestructural se realizaron estudios por microscopía óptica de polarización con/sin epifluorescencia sobre secciones delgadas para identificar partículas elementales, agregados de partículas y poros. Los resultados confirman el efectivo estado de segregación nodular cementado en el tiempo de este geopolímero.

ABSTRACT: The intensification of rural mobility, its logistics and primary production demand innovative studies to improve the impassability of dirt roads or unpaved subgrades. This situation negatively impacts on productive processes (economic aspects) and social processes (communication and security aspects) in a large part of Argentina. The Faculty of Engineering of the Catholic University of Córdoba has been studying the road stabilization of problematic fine silty soils (A4) typical of the Cordoba´s Llanura Pampeana for more than ten years. In this case, applying an optimal mixture of solid sodium silicate with hydrated lime (calcium hydroxide), that is, a geopolymer. This line of research aims to complement the properties of a new cementing material alternative to the usual portland cement; being a practice that begins to be used worldwide. In the present investigation, the results of geotechnical and road tests are analyzed from the macrostructure and justified from the microstructure. Laboratory experimental test specimens are tested as well as specimens extracted from a rural subgrade subjected to heavy traffic and inclement weather. Mechanical parameters of the macrostructure are studied (undrained shear strength, secant modulus of elasticity, weight loss, collapse deformation). At the microstructural level, polarization optical microscopy with/without epifluorescence studies were performed on thin sections to identify elementary particles, particle aggregates, and pores. The results confirm the effective state of cemented nodular segregation over time of this geopolymer.

PALABRAS CLAVE: limo - silicato de sodio - estabilización - microestructura - macroestructura.

KEYWORDS: silt - sodium silicate - stabilization - microstructure - macrostructure.

1 INTRODUCCIÓN Y UBICACIÓN

Desde el Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba, se determinó que utilizando una dosificación óptima del silicato de sodio sólido combinado con cal hidratada y suelo finos, se logra estabilizar tenso-deformacionalmente como vialmente los suelos limosos (A4) problemáticos de la región pampeana argentina (Cruz et al. 2017, 2018). Los suelos finos problemáticos estudiados son ahuellables, ondulables, erodables, colapsables e inundables según el ámbito topográfico estudiado, véase Figura 1.



Figura 1. Patologías viales de los suelos problemáticos estudiados, a) ahuellable, b) ondulable, c) inundable.

Estos suelos responden a la subrasante de un camino rural dentro del establecimiento “La Toma” de la Universidad Católica de Córdoba, ubicado en la localidad de Pedro E. Vivas, (Departamento Río Primero) de la provincia de Córdoba, véase

Figura 2. Dicha localidad queda a 83km por la RN19 de Córdoba Capital entre las localidades de Río Primero y Santiago Temple.

Este nuevo geopolímero, utilizando silicatos (silicato de sodio) y cal hidratada (hidróxido de calcio) con los suelos problemáticos, brinda una nueva línea de estabilización de suelos en la industria de la construcción (en general). En los últimos años, se han estudiado a los geopolímeros como aluminosilicatos amorfos sintetizados a partir de materiales ricos en silicio y aluminio. Estos materiales de construcción presentan una ventaja doble con respecto al medio ambiente en comparación al típico proceso de estabilización con cemento Portland. Ya que éstos, no sólo son preparados a menores temperaturas (menor consumo energético y menor emisión de gases de efecto invernadero), sino que pueden utilizar como materia prima desechos de otras industrias. Podrían ser preparados mediante la activación alcalina o ácida (siendo la más estudiada la alcalina) de una materia prima rica en silicio y aluminio, la cual puede ser un residuo de algún proceso industrial (p.ej. escorias).

Por ende, el objetivo de este trabajo, es analizar alguna de las principales propiedades de la macroestructura y justificarlas desde la microestructura de dicha dosificación óptima, testeada en probetas conformadas en el ámbito controlado de un laboratorio respecto a probetas que fueron extraídas de una subrasante estabilizada no pavimentada rural luego de ser solicitadas a las inclemencias climáticas como del tránsito pesado real, véase Figura 3. A partir de la implementación y testeo in situ de la dosificación óptima obtenida en el laboratorio, fue posible cotejar resultados geotécnicos como viales desde estudios previos según Cruz et al. (2021). La dosificación óptima expresada en relación de masa de material resultó ser 25ML:1C:1S, o sea 100gr de suelo limoso, deben combinarse con 4gr de cal hidratada y 4gr de silicato de sodio sólido.

Finalizado el análisis macroscópico de la dosificación óptima, se complementó con el análisis de la microestructura. Ya que ciertos parámetros de la macroestructura, no eran concluyentes para obtener una correlación directa entre las muestras del campo respecto a las probetas del laboratorio. Tratando así de identificar partículas elementales, agregados de partículas y poros entre las probetas de ambos ambientes (laboratorio versus campo) a distintas edades evolutivas promovidas por el posible grado de gelificación/cementación nodular que presenten según la edad de materialización. Al respecto, aquí se abordarán estudios con microscopía óptica de polarización con epifluorescencia sobre secciones delgadas impregnadas con/sin resina fluorescente entre probetas de laboratorio como campo para distintas edades de materialización.

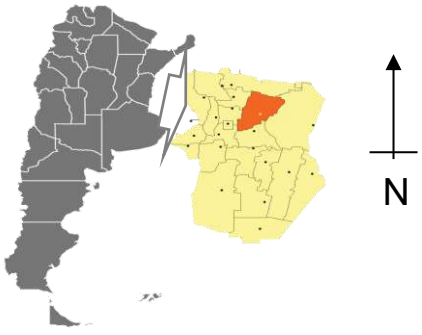


Figura 2. Ubicación de la región en estudio en el departamento de Río Primero de la provincia de Córdoba.

a) b)



Figura 3. a) Subrasante sin estabilizar. b) Subrasante estabilizada.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

En general, la estructura de un suelo se refiere a la disposición y vinculación entre las partículas sólidas del suelo; siendo esta una característica con impacto directo en las propiedades mecánicas del mismo según Wei et al. (2022). Varios investigadores concluyen que la estructura de los suelos estabilizados mediante el proceso de compactación está condicionada por factores tales como la humedad y la energía de compactación. Lambe (1958) como Seed y Chan (1959) indican que los suelos compactados del lado seco del óptimo poseen una estructura floculada y los compactados en el lado húmedo presentan una estructura dispersa. Estas pautas han permanecido durante años, pero se han ido actualizando gracias a los avances en los métodos de observación directa (microscopio electrónico de barrido) y estudios de porosimetría como los presentados por Gens et al. (1995), entre otros autores.

La metodología abordada implicó inicialmente realizar ensayos geotécnicos en el laboratorio como es el ensayo de durabilidad. En este ensayo se implementó para su realización lineamientos mixtos entre la norma de la Asociación Nacional de la Cal de Estados Unidos (National Lime Association, 2006) y la norma del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (USACE, 1995). Se remoldearon probetas esbeltas de limo–cal-silicato (25ML:1C:1S) como de suelo natural compactado; siendo materializadas según los respectivos valores resultantes del ensayo proctor estándar según la ASTM D-698 procedimiento A o su homologo VN - E5 – 93 tipo I. El fin era obtener probetas que fueran factibles de ser ensayadas a la durabilidad en el ámbito del laboratorio; induciendo artificialmente a dichas probetas a períodos sucesivos acelerados y alternados de humedecimientos/secados a los ciclos 1, 3, 5, 9, 13 y 15. En la Figura 4 se observa una probeta de suelo estabilizado versus una probeta de suelo natural sin estabilizar resultantes al ciclo 15. Claramente se aprecia la pérdida de material y disminución de la altura de la probeta no estabilizada al estar solicitada a los sucesivos ciclos (humedecimiento/secado) en forma acelerada. Posteriormente al someter a las probetas a los distintos ciclos, fueron ensayadas a compresión simple (ASTM D-2166). En la Figura 5 se contempla el tipo de rotura franca que tuvieron todas probetas estabilizadas desde el 1° ciclo; evidenciando, un criterio de falla frágil a nivel de sus macroestructuras.

Probeta suelo natural



Probeta suelo estabilizado

Figura 4. Estado de las probetas de suelo natural compactado y estabilizada en el ciclo 15.



Figura 5. Probeta estabilizada con rotura franca al 1° ciclo.

Posteriormente a los estudios realizados en el ámbito del laboratorio, se procedió a testear la dosificación óptima en un

tramo experimental del campo La Toma sobre la RN19. El paquete estructural vial de la subrasante estabilizada respondió a dos capas compactadas in situ de 15 cm de espesor; siendo solicitado paulatinamente este paquete a las inclemencias del clima como a un reducido pero estable tránsito durante el año (6 vehículos pesados por hora y 8 vehículos livianos por hora). En dicha subrasante estabilizada, se realizaron ensayos del cono dinámico de penetración liviano (DCPL) según ASTM-D 6951, véase Figura 6. Este ensayo vial in situ cumple con el objeto de computar la resistencia a la penetración según los números de golpes acumulados para las principales visitas de relevamiento vial in situ, ver Figura 7. Además, se extrajeron de la prueba piloto probetas de suelo inalterado a distintas edades post-materializado el mismo para realizar los ensayos comparativos de compresión (simple y confinada) con las probetas post ensayo de durabilidad del laboratorio; siendo algunos parámetros analizados desde la óptica de la macroestructura: resistencia al corte no drenado, módulo de elasticidad, y pérdida de peso (entre otros). Otros parámetros geotécnicos se informaron en estudio previos realizados según Cruz et al. (2021).



Figura 6. Ensayo de DCPL en tramo estabilizado in situ.

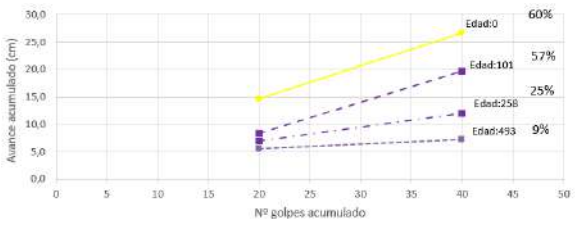
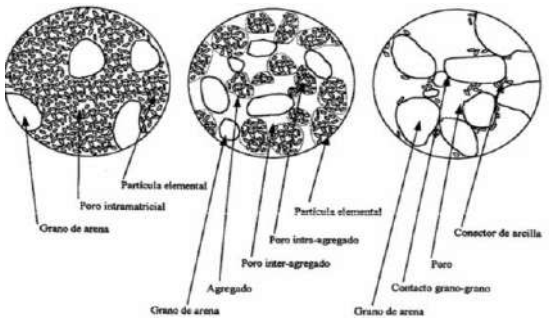


Figura 7. Número de golpes acumulados de DCPL en el tramo estabilizado vs. la edad desde su materialización.

Finalmente, la metodología abordada implicó estudiar desde la óptica de la microestructura, la fábrica de los dos tipos de probetas estudiadas con la dosificación óptima según su ambiente de materialización: laboratorio y campo.

Puntualmente se estudiaron con microscopía óptica de polarización sobre secciones delgadas impregnadas con/sin resina fluorescente, la probeta solicitada al 3° ciclo de humedecimiento-secado del ensayo de durabilidad y, la probeta a la edad de 258 días post-materializado el tramo experimental en campo. Desde la óptica de la microestructura se pudieron identificar aspectos elementales como son tipos de partículas elementales, tipos agregados de partículas y tipos de poros. A partir de estos elementos se terminan de identificar el estado de desarrollo alcanzado por la gelificación de la dosificación óptima en cada ámbito (laboratorio versus campo). Alonso et al. (1987) proponen tres tipos de microestructuras factibles de analizar (véase Figura 8): microestructura de tipo matricial que está constituida por una masa de partículas distribuida de forma homogénea; microestructura de agregados, cuando se observan grupos o asociaciones de partículas elementales formando granos de mayor tamaño y poros entre ellos de mayor tamaño que en la microestructura matricial; y una microestructura de granos de arenas y/o limos con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos entre partículas sin conectores de arcilla.



a) Microestructura matricial con algunas partículas de arena

b) Microestructura de agregados de partículas elementales

c) Microestructura con matriz de arena y conectores de arcilla

Figura 8. Microestructuras de los suelos. Fuente: Alonso et al. (1987).

2.1 *Materiales*

2.1.1 *Suelo*

Los suelos naturales a estabilizar son limos inorgánicos (A4) según A.A.S.H.T.O. o limos de baja plasticidad (ML) según S.U.C.S., véase Tabla 1. Dicha tabla se complementa con algunos resultados de la dosificación óptima.

Tabla 1. Parámetros físicos y químicos del suelo compactado respecto a la dosificación óptima estudiada.

Parámetro		*Suelo natural compactado*	*Suelo estabilizado* 25ML[1]:1C[2]:1S[3]
ID. fracción fina	PT200 (%)	14.0	19.2
Límites de Atterberg (VN – E3 – 65)	W_{ll} (%)	23,2	35,9
	IP (%)	0,70	2,5
Sales (VN – E18 – 89)	(%)	<0,1	1,0
Pin Hole	dispersivo	moderado	no dispersivo
Ensayos químicos	$CaCO_3$ (%)	1,9	-
	pH	7,91	10,39
Compresión confinada	Salto colapso (%)	3,30	0,85
	Pf_{sat} (MPa)	0,022	0,085
Proctor estándar (VN - E5 – 93) tipo I	$\omega_{óptima}$ (%)	15,1	19,0
	$\gamma_{ssmáx}$ (gr/cm^3)	1,60	1,62
California Bearing Ratio (VN-E6-84) tipo II	$CBR_{4\ días}$ (%)	11,4	41,0
	Hinchamiento(%)	-0,44	+0,10

Nota

[1]: Suelo natural campo La Toma, RN19, Pedro E. Vivas, Córdoba.

[2]: Cal hidratada Blancaley.

[3]: Silicato de sodio sólido.

2.1.2 *Silicato de sodio*

El producto químico empleado es el metasilicato de sodio en estado sólido de industria china; siendo la marca Qingdao Hai Wan. En estado diluido con agua potable, presenta tonalidad

blanquecina a amarillenta. El peso unitario seco determinado es de 0,85 a 0,95 gr/cm^3 y el pH registrado fue de 13,7.
En la Tabla 2, se resumen algunas características del producto utilizado para estabilizar los suelos estudiados.

Tabla 2. Composición química del silicato de sodio sólido empleado.

Parámetro	*Valores*
Total de álcali (%)	28,7 a 30,0
Silicio (%)	27,8 a 29,2
Hierro (ppm)	<50
Tamaño de la partícula 1400µm-425 µm (%)	90
Solubilidad en agua (%)	0,020
Transparencia (%)	96

2.1.3 *Cal hidratada*

Su utilización apunta a incorporar el calcio necesario para que el silicato de sodio logre un aceptable proceso de gelificación y posterior cementación intergranular con las partículas de los suelos problemáticos (A4). El aditivo químico utilizado es de origen nacional y lo comercializa la marca Blancaley; producido en la localidad de San Agustín (Córdoba). Esta cal hidratada tiene un bajo peso unitario aparente del orden de 0,3-0,6 gr/cm^3 y un pH de 11,7. Presenta el 65% de cal útil vial (CUV), como la mayoría de las cales de provincia de Córdoba al igual que lo mencionado en Quintana Crespo (2016). La cantidad mínima de cal a incorporar, en términos de CUV y referida en porcentaje al peso de suelo seco, resultó del 4%. Esto implica que para una calzada de 7,30m de ancho hay que colocar caso 3 (en forma exacta es 2,96) bolsas de 25kg por metro lineal a largo de la vía de firme natural.

3 ANÁLISIS DE LA MACROESTRUCTURA

Los parámetros geotécnicos ensayados en el laboratorio dentro de la óptica de la macroestructura como resistencia al corte no drenado, módulo de elasticidad y pérdida de peso se resumen en la Tabla 3. Los resultados de los ensayos DCPL en campo demuestran que a mayor edad de materializado el estabilizado in-situ con la dosificación óptima (Figura 7), menor es la variación porcentual de la acumulación de golpes con la profundidad. Evidenciando un homogéneo proceso de mezclado in-situ a pesar de no haber sido realizado el ensayo propiamente de homogeneidad para las mezclas según la VN-E34–65. Por otra parte, en la Tabla 1 se observa que el salto por colapso en probetas estabilizadas en el laboratorio con la dosificación óptima baja respecto a probetas de suelo natural compactadas; representando un colapso bajo a medio, según Gonzales de Vallejos (2002).

A su vez, los resultados del ensayo de compresión simple en las probetas solicitadas a los distintos ciclos del ensayo de durabilidad en el laboratorio, se compararon con los resultados de probetas solicitadas durante el año (2019 a 2020) a períodos de humedecimiento y secado según las estaciones climáticas naturales del campo La Toma. Dicho año correspondió a un ciclo climático húmedo y poco seco. En la Figura 9 se presenta la variación de los números de ciclos en función de valores de pérdida en peso de las probetas ensayadas a durabilidad entre el suelo natural compactado versus dosificación óptima. Las pérdidas de peso de cada tipo de probeta tienden a ser constantes a partir del ciclo 9; destacándose una diferencia de casi 8 veces más pérdida de peso en las probetas de suelo natural compactado respecto a probetas con geopolímeros en el ciclo 9. Los ensayos de compresión simple en probetas remoldeadas para distintos ciclos del ensayo de durabilidad, se realizaron al finalizar el período de secado de estas. Las probetas inalteradas extraídas por calado del tramo piloto, fueron talladas con una relación 1 altura : 2 diámetros, ver Figura 10.a). Se secaron en estufa para comparar resultados entre laboratorio y campo con igual contenido de humedad.

Tabla 3. Resultados del ensayo de durabilidad de las probetas de suelo natural compactado y suelo con la dosificación óptima.

	Suelo natural compactado			*Suelo estabilizado* 25ML:1C:1S		
Número de ciclo	1°	3°	9°	1°	3°	9°
Pérdida en peso (%)	1,2	12,2	32,8	0,6	1,6	3,6
Su $_{rotura}$ (MPa)	0,59	0,32	0,11	0,65	0,56	0,68
E $_{inicial}$ (MPa)	33,9	33,9	19,4	39,1	37,1	24,7

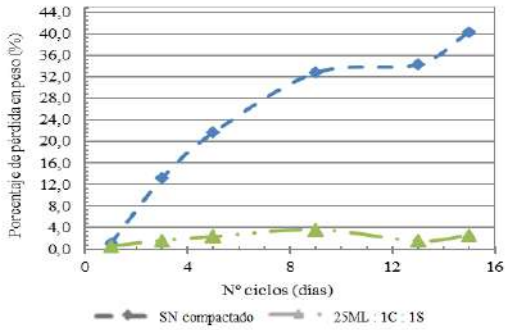


Figura 9. Pérdida en peso resultante del ensayo de durabilidad entre las probetas del suelo natural (SN) compactado y del suelo estabilizado.

En la Tabla 4 se observan los resultados del peso unitario seco y módulo de elasticidad secante de los ensayos de compresión simple entre las muestras extraídas inalteradas y talladas de la subrasante estabilizada in situ (campo) y las probetas solicitadas de forma acelerada como artificialmente en el laboratorio a distintos ciclos de humedecimiento/secado en el ensayo de durabilidad. Aquí solo se acotan 1°, 3° y 9° ciclos. A pesar de haber propiciado un proceso acelerado de desgaste con la alternancia de ciclos (humedecimiento y secado) en el laboratorio durante el ensayo de durabilidad, se menciona que no se logró inferir una correlación directa entre los resultados de campo respecto a los del laboratorio. Incluso se obtuvieron valores de módulos de elasticidad como resistencia al corte no drenado mayores en el campo desde el día 0 de materializada la estabilización in situ. Esto último propició la investigación de las correspondientes microestructuras de ambos tipos de estabilizados (campo versus laboratorio); siendo el fin, tratar de verificar intrínsecamente como se disponen y/o diferencian al microscopio de cada tipo.

Tabla 4. Resultados de ensayos de compresión simple entre muestras extraídas inalteradas y talladas de la subrasante estabilizada in situ vs. probetas solicitadas de forma acelerada y artificialmente en el laboratorio a distintos ciclos.

Parámetros resultantes	*Suelo estabilizado en el campo (días)*			*Suelo estabilizado en el laboratorio (ciclos)*		
Edad (días/ciclos)	0	258	350	1°	3°	9°
γ_{ss} (gr/cm^3)	1,61	1,75	1,43	1,44	1,48	1,53
$E_{inicial}$ (MPa)	272,9	204,6	136,4	39,1	37,1	24,7

4 ANÁLISIS DE LA MICROESTRUCTURA

En general, las muestras de la subrasante estabilizada ensayadas a la compresión simple, solicitadas al intemperismo por el clima y al paso del tránsito pesado rural propio de la actividad, dieron como resultados valores de $E_{inicial}$ por arriba de 100 MPa desde la edad de 0 a 350 días, véase Tabla 4. Por lo contrario, las probetas remoldeadas a la dosificación óptima en un ambiente de manipulación controlado (como es el laboratorio) y solicitadas en forma acelerada a periodos de humedecimiento/secado para procurar un desgaste ambiental rural, dieron valores muy por debajo de 50 MPa para todos los ciclos.

Ante tal dicotomía de resultados entre los parámetros tenso-deformacionales del campo respecto al laboratorio, se investigó la microestructura. Para esto se realizaron cortes delgados en ambos tipos de muestras como probetas disponibles para analizarlas con microscopía óptica de polarización con/sin epifluorescencia. El objetivo era lograr identificar propiedades de la fábrica de cada tipo de muestra (campo) versus probeta (laboratorio) o sea tipos de partículas elementales, tipos de agregados nuevos que forman nuevas partículas (nódulos) y la relación de los poros.

Como bien se sabe los constituyentes de un suelo (fracciones gruesas como finas) no se presentan aislados, sino que se encuentran unidos entre sí, dando lugar a un agregado. Estos agregados son observables a nivel de macromorfología, directamente en un perfil natural o remoldeado en el laboratorio. En la Figura 10 se observa una vista parcial de un agregado nuevo (nódulo) hallado en la probeta de 258 días proveniente del estabilizado en el campo. Dicha fracción de nódulo presenta un tipo de agregación en forma de bloque angular separado nítidamente de su matriz basal. El nódulo completo tenía una dimensión menor a 10 mm y respondía a un nódulo pequeño blando según Cruz (2021). Se observan agregados constituidos por caras más o menos planas que al cortarse forman aristas y estas a su vez originan vértices. Se identifican con formas parecidas a poliedros geométricos irregulares. Las caras de los agregados encajan bien con las caras de los agregados vecinos o sea de la matriz basal. Intrínsecamente en el nódulo, se observa un fuerte estado desarrollado de agregación como de acomodamiento de las fracciones finas entre las fracciones gruesas (en ese orden de prioridad) con escasos poros internos y/o vinculados con la matriz basal circundante. Por otra parte, el tipo de poro presenta un ancho de influencia ~0,5 mm a ~1,5 mm que separa circunferencialmente el nódulo pequeño con la matriz basal; siendo identificado como un conjunto de microporos circundantes al nódulo visualizado claramente en la vista con epifluorescencia.

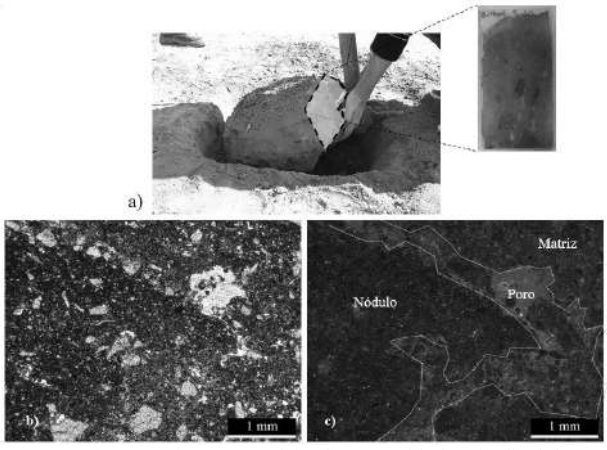


Figura 10. a) Extracción y corte delgado en sentido longitudinal de una muestra solicitada a 258 días de edad en el campo. Microestructura de probeta analizadas por microscopía óptica de polarización sin (caso b) y con (caso c) epifluorescencia.

En el caso de la probeta solicitada en el laboratorio hasta el 3° ciclo de humedecimiento/secado del ensayo de durabilidad, se observa una vista completa del nódulo en la Figura 11. Dicho nódulo tiene forma de esferoide; siendo la dimensión menor de ~0,6 mm (600μm) y la mayor de ~0,8 mm (800μm). La dimensión mayor es concordante con sentido longitudinal de la probeta remoldeada original, véase identificación a) en la Figura 11. Al igual que la Figura 10, este es un nódulo pequeño blando según Cruz (2021). Las caras de los agregados encajan bien con las caras de los agregados vecinos o sea de la matriz basal. Intrínsecamente en el nódulo, se observa un fuerte estado desarrollado de agregación como de acomodamiento de las fracciones finas únicamente sin poros internos y ligeramente infiltrado por la matriz basal circundante. Por otra parte, el tipo de poro presenta un ancho de influencia ~25 μm y claramente separa circunferencialmente el nódulo pequeño con la matriz basal en forma esferoide; siendo identificado por una cámara conectada con micro-canales que conforman una forma esférica de paredes irregulares infiltradas a micro-fisuradas circundantes al nódulo, véase la Figura 11. El origen de este tipo de poro, podría deberse a la desecación acelerada abrupta sufrida en la estufa del laboratorio durante la etapa de secado en el ensayo de durabilidad; incidiendo en una micro fragilidad capilar. Contrario a esto último, sería el proceso de desecación natural por asoleamiento o venteo que tienen las probetas estabilizadas en tramo piloto del campo; siendo este paulatino, posibilitando un acompañamiento de apertura de poros no tan abrupta y más dúctil.

Luego de haber analizado ambos cortes delgados (laboratorio como campo) al microscopio óptico de polarización sin/con epifluorescencia, se puede observar que la microestructura de los nódulos agregados en las muestras del campo presenta mayores dimensiones que los nódulos de las probetas del laboratorio. Gran parte de este aumento en el tamaño de los nódulos de ambos ejemplares, se propicia a medida que aumenta la edad de elaboración. De esta forma la muestra del campo a 258 días de edad, fue desarrollando su segregación paulatina con este geopolímero (suelo-cal-silicato) a pesar de ser solicitada al intemperismo y tránsito.

Finalmente, la microestructura de los nódulos hallados en las muestras solicitadas paulatinamente al intemperismo como tránsito pesado del campo, responde a una microestructura matricial de partículas elementales sin microfisuras según referencia a) de Alonso et al. (1987). Mientras que los nódulos hallados en las probetas solicitadas a los distintos ciclos del ensayo de durabilidad en el laboratorio, responden a una microestructura de agregados con partículas elementales con microfisuras según referencia b) del mismo autor.

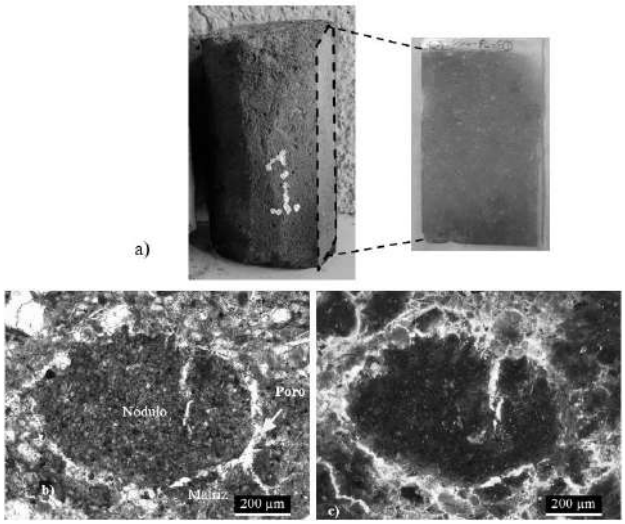


Figura 11. a) Probeta y corte delgado en sentido longitudinal del 3° ciclo de humedecimiento/secado en el ensayo de durabilidad del laboratorio. Microestructura por microscopía óptica de polarización sin (caso b) y con (caso c) epifluorescencia.

5 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de la estabilización efectuada con este geopolímero dosificado con 25 partes de suelo limoso problemático más 1 parte de cal hidratada y 1 parte de silicato de sodio sólido son:

- Se disminuye 4 veces el salto por colapso entre probetas estabilizadas con la dosificación óptima respecto a las probetas del suelo únicamente compactado en el laboratorio.
- Se alcanzó un 18% más de resistencia al corte no drenado, un 27% más de módulo elástico y una pérdida en peso 9 veces menor, si comparamos probetas de suelo estabilizado con las de suelo natural compactado en el laboratorio.
- A partir de los resultados in situ del tramo estabilizado se evidencia una mejora en la resistencia a la penetración a medida pasa el tiempo desde su materialización o sea se obtuvieron menores de Nº de golpes acumulados por profundidad por cada edad relevada desde 101, 258 hasta 493 días.
- Los nódulos de las muestras solicitadas paulatinamente al intemperismo como al tránsito rural, presentan una dimensión de 12,5 veces mayores que los nódulos de las probetas solicitadas a los distintos ciclos provenientes del ensayo de durabilidad en el laboratorio.
- La presencia de microfisuras debilita el recrecimiento de la gelificación y/o cementación entre partículas (o agregados) a nivel de la microestructura de los geopolímeros; impactando en la macroestructura (principalmente) en una baja resistencia al corte no drenado de las probetas remoldeadas y solicitadas a sucesivos ciclos de humedecimiento/secado artificialmente por el ensayo de durabilidad realizado en el laboratorio. Justificando así la inconsistencia encontrada en el análisis a nivel de la macroestructura; siendo primordial realizar estudios de la microestructura en venideros trabajos comparativos.

Como futura línea de investigación, se cree oportuno estudiar la correlación entre los módulos resilientes obtenidos de los resultados de las hincas DCPL in situ respecto a ensayos triaxiales dinámicos de probetas extraídas in situ a distintas edades. Otro punto interesante para investigar sería buscar una correlación entre el desgaste producido en el firme natural estabilizado en función del tránsito que circula, y cómo impacta ello en la vida útil del paquete estructural.

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba y al CICTERRA (CONICET-UNC) por el apoyo brindado. Este trabajo fue financiado por el proyecto de investigación de la Universidad Católica de Córdoba titulado Estabilización in situ de vías problemáticas no pavimentadas.

7 NOMESCLATURAS

A4: Limo inorgánico.
C: Cal hidratada.
$CaCO_3$: Carbonato de calcio.
$CBR_{4\ días}$: Californian Bearing Ratio a 4 días.
CUV: Cal útil vial.
DCP: Cono dinámico de penetración liviano.
$E_{inicial}$: Módulo elasticidad en período elástico.
gr/cm^3: Gramos por centímetro cúbico.
IP: Índice de plasticidad.
km: Kilómetros.
ML: Limo de baja plasticidad.
mm: Milímetros.
MPa: Megapascales.
p.ej.: Por ejemplo.
Pf_{sat}: Presión de fluencia saturada.
ppm: Partículas por millón.
%: Porcentaje.
RN19: Ruta nacional N°19.
S: Silicato de sodio sólido.
SN: Suelo natural.
Su_{rotura}: Resistencia al corte no drenado en la rotura.
vs: Versus.
W_{ll}: Límite líquido.
$\gamma_{ssmáx}$: Peso unitario seco máximo del ensayo Proctor estándar.
γ_{ss}: Peso unitario seco.
µm: Micrómetros.
$\omega_{óptima}$: Humedad óptima del ensayo Proctor estándar.
S.U.C.S.: Sistema unificado de clasificación de suelos.
A.A.S.H.T.O.: Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transportes Estatales.

8 REFERENCIAS

Alonso, E. E., Gens, A. and Hight, D.W. (1987). *Special problem soils.* General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, 3: 1087-1146.

American Society for Testing and Materials (2012). ASTM D-698 procedure A. Standard Test Methods for Laboratory Compaction.

American Society for Testing and Materials (2012). ASTM D-2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.

American Society for Testing and Materials (2012). ASTM D-6951.Standard Test of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.

Cruz, M. P., Martin-Schmädke, I. F., Arnaudo, C. E., & Vigilante, N. (2017). *Estabilización de subrasante loéssica con silicato de sodio líquido.* Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente, 38, 39-43.

Cruz, M. P., Martin Schmädke, I. F., Arnaudo, C. E., De Juan, M., & Rossi, A. (2018). *Durabilidad de subrasantes loéssicas estabilizadas con silicato de sodio sólido y cal hidratada*. Memorias del XXIV CAMSIG Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Salta.

Cruz, M.P. (2021). *Caracterización de nódulos en los loess de Córdoba: algunas consideraciones geotécnicas.* Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería. Mención Estructura y Geotecnia. Universidad Nacional de Córdoba.

Cruz, M. P., Martin Schmädke, I. F., Arnaudo, C. E., Serrano C.H., Moretto S.M., Fernandez Bowles M.S., & Rossi, A. (2021). *Estabilización de caminos rurales Cordobeses. Del laboratorio al campo*. Memorias del XXV CAMSIG- Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Posadas.

Gens, A., Alonso, E. E., Suriol, J. & Lloret, A. (1995). *Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil*. Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris 1, 8388.

Gonzales de Vallejos, L.I. (2002). *Ingeniería geológica*. Editorial Pearson Alhambra. ISBN 10: 8420531049.

Lambe, T. W. (1958). *The engineering behaviour of compacted clay.* J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 84, No. SM2, 135.

National Lime Association, Technical Brief: Mixture Design and Testing Procedures for Lime Stabilized Soil, Arlington, 2006.

Quintana Crespo, E., Kreiker,J., Mariana Gatani, M., Sable, L., (2016). *Utilización de residuos agroindustriales en ligantes puzolánicos para uso vial*. Revista de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de UNC, vol3. No2.

Seed, H. B. & Chan, C. K. (1959). S*tructure and strength characteristics of compacted clays*. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 85, No. SM5, 87128.

Vialidad Nacional (1965). Normativa para realizar ensayo límite líquido e índice plasticidad, VN – E6 – 65.

Vialidad Nacional (1993). Normativa para realizar ensayo compactación de suelos, VN - E5 – 93 tipo I.

Vialidad Nacional (1964). Normativa para determinar el valor soporte e hinchamiento de suelos, VN – E6 – 84 tipo II.

Vialidad Nacional (1989). Normativa para realizar ensayo sales totales solubles, VN – E18 – 89.

Vialidad Nacional (1965). Normativa para realizar ensayo de homogeneidad de mezclas, VN - E34 – 65.

United States Corps of Engineers, MIL-STD-621 (NOTICE 3), Military Standard: Subgrade, subbase, and test method for pavement base-course materials (1995).

Wei, Y., Yao, Z., Chong, X., Zhang, J. & Zhang, J. (2022). *Microstructure of unsaturated loess and its infuence on strength characteristics.* Sci Rep 12, 1502 (2022). https://doi.org/10.1038/s41598-022-05464-9.

EJE TEMÁTICO

“GEOMECÁNICA DE RELAVES - LICUEFACCIÓN”

Caracterización geotécnica de un relave minero de hierro susceptible a licuar

Geotechnical characterization of an iron ore tailings susceptible to liquefaction

Leonardo Carrizo, Nicolás Tasso & Mauro Sottile
SRK Consulting S.A., Argentina – Universidad de Buenos Aires, Argentina, lcarrizo@fi.uba.ar

RESUMEN: Los relaves son subproductos de la trituración de rocas para la extracción de minerales. Generalmente son depositados en presas de almacenamiento mediante un sistema de bombeo. La configuración suelta y saturada de estos materiales generalmente conlleva a una configuración metaestable, con vulnerabilidad a licuar bajo acción de cargas estáticas o dinámicas en condiciones no drenadas. En las presas construidas por el método aguas arriba, gran parte de la estabilidad global depende de los relaves; por lo tanto, una adecuada caracterización geotécnica es fundamental para entender el comportamiento del material y poder garantizar la estabilidad de las presas frente a estas condiciones. Este trabajo presenta la caracterización geotécnica detallada de un relave de hierro mediante ensayos de laboratorio, los cuales incluyen: gravedad específica, Límites de Atterberg, granulometría, relación de vacíos mínima y máxima, difracción de rayos X, edómetros a velocidad de deformación controlada (CRS), y triaxiales consolidados drenados y no drenados (CIDC|CIUC) con medición de relación de vacíos con congelamiento. Complementariamente, se presenta y discute la calibración de parámetros del modelo constituvo NorSand.

ABSTRACT: Tailings are residues generated during the rock crushing process for mineral extraction. They are typically deposited in storage facilities using pumping system. The loose and saturated configuration of these materials generally leads to a metastable state, making them susceptible to liquefaction under the influence of static or dynamic loads in undrained conditions. In upstream constructed tailings dams, the overall stability heavily relies on the tailings; therefore, proper geotechnical characterization is crucial to understand the material behavior and ensure the stability of the dams under these conditions. This paper presents a detailed geotechnical characterization of an iron tailings through laboratory testing, including specific gravity, Atterberg limits, gaind size analysis, minimum and maximum void ratios, X-ray diffraction, controlled rate of strain (CRS) oedometers, and consolidated drained and undrained triaxial test (CIDC|CIUC) with measurement of void ratio using freezing. Additionally, the calibration of parameters for the NorSand constitutive model is presented and discussed.

PALABRAS CLAVE: licuación – relaves mineros – modelo norsand– caracterización geotécnica – ensayo triaxial.

KEYWORDS: liquefaction – mine tailing – norsand model – geotechnical characterization – triaxial test.

1 INTRODUCCIÓN

Los relaves mineros son residuos producidos por la trituración de la roca, que tiene como objetivo principal la extracción de minerales. Generalmente se componen de partículas angulares cuyos tamaños varían entre arena y limo, y no presentan minerales arcillosos. Comúnmente, este material es transportado en suspensión utilizando un sistema de bombeo y depositado por decantación en recintos denominados presas de relave o diques de cola. La granulometría característica, junto con la forma de deposición que generan un material suelto y saturado, conllevan a una configuración metaestable donde el material es vulnerable a licuar bajo acción de cargas en condiciones no drenadas.

El fenómeno de licuación representa un factor clave a considerar en el diseño de las presas de relave, ya que ha sido causa de diversas catástrofes (Fourie et al. 2001, Sadrekarimi & Riveros 2020). Para tal fin, es clave realizar una caracterización geotécnica de los relaves, la cual debe estar enmarcada dentro de la teoría de estado crítico (Jefferies, 2016). Esto permite definir el comportamiento del material en función al parámetro de estado ψ (Been, 2016).

En este trabajo se presenta parte de la caracterización mecánica de un relave minero producido por la extracción del mineral de hierro, la cual incluye: i) ensayos de caracterización general (gravedad específica, Límites de Atterberg, granulometría, relación de vacíos mínima y máxima, difracción de rayos X); ii) ensayos triaxiales consolidados drenados (CIDC) y no drenados (CIUC); iii) ensayos en condiciones edométricas a velocidad controlada (CRS). Para los ensayos traixiales, se utiliza la técnica de congelado de muestra para medir la relación de vacíos final (Castro, 1969).

Adicionalmente, se presenta una calibración del modelo NorSand (Jefferies, 2016) que permite simular el comportamiento medido, utilizando el software PLAXIS 2D (Bentley, 2023).

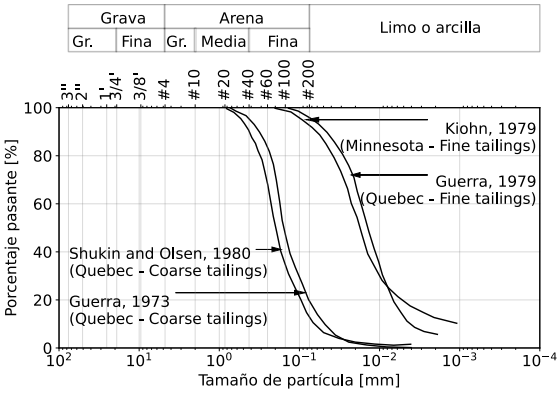


Figura 1: Granulometría de relaves de taconica (Vick, 1990).

2 ASPECTOS PRINCIPALES DE LOS RELAVES

Los relaves mineros se componen principalmente de partículas de arena y de limo. Su granulometría depende fuertemente del proceso de separación utilizado para la extracción del mineral. Para el caso de relaves provenientes de la extracción de hierro,

una vez triturada la roca, pueden realizarse dos procesos: concentración o flotación (Vick, 1990).

El proceso de concentración produce un relave con una granulometría más gruesa donde predominan las arenas finas, mientras que el proceso de flotación requiere una rotura más fina del material y, por lo tanto, predominan los limos. La Figura 1 muestra dos curvas granulométricas asociadas a cada uno de los procesos, para un relave de mineral de hierro extraído de la roca taconica.

Los relaves mineros suelen tener una gravedad específica mayor a la de un suelo convencional, ya que pueden presentar metales pesados en su composición. En particular, los relaves producidos por la extracción de hierro presentan una gravedad específica (G_s) entre 3.0 y 3.4 (Guerra 1973, Guerra 1979, Klohn 1979).

Con respecto al ángulo de fricción interna crítico (ϕ_{cv}) en los relaves del mineral de hierro, este puede variar entre $27°$ a $37°$ (Guerra 1979, Klohn 1979). Bolton (1986) describe que el ϕ_{cv} de los relaves mineros depende principalmente de la composición mineralógica y que en relaves mineros con un predominio de cuarzo el ϕ_{cv} es prácticamente $33°$.

3 ESTADO CRÍTICO EN LOS RELAVES

La teoría de estado crítico postula que los suelos granulares tienden a evolucionar hacia un estado crítico, el cual se caracteriza por presentar una deformación a volumen constante bajo una carga sostenida. Este estado se caracteriza por comprender una relación única entre la presión media efectiva (p'), la tensión desviadora (q) y la relación de vacíos (e) (Mitchell, 2005). Esta teoría también permite modelar la influencia de la relación de vacíos en el comportamiento mecánico del suelo, utilizando la variable Parámetro de estado (ψ). Ésta se define como la diferencia entre la relación de vacíos actual y la relación de vacíos asociada al estado crítico para la misma presión (e_c). La Figura 2 ilustra la definición del Parámetro de estado y el estado crítico en el plano $e - \log(p')$.

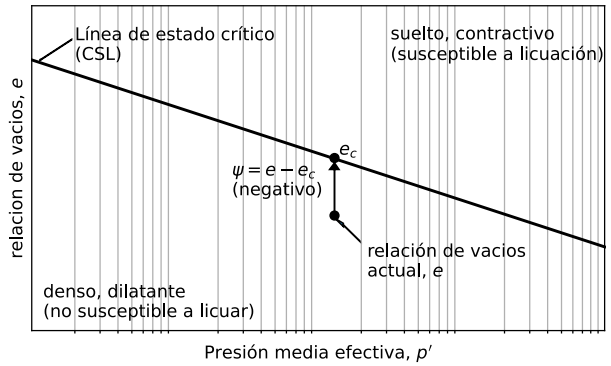


Figura 2: Definición de Parámetro de estado y el estado crítico en el plano e-log(p) (Been, 2016).

Si el suelo presenta un $\psi > 0$, y además se encuentra saturado, tenderá a licuar frente a un comportamiento no drenado. Este fenómeno representa una inestabilidad que ocurre a tensiones menores a la resistencia definida por ϕ_{cv} en el estado crítico. La Figura 3 esquematiza las trayectorias de tensiones generadas en tres ensayos triaxiales CIUC sobre muestras sueltas. Los picos de las trayectorias definen la línea de inestabilidad del fenómeno (IL). El estado crítico puede definirse de manera lineal en el espacio $e - \log(p')$ siempre y cuando no exista rotura de las partículas de suelo (Jefferies, 2016). A presiones elevadas puede observarse un quiebre del estado crítico, similar a la esquematizada en la Figura 4. Este quiebre puede observarse realizando ensayos triaxiales a grandes presiones de confinamiento o estimarse mediante ensayos CRS (Pestana and Whittle, 1995).

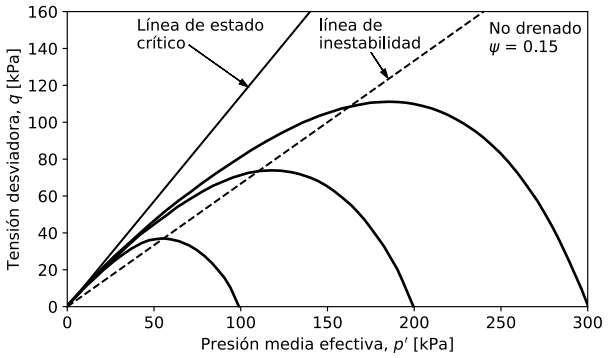


Figura 3: Trayectorias de tensiones q-p' de ensayos no drenados a distinta presión efectiva para un valor del parámetro de estado constante (Bentley, 2023).

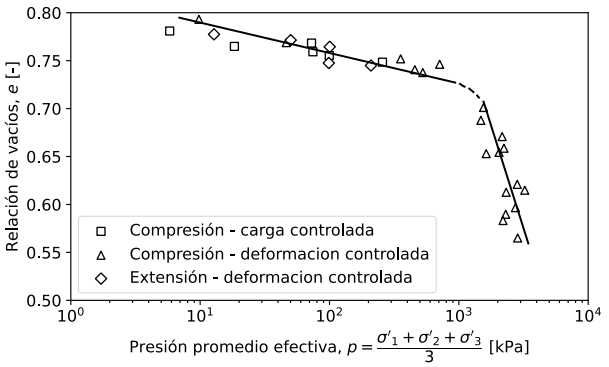


Figura 4: línea de estado crítico de una arena (Jefferies, 2016).

4 CARACTERIZACIÓN DEL RELAVE MINERO

Se realizó una caracterización física y mecánica de un relave minero proveniente de la extracción de hierro. Este proviene de formaciones de hierro bandeado, similar a la roca taconica mencionada anteriormente. La Figura 5 muestra una fotografía del relave.



Figura 5: Fotografía del relave.

4.1 Propiedades físicas

La Tabla 1 resume las propiedades físicas medidas en el relave. Se puede observar que la G_s se encuentra en el rango informado por Guerra (1973 y 1979) y Klohn (1979). Este valor alto guarda relación con la proporción del mineral remanente en el relave

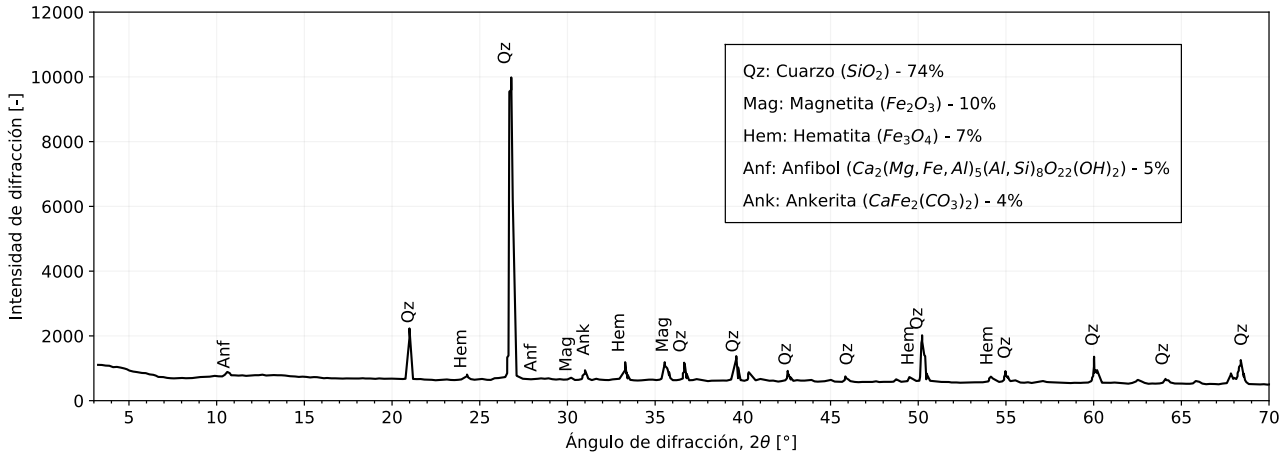


Figura 6: Difracción de rayos X

Tabla 1: Propiedades físicas del relave.

Propiedades	Valor
Gravedad específica, G_s [−]	3.15
Límites de Atterberg, $LL\ y\ LP$ [−]	NP
Porcentaje pasante por el tamiz #200 $P\#200$ [%]	12
Relación de vacíos mínima, e_{min} [−]	0.56
Relación de vacíos máxima, e_{max} [−]	1.1

La Figura 6 muestra la composición mineralógica obtenida con un ensayo de difracción por rayos X. El mineral predominante es cuarzo, y presenta en menor cantidad óxido de hierro en los minerales magnetita y hematita. En menor medida se observan minerales de anfibol y ankerita.

La Figura 7 muestra la granulometría del relave, junto con las indicadas por Vick (1990) para relaves de taconica sometidos a un proceso de concentración. Se presume que la muestra analizada fue sometida al mismo proceso de separación del mineral.

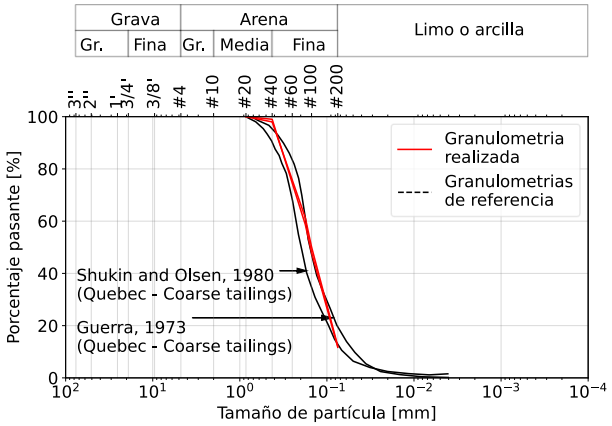


Figura 7: Granulometría de la muestra analizada, junto con las indicadas por Vick (1990) para relaves de taconica sometidos al proceso de concentración.

4.2 Ensayos triaxiales

Las muestras fueron preparadas utilizando el método de compactación Moist tamping, con un contenido de humedad del 5%, y fueron dispuestas en 6 capas.

Se realizaron 5 ensayos triaxiales a distintas presiones de confinamiento (σ_c') y relaciones de vacíos iniciales (e_i). La Tabla 2 indica los valores característicos iniciales de cada ensayo y la Figura 11 muestra los resultados. Se remarca que las mediciones obtenidas luego de presentarse un plano de falla definido, si hubiere, se encuentran graficadas con línea punteada.

Tabla 2: Características iniciales de los ensayos triaxiales realizados. σ_c': presión de confinamiento, e_i: relación de vacíos inicial, e_c: relación de vacíos al final de la etapa de consolidación.

Nombre	Tipo	σ_c'	e_i	e_c
TRX1	CIDC	300	0.85	0.70
TRX2	CIUC	400	0.85	0.73
TRX3	CIUC	100	0.95	0.82
TRX4	CIUC	200	0.95	0.84
TRX5	CIUC	300	0.95	0.85

Todas las muestras presentaron un leve incremento de carga al comienzo del ensayo, producido por el acomodamiento del pistón en el cabezal de la muestra. Las curvas tensión desviadora – deformación axil presentadas en la Figura 11 fueron desplazadas de manera de coincidir el valor nulo con la deformación medida luego del error de asiento entre el cabezal y el pistón.

El ángulo de fricción interna obtenido es $\phi_{cv} = 34°$, siendo consistente con el $\phi_{cv} = 33°$ indicado por Bolton (1989) para relaves mineros compuestos mayormente por cuarzo.

La muestra TRX 1 fue sometida a un ensayo consolidado drenado y presentó un plano de falla definido, inesperado para una muestra suelta. Se presume que este plano de falla fue ocasionado por las restricciones impuestas por el cabezal de la muestra y por la falta de lubricación.

La muestra TRX 2 se trata de una muestra levemente densa. Al acercarse al estado crítico, presenta un aumento de la resistencia debido a que tiende a dilatar, pero al ser un ensayo no drenado, no puede variar su volumen, por lo tanto, la presión de poros disminuye. Una vez que alcanza el estado tensional crítico, se materializa un plano de falla.

Las muestras TRX 3, TRX 4 y TRX 5 corresponden a muestras sueltas. En las tres se observa un ablandamiento del material similar, permitiendo definir una línea de inestabilidad IL en el plano $p' - q$, uniendo las resistencias máximas. Esta línea de inestabilidad puede representarse con un ángulo de fricción de $\phi_{IL} = 24°$. Una vez que las trayectorias de tensiones alcanzan la línea de inestabilidad, las muestras colapsan. Para un aumento de la deformación axil, la presión promedio efectiva y la tensión desviadora se reducen. La Tabla 3 muestra las resistencias al corte no drenado pico y residual, normalizadas por la tensión efectiva vertical inicial. La relación de resistencia no

drenada pico ronda los $0.26 - 0.38$, mientras que la residual los $0.05 - 0.11$.

Tabla 3: Resistencias al corte no drenado pico y residuales calculadas para los ensayos triaxiales que presentaron licuación.

Parámetro	TRX3	TRX4	TRX5
$s_{u,pico}/\sigma'_{v0}$	0.38	0.26	0.27
$s_{u,res}/\sigma'_{v0}$	0.11	0.087	0.050

4.2.1 Medición de relación de vacíos por congelamiento

Un desafío importante en los ensayos triaxiales sobre muestras arenosas y con poco contenido de finos es la medición de la relación de vacíos al final del ensayo. Este parámetro puede calcularse utilizando la humedad gravimétrica (ω) y la gravedad específica (G_s), bajo la hipótesis de que la muestra está saturada:

$$e_f = \omega \cdot G_s \quad \textbf{(1)}$$

Sin embargo, las muestras de este tipo de suelo no retienen el agua contenida en sus poros el tiempo necesario para desmontarla del equipo y trasladarla a una balanza para medir su peso. Mas aún, aquellas muestras que además son sueltas, fácilmente se desmoronan durante el desmontaje. Estas circunstancias conllevan a una medición errónea de la humedad gravimétrica y, consecuentemente de la relación de vacíos. Por este motivo, Castro (1969) desarrolló una técnica de medición de la humedad gravimétrica a partir del congelamiento de la muestra. Esta consiste en realizar las siguientes tareas una vez terminado el ensayo:



Figura 9: Muestras congeladas.

i. Retirar la cámara de la prensa y desconfinar la muestra considerando siempre una presión de cámara mayor a la contrapresión aplicada.
ii. Cerrar las válvulas conectadas a las líneas de contrapresión y medición de presión de poros y retirar el agua de la cámara.
iii. Retirar todos los instrumentos de medición que puedan ser dañados por el congelamiento, como transductores de presión de poros o instrumentos de medición localizada.
iv. Congelar la muestra y la base de la cámara durante 3 horas a una temperatura mínima de -4 °C. De esta manera, se garantiza que toda el agua contenida en la muestra se encuentra en estado sólido.

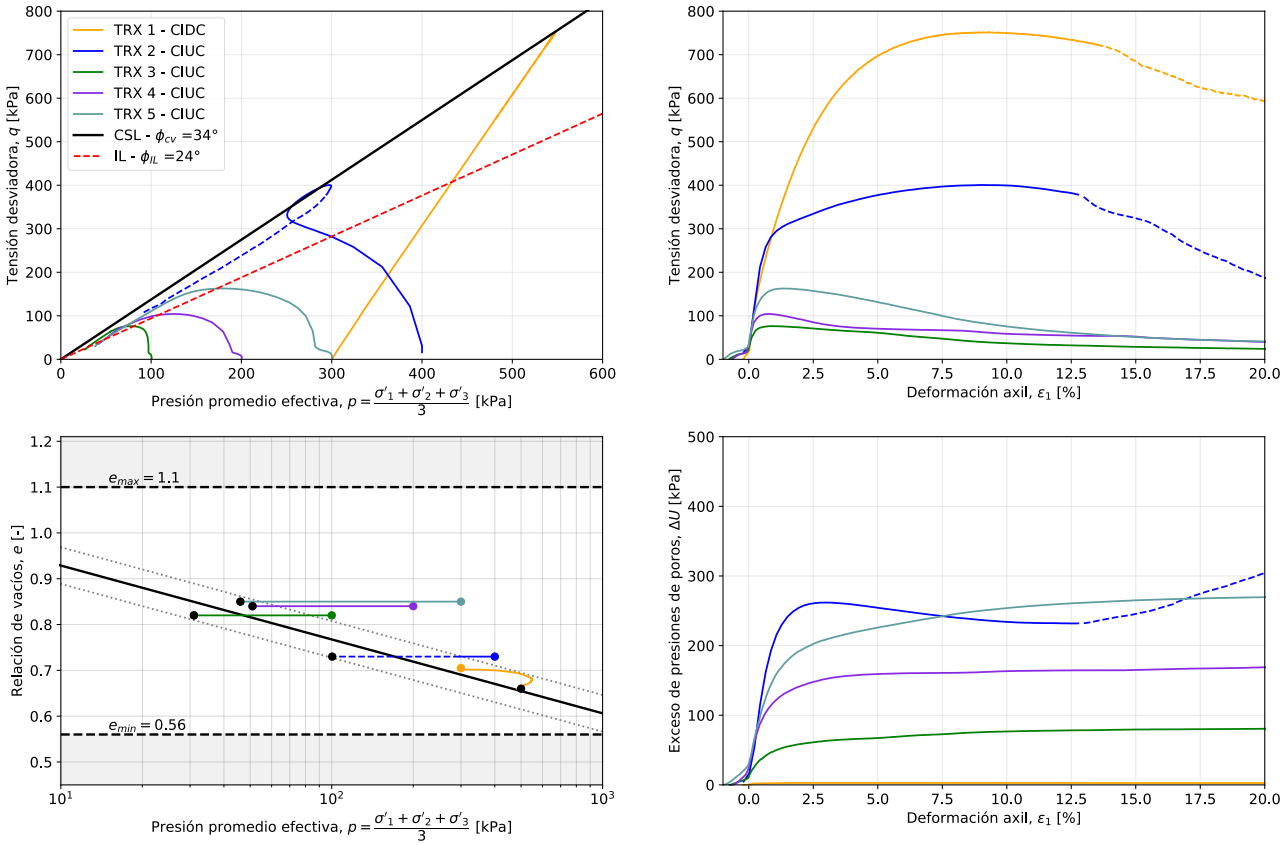


Figura 8: Ensayos CRS realizados.

v. Retirar la muestra de la cámara y desmontarla, quitándole la membrana, el cabezal superior, las piedras porosas y los papeles filtro.
vi. Medir el peso húmedo instantáneamente y el peso seco luego de 24 horas de secado a estufa. Determinar posteriormente la humedad.

La Figura 9 muestra dos especímenes congelados. Las relaciones de vacíos finales indicadas en el gráfico $e - log\ p'$ de la Figura 9 fueron calculadas utilizando esta técnica.

4.3 Ensayos CRS

Se realizaron dos ensayos de velocidad de deformación controlada CRS con relaciones de vacíos iniciales de $e_0 = 0.82$ y $e_0 = 1.06$ con el fin de evaluar si se produce rotura de partículas en la muestra. La Figura **10**10 muestra las trayectorias medidas, junto con el estado crítico (CSL) interpretado a partir de los ensayos triaxiales. Se observa que el material no tiene una única línea de compresión y que su comportamiento dependerá de la relación de vacíos inicial (comportamiento típico de arenas).

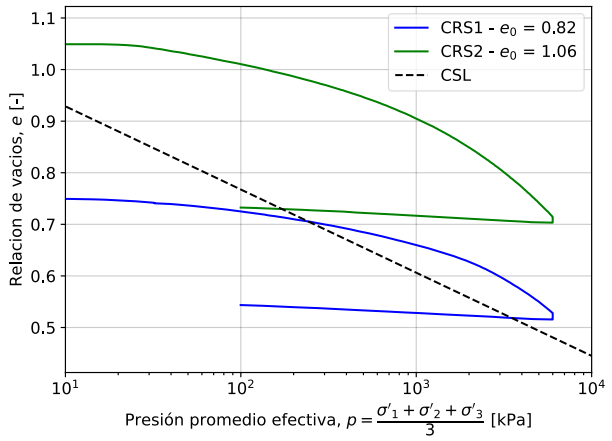


Figura 10: Ensayos CRS realizados.

Las dos muestras fueron sometidas a presiones verticales de $6000\ kPa$ considerando un comportamiento edométrico, y a una velocidad de deformación de $0.05\ mm/min$. Una vez alcanzado este valor, se realiza la descarga a la misma velocidad hasta una presión vertical de $100\ kPa$.

La Figura muestra las curvas granulométricas de las muestras antes y después de haber realizado los ensayos CRS. Se puede observar que prácticamente son idénticas, y por lo tanto se puede concluir que no hay rotura de partículas aparente.

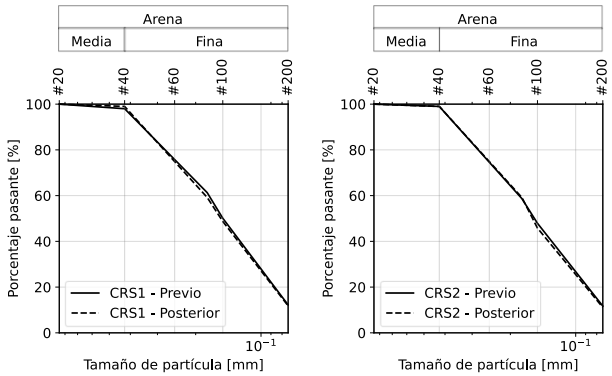


Figura 11: Curvas granulométricas antes y después del ensayo CRS.

5 CALIBRACIÓN DEL MODELO NORSAND

El modelo NorSand es un modelo constitutivo de estado crítico reconocido en la industria y frecuentemente utilizado para simular la licuación estática en relaves mineros (Jefferies, 1993).

5.1 Calibración

Se realizó una calibración del modelo constitutivo utilizando la herramienta SoilTest de Plaxis® con el fin de poder representar el comportamiento del material en un software de cálculo comúnmente utilizado en la industria.

La Tabla 4 muestra los parámetros utilizados y la Figura 10 muestra las simulaciones realizadas para cada ensayo triaxial. Los parámetros Γ y λ_e fueron ajustados a partir de la línea de estado crítico en el plano $e - \log p'$, obtenida de las relaciones de vacíos medidas con la técnica de congelamiento al final de cada ensayo. El parámetro M_{tc} fue definido del ajuste realizado en el plano $p' - q$ para los ensayos TRX1 y TRX2.

Para poder perfeccionar la calibración, se desarrolló un código con el lenguaje Python para proceder de manera iterativa y más eficiente. Este código se vincula con la herramienta SoilTest, y permite cargar las características de cada ensayo a simular, entre ellas: la deformación máxima alcanzada, la relación de vacíos inicial, la condición drenada o no drenada y la presión de confinamiento.

Los parámetros obtenidos son consistentes con los informados por Jefferies (2016) para relaves mineros.

Tabla 4: Parámetros de NorSand utilizados.

Parámetro	Valor
Módulo de rigidez de referencia, G_{ref}	15000
Coeficiente de Janbu, n_G	0.5
Coeficiente de Poisson, ν	0.2
Ordenada de la CSL en $e - \log p'$, Γ	1.09
Pendiente de la CSL en $e - \log p'$, λ_e	0.069
Pendiente de la CSL en $p' - q$, M_{tc}	1.35
Parámetro de la regla de Nova, N	0.2
Parámetro límite de dilatancia, χ_{tc}	3
Parám. endurecimiento plástico H_0	85
Parám. endurecimiento plástico H_ψ	100
Relación de sobreconsolidación, R	1
Parámetro de ablandamiento, S	0

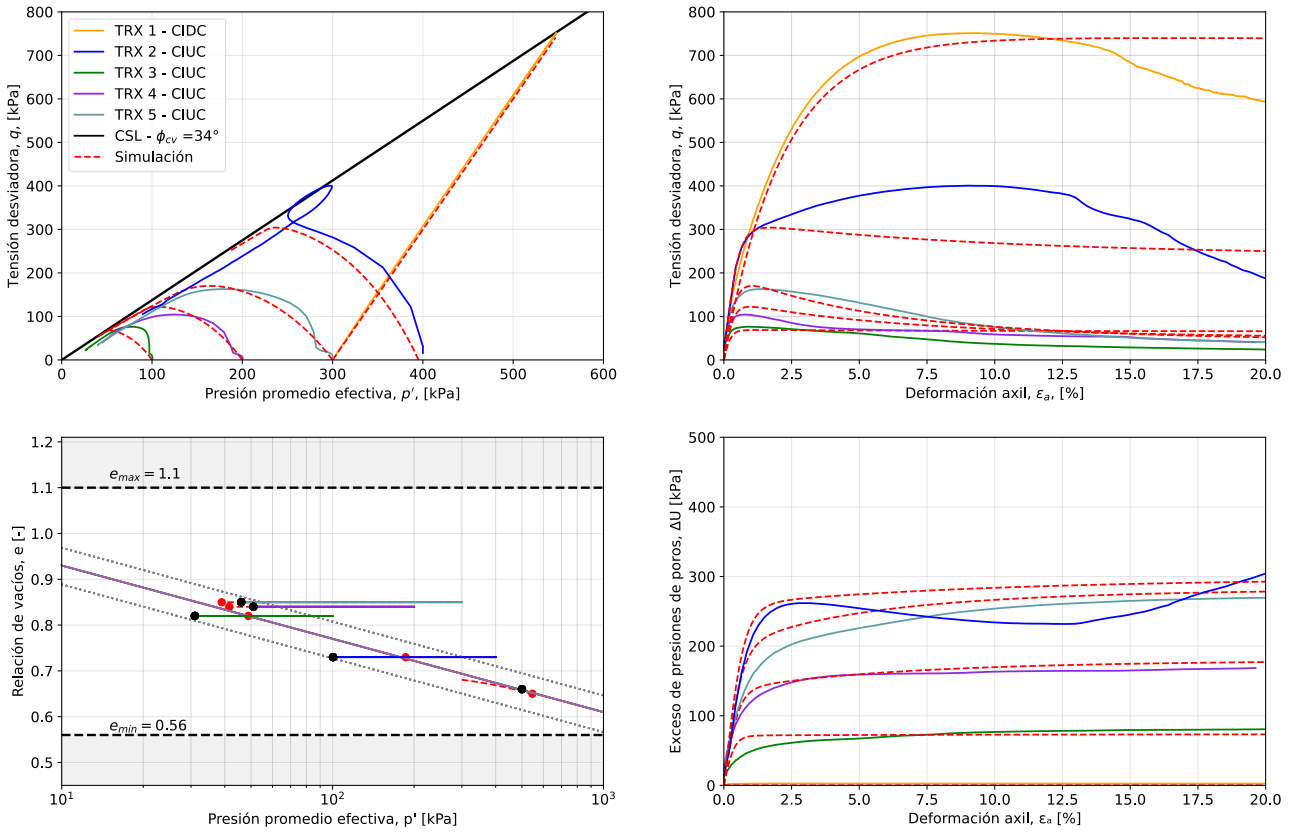


Figura 10: Simulaciones realizadas con NorSand en los ensayos triaxiales

6 CONCLUSIONES

Se realizó una caracterización mecánica de un relave minero producido por la extracción hierro. Este relave se compone principalmente de los minerales cuarzo, magnetita y hematita, y presenta una granulometría y una gravedad específica similar a las informadas en la bibliografía.

La caracterización mecánica incluyó: 1 ensayo triaxial CIDC, 4 ensayos triaxiales CIUC y dos ensayos CRS. Los ensayos muestran un ángulo de fricción a volumen constante de $\phi_{cv} = 34º$, lo cual resultó ser un valor esperable según la bibliografía para este tipo de relaves mineros. Gracias al desarrollo de ensayos no drenados sobre muestras sueltas, se pudo obtener la línea de inestabilidad IL, la cual muestra un ángulo de 24º, muy por debajo del ángulo de la CSL.

Fue indispensable tener un especial cuidado en la medición de la relación de vacíos al final de cada ensayo. Todas las muestras fueron congeladas utilizando la técnica explicada por Castro (1969), con el objetivo de no perder agua durante el desmontaje de la muestra, y reducir así el error causado en la medición de la humedad gravimétrica final, y consecuentemente en la relación de vacíos.

Los ensayos CRS realizados alcanzaron los $6\,MPa$ de carga máxima. Para cada uno de ellos, se realizó una granulometría de la muestra antes y después de realizar el ensayo, y no se observó un cambio destacable. Esto permite concluir que no existe una rotura de las partículas del relave en el rango de presiones utilizados.

Se calibró el modelo constitutivo NorSand utilizando la herramienta SoilTest de Plaxis® con los resultados de los ensayos triaxiales obtenidos. Los parámetros adoptados coinciden con los valores típicos de relaves mineros de arena propuestos en la bibliografía. Este modelo representó satisfactoriamente el comportamiento medido en distintos tipos de ensayos triaxiales y a distintas relaciones de vacíos, a excepción de la TRX 2, donde no se logra reflejar la dilatancia al acercarse al estado crítico.

7 REFERENCIAS

Been K. (2016) *Characterizing mine tailings for geotechnical design*. Proc. of the 5th international conference on geotechnical and geophysical characterisation (1), 41-55.

Bentley (2023) *Plaxis 2D – General information manual*. Bentley® Bentley.com.

Bolton M. (1986) *The strength and dilatancy of sands*. Géotechnique (36), 65-78.

Casagrande, A. (1976) Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review. Harvard University, Cambridge.

Castro, G. (1969) PhD Thesis - *Liquefaction of sands*. Harvard University, Cambridge.

Fourie A. B., Blight G. E. and Papageorgiou G. (2001) *Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure*. Canadian Geotechnical Journal (38), 707-719.

Guerra F. (1973) *Characteristics of Tailings from a Soils Engineer's Viewpoint*. Int. Tailing Symposium, 102-137.

Guerra F. (1979) *Controlling the Phreatic Surface*. Proc. 2nd Int. Tailing Symp, 292-326.

Jefferies, M. (1993) *NorSand: A simple critical state model for sand – A.* Géotechnique (43) 892-906.

Jefferies B. and Been K. (2016) *Soil liquefaction – A critical state approach*. CRC Press, New York.

Klohn, E. (1979) *Taconite Tailings Disposal Practices*. Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal ASCE, 202-241.

Mitchell J. and Soga K. (2005) *Fundamentals of Soil Behavior 3rd edition*. John Wiley & Sons, New Jersey.

Pestana J. and Whittle A. (1995) *Compression model for cohesionless soils.* Géotechnique (45), 611-631.

Sadrekarimi A. and Riveros G. A. (2020) *Static liquefaction analysis of the Fundao Dam failure*. Geotech. Geol. Eng. (38), 6431-6446.

Shukin W. and Olsen M. (1980) *Quebec Cartier – Mount Wright Tailings Disposal*. Proc. Symp. On Design and Construction of Tailings Dams (38), 11-118.

Vick, S. (1990) *Planning, Design and Analysis of Tailings Dam*. John Wiliey & Sons, New York.

Estudio preliminar de mezclas de suelo-cemento para la elaboración de Bloques de Tierra Comprimida (BTC) en la localidad de Andacollo (Neuquén)

Preliminar study of soil-cement mixtures production of compressed earth blocks (CEB) on Andacollo (Neuquén)

Matías Andrés Mogni, Mauro Codevilla & Carolina P. Taboada
Universidad de Buenos Aires, Av. Gral. Las Heras 2214, Buenos Aires, Argentina., mmogni@fi.uba.ar

Sandra Orlandi
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco Comodoro Rivadavia, Chubut

RESUMEN: Los Bloques de Tierra Comprimida (BTC) son mampuestos elaborados mediante la compactación estática de suelos para los que frecuentemente es necesario el agregado de un estabilizante volumétrico, como la cal o el cemento. Estos elementos constituyen un nuevo paradigma en la construcción de viviendas sostenibles e incorporan numerosos beneficios, tales como su rápida ejecución, bajo costo y menor impacto ambiental. Se trabajó con una mezcla inicial compuesta por dos suelos pertenecientes a la localidad de Andacollo (Neuquén) y sobre la misma se efectuaron tres grupos de nuevas mezclas con incorporación de cemento al 2,5, 5,0 y 7,5 %. La selección de la mezcla inicial fue determinada en base a los resultados de una caracterización física (granulometría, límites de Atterberg, Proctor estándar, entre otros). Para los grupos de nuevas mezclas se evaluó su desempeño preliminar con ensayos de compresión no confinada. Se presentan los cambios de comportamiento en los grupos de mezclas en función de la cantidad de cemento incorporado, el tiempo de curado y el valor de succión mátrica inicial. Finalmente, el estudio realizado permitió validar la adición de cemento con el propósito de obtener una mezcla óptima para futuros ensayos de aptitud en BTC.

ABSTRACT: Compressed Earth Blocks (CEB) are masonry units made through the static compaction of soils, often requiring the addition of a volumetric stabilizer such as lime or cement. These elements represent a new paradigm in sustainable housing construction and offer numerous benefits, including fast execution, low cost, and reduced environmental impact. The research involved working with an initial mixture composed of two local soils from Andacollo (Neuquén), and three groups of new mixtures were fabricated with cement addition at 2,5, 5,0 and 7,5 %. The selection of the initial mixture was based on the results of physical characterization tests (particle size analysis, Atterberg limits, standard Proctor test, among others). The preliminary performance of the new mixture groups was evaluated using unconfined compression tests. The article presents the changes in the behavior of the mixture groups based on the amount of incorporated cement, curing time and initial matric suction value. Finally, the research lead to validated cement addition to improve an optimal mixture which are going to evaluate by quality control test on CEB.

PALABRAS CLAVE: BTC – sostenible – suelo-cemento – succión mátrica – compresión no confinada

KEYWORDS: CEB – sustainability – soil-cement – matric suction – unconfined compression strength

1 INTRODUCCIÓN

La construcción de viviendas y estructuras de fortificación utilizando tierra como material es una práctica ancestral, realizada por diferentes civilizaciones y en casi todas las latitudes. Prefabricar elementos de dimensiones y formas determinadas para luego colocarlas apiladas una sobre otra de forma que queden trabadas, fue una mejora tecnológica que se dio también en varios puntos del planeta, surgiendo así las soluciones de mampuestos. Entre los elementos que conforman el suelo, lo suelos finos con predominio de minerales de arcilla cumplen el rol de aglutinante, confiriendo a las piezas su forma, resistencia y rigidez, la cual se puede ver fuertemente reducida frente al incremento de humedad del elemento. La cocción de estos mampuestos, obteniendo materiales cerámicos, dio solución al problema expuesto anteriormente.

Existen condiciones climáticas y de borde para las cuales el cocer la pieza representaría una instancia innecesaria o evitable. Surge entonces el Bloque de Tierra Comprimida (BTC) que es un mampuesto de suelo sin cocer, que se obtiene de la compresión de suelo húmedo en un molde y posterior secado al aire. En la Figura 1 se presenta una imagen del material descripto. En lo que respecta a cosnstrucciones masivas, un muro realizado con estos bloques debe encontrarse protegido de humedad por la acción directa de la lluvia, el salpicado y la ascensión capilar.

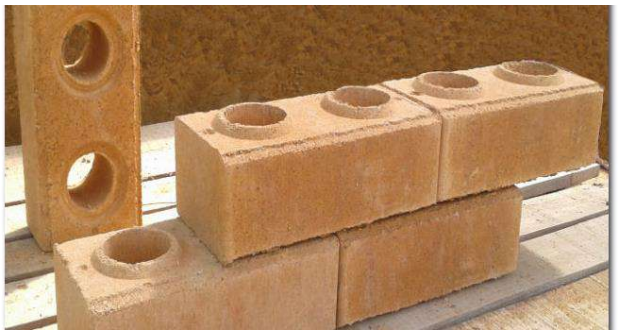


Figura 1. Bloque de tierra comprimida (BTC) 25 cm x 12,5 x 6,5cm medida estandar

Es posible utilizar el suelo natural del sitio donde se realizará la obra, previamente dosificado en peso o volumen. Sin embargo, es frecuente que las características y cantidades de lo suelos presentes no sean suficientes para obtener bloques que cumplan con los requerimientos de un muro. En estos casos es posible la incorporación de estabilizantes hidráulicos, cal o cemento portland, que aumentan la resistencia a la compresión y abrasión de los bloques y controlan el cuadro de fisuración de su estructura. En estos casos, es importante que las cantidades de estabilizante sean las menores posibles, debido a las emisiones

relacionadas con su producción y que inhabilitan la posibilidad de reutilización del material.

Por otra parte, la constitución de la matriz microporosa del suelo da como resultado condiciones higrotérmicas confortables en los interiores de las construcciones. Junto con un adecuado diseño bioclimático, logra mantener temperaturas y niveles de humedad relativa confortables y estables.

Las ventajas generales del BTC, se podrían resumir en: i) utilización de materiales locales de bajo costo de transporte y fácil acceso, ii) menor impacto ambiental por su conformación, sin necesidad de cocción, iii) producción escalable a nivel industrial, iv) condiciones higrotérmicas confortables en interiores.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 *Materiales utilizados*

2.1.1 *Suelos naturales*

Los dos materiales naturales utilizados fueron extraídos en cercanías de la localidad de Andacollo, departamento Minas, provincia de Neuquén (Figura 2). En la Tabla 1 se resumen alguna de las propiedades físicas utilizadas para el trabajo y las normas ASTM utilizada para cada uno de los ensayos. En términos generales, el suelo "A" es una arena limosa de plasticidad nula y el suelo "B" es un limo de baja plasticidad (ML) según el Sistema Unificado de Clasificación (USCS).



Figura 2. Sitios de extracción (Neuquén, Argentina).

Tabla 1. Materiales utilizados. Propiedades físicas.

Parámetro I Material	*A*	*B*	*ASTM*
USCS	SM	ML	D 2487
#200 (%)	35	55	D 1140
LL – LP (%)	S/D	32 - 24	D 4318
S_s (m^2/gr)	32	60	-
G_s (-)	2,55	2,6	D 854
γ_{opt} (kN/m^3)	15,9	15,5	D 698
ω_{opt} (%)	20	21,6	D 698

2.1.2 *Aditivo incorporado*

El aditivo incorporado en las mezclas fue cemento Portland normal (CPN40) de resistencia característica $\sigma'_{bk} = 40\ MPa$.

2.2 *Métodos*

2.2.1 *Mezcla de suelos naturales adoptada*

La distribución de tamaño de partículas que proponen las normas para la fabricación de los BTC presenta un rango muy amplio en la cual pueden variar mucho las mezclas. Esto afecta directamente en el comportamiento de los mampuestos, ya que varía la densidad y compacidad de los mismos, dando como resultado BTC más heterogéneos y de menor resistencia. La manera en la que se suele corregir esto es aumentando la incorporación del aditivo o estabilizante, generando un mayor impacto y costo

Una manera sencilla de reducir al mínimo la incorporación de aditivo es mediante la ejecución de un control granulométrico, el cual consiste en generar la curva granulométrica "óptima" que permita minimizar los vacíos intergranulares a través de la combinación de las partículas de diferentes tamaños. Con este procedimiento se demuestra un notable mejoramiento en el comportamiento del suelo natural como bloque comprimido (Guillén et al 2021).

Por otro lado, como aspecto negativo de realizar un ajuste granulométrico exacto, es el de generar un residuo con la porción del agregado que no se utilizaría, generando mayores costos al tener que extraer más cantidad de suelo. De esta manera, se buscó una mezcla que minimice los vacíos intergranulares utilizando el total de ambas muestras, combinando sus respectivas curvas granulométricas.

Esto se logró mezclando en etapas el suelo B (que posee las partículas más pequeñas) a un volumen fijo de la muestra de suelo A (que posee las partículas más grandes). En cada etapa se pesó dicho volumen de suelo, el cual se fue aumentando hasta llegar a un máximo de densidad y mínimo de vacíos intergranulares. De esta manera, el valor máximo se obtuvo en una proporción de 65 % del suelo A y un 35 % del suelo B.

2.2.2 *Selección de cantidad de aditivo incorporado*

En las normas internacionales de BTC no se especifica una cantidad de aditivo que se deba utilizar para la fabricación, ni tampoco se exige su utilización, pero si debe cumplir con los requisitos mínimos de resistencia a compresión simple.

Argentina no cuenta con reglamentos o normas técnicas específicos para la construcción con mampuestos de tierra cruda, sin embargo en el reglamento de la construcción CIRSOC 201 se establece que, *"podrán ejecutarse muros con materiales distintos a los especificados en el Capítulo II (ladrillos cerámicos macizos o huecos y bloques de hormigón) siempre y cuando estos nuevos materiales cumplan como mínimo con los requisitos establecidos para los materiales o componentes especificados por dichos reglamentos".* De esta manera, se tomaron como valores de referencia la resistencia a compresión que exige la norma IRAM para ladrillo de cerramiento (1,5 MPa) y para ladrillo portante (4 MPa) (Cabrera 2020).

Con el objetivo de conseguir el mínimo porcentaje de aditivo que cumpliese dicha norma, los porcentajes de adición de CPN40 utilizados fueron 2,5 – 5,0 – 7,5% en peso. También se confeccionaron mezclas sin incorporación de aditivo (0 %) a los efectos de utilizarla como "blanco" o patrón de referencia para cuantificar los cambios de comportamiento esperados.

2.2.3 *Armado de muestras*

Para el armado de muestras se utilizó un molde bipartido de 100 mm de alto por 50 mm de diámetro, con utilización de material previamente secado a horno y fraccionado por el tamiz #4. Se fijó como densidad objetivo el 100 % de la densidad seca máxima obtenida del ensayo Proctor estándar y su correspondiente valor de humedad óptima.

Conocido el volumen de la probeta, se obtuvo el peso seco exacto a incorporar y posteriormente se determinó en forma gravimétrica las cantidades de CPN40 a incorporar en base a los porcentajes de adición previamente establecidos. La mezcla del suelo natural y el CPN40 se efectuó en forma manual y en seco hasta lograr un aspecto uniforme. Posteriormente se hidrató la mezcla mediante empleo de agua destilada previamente calculado para condición de humedad óptima hasta lograr homogeneidad. Se efectuó la confección de la probeta mediante compactación manual en marco de reacción en 5 capas homogéneas. En forma inmediata, se procedió al desmolde y protección con abundante papel film para evitar pérdidas de humedad. En la Figura 3 se muestra una probeta recién desmoldada.



Figura 3. Muestra terminada. Compactación estática por capas.

Se establecieron como parte del análisis 2 tiempos de curado en cámara húmeda de 7 y 14 días (7d y 14d) y 4 estados de humedad previo a la rotura: i) saturación total (SAT, inmersión a 24 hs), ii) sin secado al aire posterior a curado (S 0h), iii) secado al aire a 24 hs posterior a curado (S 24h), iv) secado al aire a 96 hs posterior a curado (S 96h). Considerando estas variantes de armado en condición de duplicado, el total de muestras fabricadas y ensayadas alcanzó un total de 64. En la Tabla 2 se presenta el resumen de todas las muestras fabricadas con la nomenclatura adoptada.

Tabla 2. Grupo de muestras armadas en función de % CPN40 (0% a 7.5 %), tiempo de curado y condición de secado posterior.

Grupo	*Descripción*	*Cantidad*
7d - SAT	curado 7 dias, saturada	4x2=8
7d – S 0h	curado 7 dias, sin secado	4x2=8
7d – S 24h	curado 7 dias, secado 24h	4x2=8
7d – S 96h	curado 7 dias, secado 96h	4x2=8
14d - SAT	curado 14 dias, saturada	4x2=8
14d – S 0h	curado 14 dias, sin secado	4x2=8
14d – S 24h	curado 14 dias, secado 24h	4x2=8
14d – S 96h	curado 14 dias, secado 96h	4x2=8
TOTAL		32x2=64

2.3 *Ensayos en compresión no confinada*

Una vez finalizado el curado de las muestras, se efectuó la condición de secado correspondiente a cada grupo de muestras. La Figura 4 corresponde al grupo de muestras en saturación total (7d - SAT y 14d - SAT) y la Figura 5 corresponde al grupo de muestras con 24 hs de secado posterior a curado (7d – S24h y 14d – S24h).

Previo al ensayo se tomaron las dimensieons y peso de cada probeta y luego se efectuó el ensayo de compresión simple a deformación controlada (1,0 mm/min) obteniendo datos de la deformación externa y carga axial en tiempo real hasta alcanzar la rotura. En la Figura 6 se muestra el patrón de rotura de tres probetas ensayadas con 7 días de curado y 24 hs de secado previo al aire.



Figura 4. Probetas sumergidas 24 hs en agua (7d-SAT y 14d-SAT).



Figura 5. Probetas con 24 hs secado al aire (7d – S 24h y 14d – S 24h).



Figura 6. Patrones de rotura en probetas con 7 días de curado y 24 hs de secado post curado (7d – S 24h).

2.4 *Ensayo de succión matrica (mezcla c= 0%)*

Teniendo en cuenta los diferentes tiempos de secado posterior al curado, se determinó la curva de retención característica de la mezcla sin incorporación del cemento (0 %) mediante técnica de papel de filtro (ASTM D 5298) a los efectos de evaluar cambios del comportamiento del material en función del valor de succión mátrica.

Para el armado de muestras se fabricaron pastillas de 20 mm de altura y 101 mm de diámetro con utilización de material previamente secado a horno y fraccionado por el tamiz #4. Se fijó como densidad y humedad objetivo los mismos valores que las muestras de compresión simple.

Se colocó el papel filtro calibrado (Whatman Nº42) entre las pastillas, para obtener el valor de succión mátrica y el superior

para obtener la succión total. Luego de una semana en cámara con control higrotérmico, se determinó la humedad de los papeles filtro calibrados mediante empleo de balanza de resolución 0.0001 gr. En la Figura 7 se muestra el armado final de una muestra.



Figura 7. Confección de muestras para la medición de succión matrica.

3 RESULTADOS

3.1 *Síntesis de resultados de pruebas UCS*

En la Tabla 2 se presentan todos los resultados obtenidos, en donde ω_f es la humedad final previa al ensayo, ϵ_{1f} es la deformación axial en falla, UCS es la resistencia a la compresión simple (promedio de ensayos por duplicado) y E_{10} es el módulo secante correspondiente al 10% del valor de carga máxima.

Tabla 2. Ensayos UCS. Síntesis de resultados.

Condición muestra		Cemento	wf	ε1f	UCS	E10
			%	%	Mpa	MPa
curado 7d	Saturadas 24 hs (SAT)	0,0%	N/D	N/D	N/D	N/D
		2,5%	20,5%	0,3%	0,12	N/D
		5,0%	18,5%	1,5%	1,75	387
		7,5%	18,6%	1,2%	2,84	570
	Sin secado (S-0h)	0,0%	19,2%	2,3%	0,14	201
		2,5%	19,8%	2,2%	0,20	121
		5,0%	20,0%	2,1%	1,58	250
		7,5%	18,4%	1,5%	3,26	711
	Secado 24 hs (S-24h)	0,0%	8,4%	1,8%	1,02	377
		2,5%	6,5%	1,7%	1,18	332
		5,0%	8,3%	2,0%	2,99	470
		7,5%	9,3%	2,0%	4,76	696
	Secado 96 hs (S-96h)	0,0%	3,0%	2%	1,93	479
		2,5%	4,6%	1,9%	1,56	248
		5,0%	4,7%	2,1%	2,50	454
		7,5%	5,8%	2,2%	5,42	757
curado 14d	Saturadas 24 hs (SAT)	0,0%	N/D	N/D	N/D	N/D
		2,5%	20,4%	1,9%	0,14	167
		5,0%	19,8%	1,9%	1,55	236
		7,5%	19,7%	1,8%	3,15	493
	Sin secado (S-0h)	0,0%	19,2%	2,5%	0,20	75
		2,5%	19,8%	1,7%	0,37	237
		5,0%	20,0%	2,0%	2,16	378
		7,5%	18,4%	1,4%	4,52	602
	Secado 24 hs (S-24h)	0,0%	9,6%	1,8%	0,95	333
		2,5%	10,2%	2,2%	0,86	251
		5,0%	11,7%	2,2%	2,67	387
		7,5%	10,3%	2,1%	4,59	817
	Secado 96 hs (S-96h)	0,0%	3,0%	1,7%	1,99	545
		2,5%	4,6%	1,7%	2,01	578
		5,0%	4,7%	1,8%	3,19	588
		7,5%	5,8%	1,9%	5,14	792

3.2 *Edad de curado 7 días*

En la Figura 8 se muestra los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de las probetas que tuvieron 7 días de curado, en este se grafica la resistencia a la compresión en función del porcentaje de cemento y la variación del tiempo de secado post curado. En el Figura 9 se observa como la variación de resistencia en un mismo porcentaje de cemento por la variación del tiempo de secado post curado. En la Figura 10 se observa la variación de resistencia en función del porcentaje de cemento para un mismo tiempo de secado post curado.

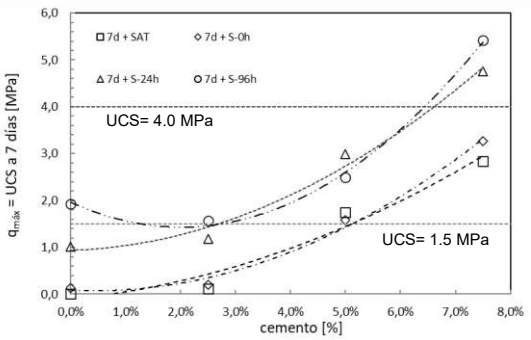


Figura 8. Resultados con 7 días de curado.

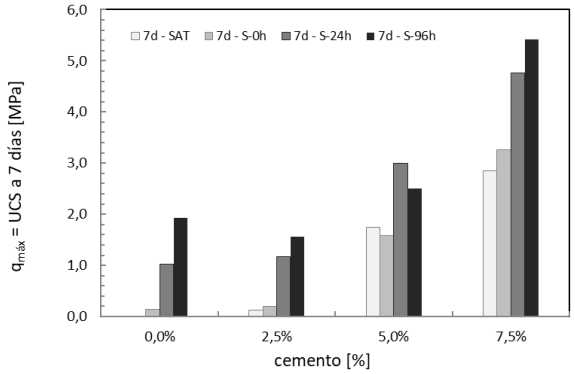


Figura 9. UCS 7d en función del % cemento.

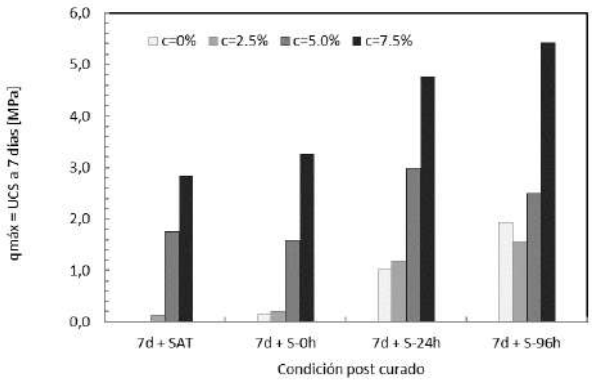


Figura 10. UCS 7d en función del incremento de secado post curado.

3.3 *Edad de curado 14 días*

En la Figura 11 se presentan los resultados de la resistencia a compresión de las probetas que tuvieron 14 días de curado en cámara húmeda. En la Figura 12 se observa como varia la resistencia en un mismo porcentaje de cemento a mayor tiempo de secado post curado. En la Figura 13 se observa como varia la resistencia para un mismo tiempo de post curado a mayor contenido de cemento.

3.4 *Curva de retención característica (mezcla 0% c)*

En la Figura 14 se presentan los resultados de la curva de retención característica para la mezcla sin adición de cemento. Se obtuvieron valores de succión de entrada de aire $S_{ae}\sim 5\ kPa$, el parámetro de distribución poral $\lambda\sim 0.50$ y el grado de saturación residual $S_{res}\sim 37\ \%$ en correspondencia el ajuste experimental propuesto en el modelo de van Genuchten (van Genuchten 1980) y adaptado los parámetros de entrada del modelo de Brooks & Corey (Brooks & Corey 1966).

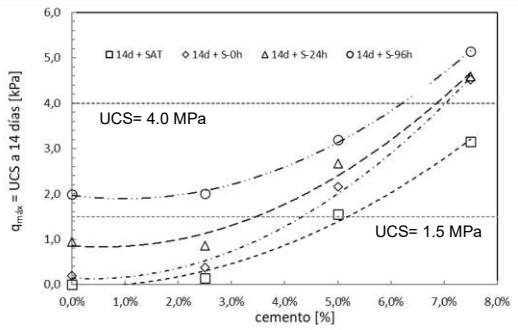


Figura 11. Resultados con 14 días de curado.

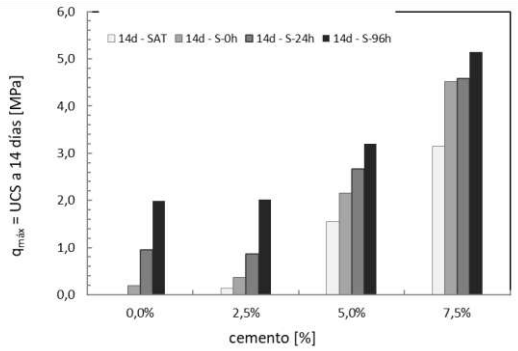


Figura 12. UCS 14d en función del % cemento.

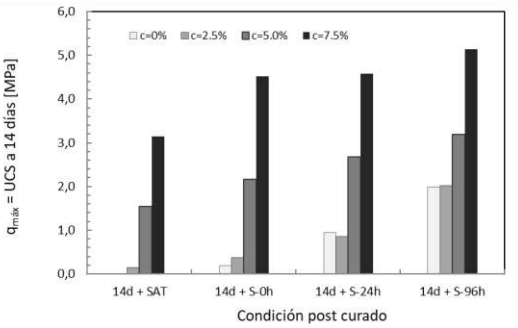


Figura 13. UCS 14d en función del incremento de secado post curado.

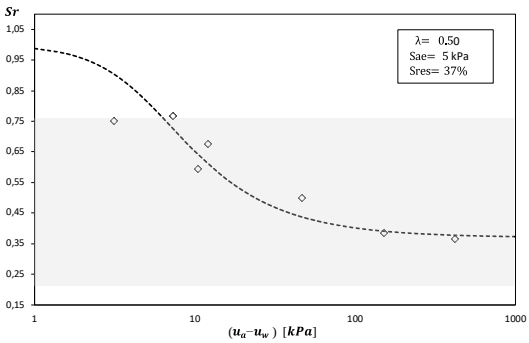


Figura 14. Curva de retención característica para mezcla de suelos A y B sin aporte de cemento (0 %).

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 *Incidencia del contenido de cemento en la variación de resistencia*

En las Figuras 9 y 12 se puede ver con mayor claridad la variación de la resistencia por la diferencia en contenido de cemento. Observando los resultados del grupo S-0h, en el cual el secado post curado es nulo (mínimo aporte de resistencia por succión mátrica), la resistencia de c=7,5% es el doble con respecto a c=5%, 16 veces con respecto a c=2,5% y 23 veces con respecto a c=0%. Estas diferencias se dan tanto para los 7 días de curado como para los 14. De esta manera, el incremento de resistencia a mayor contenido de cemento en la mezcla de suelo natural se fundamenta en la mayor cantidad de reacciones químicas que se producen entre ambos tipos de material, en lo que respecta a la formación del gel producto de la hidratación del cemento y posterior endurecimiento producto de la modificación del espesor de doble capa difusa (DDL), las reacciones puzolánicas y la cementación artificial.

4.2 *Incidencia del tiempo de curado en la variación de resistencia*

Comparando las Figuras 8 y 11 el incremento de la resistencia para las condiciones SAT y S-0h es entre el 20 y 40%, se evalúa en estas condiciones para nuevamente no tener influencia del secado post curado. Estos valores de mayor resistencia por mayor tiempo de curado se fundamentan por las mismas razones indicadas en el aparatado 4.1, para las cuales el paso del tiempo favorece el desarrollo de mayores reacciones químicas en el suelo-cemento.

En primera instancia se puede indicar que las tasas de incremento por adición de cemento han sido mayores en comparación con la duplicación del tiempo de curado (7d a 14d). No obstante, un mayor tiempo de curado podría modificar los valores de incremento obtenidos.

4.3 *Incidencia de la succión matrica en la variación de resistencia*

En las Figuras 10 y 13, se ve para cada uno de los porcentajes de cemento, la incidencia de la succión mátrica por mayor secado post curado. En el grupo del c=0% el único aporte de resistencia del material se debe a la succión mátrica. A medida que se incrementa el tiempo de secado, el contenido de humedad y grado de saturación de la muestra disminuyen y por consiguiente se incrementa el valor de succión mátrica tal como se observa en la Figura 14, llegando a alcanzar valores relevantes de succión (de hasta 500 kPa) para la condición de 96hs de secado (S 96h). Por otro lado, al someter a las muestras a un proceso de saturación a 24hs en las muestras sin adición de cemento (SAT c=0%), se incrementa el contenido de humedad y grado de saturación a valores tales que la succión cae fuertemente a valores por debajo de los 5 kPa (succión de entrada de aire) y por consiguiente la muestra pierde toda su resistencia y hasta inclusive su autosostenimiento, tal como se indica en la Figura 15, en la cual se indica en sombreado gris el rango de valores succión mátrica-grado de saturación por donde se ubican las muestras ensayadas a diferentes tiempo de secado post curado. Vale destacar que este análisis se pudo efectuar únicamente en la muestras sin adición de cemento por contar estas mismas con su curva de retención correspondiente. Por otro lado, no se evaluó en primera instancia si los mecanismos de hidratación del cemento también forman parte del mayor incremento de succión mátrica.



Figura 15. Probetas c=0% después de ser sumergidas 24 hs en agua.

Por último, en la Figura 12 se observa que pasados los 14 días de curado la ganancia de resistencia por incremento de succión mátrica deja de ser representativa con respecto a la ganancia por agregado de cemento, lo cual se fundamenta en el mayor desarrollo y evolución de las reacciones químicas de la interacción suelo-cemento indicado anteriormente.

5 CONCLUSIONES

Se efectuó un primer análisis de muestras de suelos naturales con incorporación de cemento para el desarrollo de BTC considerando exclusivamente el diseño por resistencia. Se obtuvieron resultados consistentes para la realización de los ladrillos. No obstante, ha quedado fuera del presente trabajo el desempeño de las mezclas en lo referente a el comportamiento abrasivo, la absorción por capilaridad, conductividad térmica, etc. como así también un análisis mas detallado de los mecanismos de interacción partículas-cemento-agua a nivel de microescala. Dichos parámetros son determinantes en la performance de un ladrillo para su uso como material de construcción. Estos resultados permitirán seleccionar que mezclas tienen un mejor desempeño para evaluarse en una etapa posterior.

En determinadas circunstancias la fabricación de BTC al pie de la obra con suelo de permite el reemplazo de los ladrillos cerámicos tradicionales, colaborando con el medio ambiente en lo que respecta a la reducción de las emisiones relacionadas con el transporte de la materia prima, la cocción y el posterior transporte de los ladrillos al sitio.

En casos en los que el transporte de materiales al sitio resulta un factor limitante, es posible utilizar los BTC como una solución a la construcción de refugios o viviendas. Basta con disponer de un simple equipamiento compuesto por una prensa de accionamiento manual, moldes y una cantidad de cemento necesaria, garantizando un sobrecimiento que no permita el ascenso capilar (por ejemplo de piedra), y una cubierta con suficiente alero, que no permita el paso de la lluvia, como es la enrramada, siendo estas últimas técnicas de utilización frecuente en la zona de Andacollo en donde se busca promover el desarrollo de construcción sustentable.

6 REFERENCIAS

Cabrera S., González A. y Rotondaro R. (2020). *Resistencia a compresión en Bloques de Tierra Comprimida. Comparación entre diferentes métodos de ensayo.* Informes de la Construcción, 72(560): e360. https://doi.org/10.3989/ic.70462.

Gallipoli D., Bruno A.W., Perlot C., Mendes J. (2017). *A geotechnical perspective of raw earth building.* Acta Geotécnica, 12(3): 463–478 http://dx.doi.org/10.1007/s11440-016-0521-1zzz

Guillén C., Vélez A., Guerrero A. y Ferrara F. (2021). *Optimización del proceso de elaboración de Bloques de Tierra Comprimida (BTC) mediante el control granulométrico de las partículas del Suelo* doi.org/10.21640/ns.v13i27.2891

Morel J.C., Pkla A., Walker P. (2007). *Compressive strength testing of compressed earth blocks,* Constr. Build. Mater. 21 (2) 303–309, https://doi.org/10.1016/ j.conbuildmat.2005.08.021.

Normativa internacional respecto al diseño y construcción de BTC.

Serie de normas *ASTM D698, D854, D1140, D2487, D4318 y D5298* https://www.astm.org.

Sitton J.D., Zeinali Y., Heidarian W.H. (2018). *Story, Effect of mix design on compressed earth block strength,* Constr. Build. Mater. 158 124-131. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.005

van Genuchten M.T. (1980), *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. 44 892–898.

Licuación de gravas: Implicancias en la seguridad de presas

Gravelly Soils Liquefaction: Implications on dams safety

Eduardo L. Martín, Luciano A. Oldecop & Francisco Zabala
Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi" (IDIA - UNSJ), Avda. Lib. Gral. San Martín Oeste 1290, San Juan, Argentina, e.martin@unsj.edu.ar

RESUMEN: La ocurrencia de licuación en arenas es muy frecuente en distintas partes del mundo, por lo que existen suficiente cantidad de datos y estudios para permitir el desarrollo de métodos empíricos relativamente confiables para la predicción del fenómeno. Pero el fenómeno de licuación no solo ocurre en los suelos arenosos. La experiencia ha demostrado que se puede observar licuación en suelos gravosos y gravas arenosas, si los depósitos se encuentran lo suficientemente sueltos para que el material tenga un comportamiento contractivo frente a solicitaciones cíclicas y/o grandes deformaciones o se impide el drenaje como, por ejemplo, en el caso de estratos finos intercalados. En este artículo se presentan algunos casos históricos de licuación de suelos gravosos a nivel mundial. Se resumen las causas principales de ocurrencia del fenómeno y también se comentan las limitaciones de los métodos empíricos actuales, desarrollados para evaluar el potencial de licuación en arenas, al momento de estudiar suelos gravosos. A modo de antecedentes, se muestran algunos ejemplos de cómo la licuación de la fundación afectó a presas de materiales sueltos durante el terremoto de Bhuj, en India, en al año 2001. Finalmente, se presenta el caso de la Presa Punta Negra, construida sobre el Río San Juan (2010 a 2016), en la provincia homónima, en la que debió adoptarse un criterio conservador para el aluvión de la fundación a causa de la incertidumbre respecto del potencial de licuación de los suelos gravosos, por la inexistencia de métodos suficientemente validados para evaluar el fenómeno.

ABSTRACT: Liquefaction of sands is very common all around the world, thus there are enough amount of data and studies to develop empiric methods that are relatively reliable to predict the phenomenon. But liquefaction is not limited exclusively to sands, Experience has shown that liquefaction can occur in gravels and sandy gravels if the deposits are loose enough for the material to have a contractive behavior against cyclic loading and/or large deformations, or if drainage is restricted as, for example, in the case of interspersed thin layers of fines. In this article the authors present a few historical cases of gravelly soil liquefaction worldwide. The main causes for gravel liquefaction to occur are summarized and the limitations of the existing empirical methods to assess liquefaction (originally developed for sands) are summarized as well. Finally, the study case of Punta Negra Dam is presented. The dam was built on San Juan river, in the homonym province, and a highly conservative criterium was adopted for the alluvial soil on the foundation due to the uncertainties regarding the liquefaction potential of gravels, given the lack of sufficiently validated methods to assess liquefaction phenomenon.

PALABRAS CLAVE: licuación – gravas – evaluación - presas

KEYWORDS: liquefaction – gravels – evaluation – presas

1 INTRODUCCIÓN

Es sabido que el fenómeno de licuación afecta fundamentalmente a los suelos arenosos, sueltos, mal graduados y en condición saturada. Pero el fenómeno también se extiende a otros tipos de suelos. En el presente artículo se expone la importancia que tiene la evaluación del potencial de licuación en suelos de granulometría gruesa (gravas y gravas arenosas), cuando se fundan sobre ellos estructuras de gran envergadura, como son las presas de materiales sueltos.

En primer lugar, se hace una breve reseña de la ocurrencia de licuación en suelos gravosos a nivel mundial. Luego se continúa con una descripción de 2 casos en los que se registraron daños considerables a presas de materiales sueltos (sin sobrepaso) por licuación de la fundación durante el terremoto de Bhuj, India, en el año 2001. El artículo continúa con la descripción del aluvión de fundación de la presa Punta Negra y los resultados de algunas campañas exploratorias.

Finalmente se explica el criterio adoptado en la presa Punta Negra (altamente conservador) para asegurar que el material de la fundación no resultara licuable frente al sismo de diseño.

2 ANTECEDENTES DE LICUACIÓN EN SUELOS GRAVOSOS

En comparación al fenómeno de licuación de arenas, en el mundo se han registrado, hasta la actualidad, muy pocos eventos de licuación de gravas. En general se produjeron en suelos sueltos o muy sueltos, con un alto contenido de finos y arena, y resistencia muy baja a la penetración del muestreador SPT, con un número de golpes inferior a 20. En la Tabla 1 se indican algunos casos históricos a nivel mundial en los que se confirmó licuación de gravas.

Tabla 1. Casos Históricos en los que se registró licuación de suelos gravosos

TERREMOTO	*PAÍS*	*AÑO*	*MAGNITUD*
Pedernales	Ecuador	2016	7.8
Wenchuan	China	2008	7.9
Hyogoken Nanbu	Japón	1995	7.2
Hokkaido Nansei-Oki	Japón	1993	7.7
Borah Peak, Idaho	EE.UU.	1983	7.3
Tangshan	China	1976	7.8
Haicheng	China	1975	7.3
Alaska	EE.UU.	1964	9.2

3 DAÑOS PRODUCIDOS EN PRESAS POR LICUACIÓN DE LA FUNDACIÓN

El 26 de febrero del año 2001 ocurrió un terremoto destructivo en la región de Bhuj, India, de magnitud de momento MW =7.6, con una profundidad focal de 23.6Km. El evento ocasionó daños en numerosas presas zonificadas, pequeñas y medianas, emplazadas en las cercanías del epicentro, fundadas sobre mantos aluvionales arenosos. Se describen a continuación los daños producidos en las presas Chang y Fatehgadh con distancias epicentrales de 13 y 80 Km respectivamente, en las que se produjo licuación de la fundación (Singh et al., 2005).

El daño producido en las presas no se tradujo en catástrofe por colapso debido a que los niveles de embalse estaban muy bajos, luego de un extenso período de sequía en la zona. Sin embargo, estos casos ilustran el tipo y extensión del daño que puede causar la licuación de la fundación de una presa.

3.1 *Presa Chang*

La presa Chang es de tipo zonificada, con núcleo de arcilla y diafragma central de mampostería, con una altura de 15.5m y una longitud de coronamiento de 370m (Figura 1). Construida en el año 1959, se fundó sobre un depósito de arena limosa suprayacente a una arenisca mecánicamente competente. Durante la etapa de diseño no se estudió ni consideró el potencial de licuación del material de la fundación. Aunque el reservorio estaba en el mínimo de su capacidad, la fundación se encontraba saturada durante el terremoto, lo que permitió la licuación al pie de presa, que se evidenció principalmente con volcanes de arena al pie, deslizamiento y agrietamiento del espaldón aguas abajo (Figura 2), asentamiento excesivo del núcleo impermeable y desconfinamiento del diafragma de mampostería.

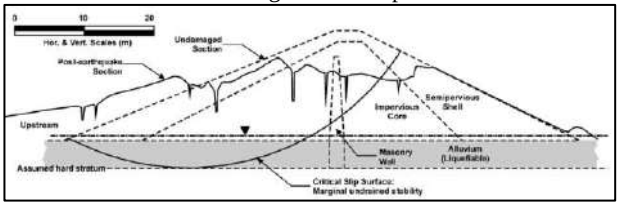


Figura 1. Sección transversal original y deformada de la presa Chang. Fuente: Singh et al., 2005.



Figura 2. Deslizamiento y agrietamiento en el espaldón aguas arriba de la presa Chang. Fuente: EERI Earthquake Reconnaissance Report, 2001.

3.2 *Presa Fatehgadh*

La presa Fatehgadh es de tipo zonificada, con núcleo de arcilla y un sistema de drenes importante en el espaldón aguas abajo, con una altura de 11.6m y una longitud de coronamiento de 4050m (Figura 3). Construida en el año 1979, se fundó sobre una mezcla suelta a medianamente densa de arenas y limos. La escasa información exploratoria disponible indica que, en algunos sectores de la fundación, la resistencia a la penetración estándar fue de 13 a 19 golpes (SPT sin corregir). Al igual que en la presa Chang, el nivel de embalse estaba próximo al lecho al ocurrir el terremoto, pero el aluvión de la fundación se encontraba completamente saturado aguas arriba del núcleo.

El terremoto de Bhuj genero deslizamientos superficiales en el espaldón aguas arriba, debidos a la licuación localizada al pie. También se registraron grietas longitudinales de hasta 1.7m de profundidad (Figura 4) e inestabilidad en la cima del espaldón aguas arriba, aunque esta última podría no haber estado vinculada con la licuación al pie de la fundación.

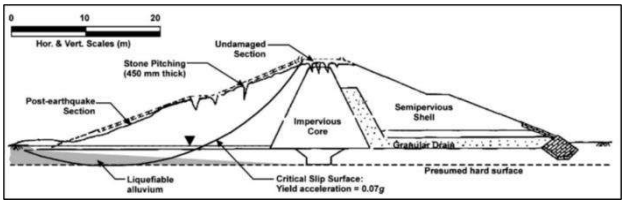


Figura 3. Sección transversal original y deformada de la presa Fatehgadh. Fuente: Singh et al., 2005.



Figura 4. Grietas longitudinales en el coronamiento de la presa Fatehgadh. Fuente: Krinitzsky and Hynes, 2002.

4 FUNDACIÓN DE LA PRESA PUNTA NEGRA

4.1 *Introducción*

Hasta aquí se ha demostrado, mediante casos de estudio recientes, la vulnerabilidad de presas de materiales sueltos ante fenómenos de licuación en el aluvión de fundación, particularmente al pie de presa, bajo el espaldón aguas arriba.

Se presenta a continuación el caso de la presa Punta Negra (Figura 5), en la provincia de San Juan, fundada sobre un material aluvional de espesor variable entre 15 y 16 m. El aluvión está compuesto por materiales de distintas granulometrías, desde escasos lentes de arena de poca potencia a estratos gravosos gruesos, con escaso contenido de finos, y bochas o bolones de hasta 10" de diámetro. Abundan en el material de fundación gravas arenosas mal graduadas, con contenidos de finos no plásticos inferiores a 10% (Figura 6). La presa está emplazada en un sitio de alta amenaza sísmica, caracterizado por numerosas fallas superficiales cercanas y activas, con orientación Norte – Sur, resultando en un sismo de diseño extremo de 7.5° de magnitud en la escala Richter.

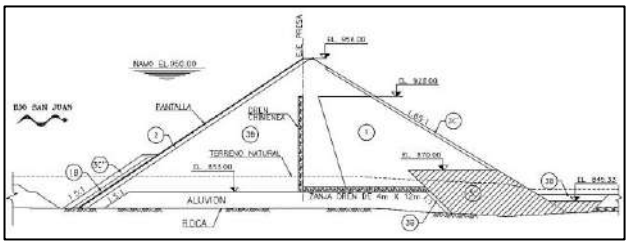


Figura 5. Sección máxima de la presa Punta Negra (Gobierno de San Juan, EPSE, 2010).

La complejidad para la evaluación del potencial de licuación del aluvión residente en la fundación de la presa Punta Negra, dada la incertidumbre manifiesta de los métodos empíricos existentes aplicados a suelos gravosos, sumados al riesgo de daños catastróficos en caso de falla o colapso, conducen a ejemplificar con este caso de estudio la necesidad de desarrollo de otras herramientas (analíticas, empíricas o numéricas) para abordar el análisis de susceptibilidad a licuación de suelos granulares gruesos.



Figura 6. Grava arenosa mal graduada, con clastos de más de 3" y escaso contenido de finos, en el aluvión de Fundación de la presa Punta Negra.

4.2 *Descripción del Proyecto Punta Negra*

La presa Punta Negra está emplazada 28 Km al oeste de la ciudad de San Juan, sobre el río homónimo, 16 Km aguas arriba de la presa Quebrada de Ullum. Es una presa de tipología CFRD. Tiene una altura máxima sobre la roca de fundación de 118 m y una longitud de coronamiento de 749m. El volumen aproximado de materiales sueltos en el cuerpo de la presa es de $8.7 \cdot 10^6$ m3 y el volumen de embalse es superior a los 500 hm3. Por lo indicado, la presa se cataloga como grande de acuerdo a los criterios del ICOLD (ICOLD, 1988) y, dada la proximidad aguas abajo de zonas extensamente pobladas, la condición de riesgo dada por el mismo organismo es "alta" (ICOLD, 1988), lo cual implica que deben extremarse las condiciones de seguridad en la concepción, diseño ejecución y operación del aprovechamiento hidroeléctrico. Resulta claro entonces que debe descartarse la posibilidad de licuación en la fundación, en la medida que lo permita el estado actual de conocimiento físico del fenómeno.

4.3 *Potencial de licuación en la fundación de la presa*

Se mencionó que la presa tiene una altura máxima sobre la roca de 118m, que resulta de sumar a la altura del cuerpo de la presa la excavación del aluvión residente en el pie aguas arriba, para poder fundar el plinto en roca competente. Pero gran parte del espaldón aguas arriba y todo el espaldón aguas abajo están fundados sobre aluvión natural, de características granulométricas y densidades variables tanto en profundidad como a lo largo y ancho de la planta de la presa.

La necesidad de descartar la posibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en la fundación, condujo a la ejecución de una campaña de exploración complementaria durante la etapa de revisión del diseño ejecutivo, en el año 2010, en la que se realizaron ensayos diversos para caracterizar el aluvión residente: distribución granulométrica, permeabilidad, resistencia a la penetración estándar en arenas, resistencia a la penetración del cono en gravas, densitometría nuclear (gamma – gamma y gamma natural), determinación de velocidad de onda de corte por métodos cross-hole y down-hole y líneas de refracción sísmica. Los resultados de la campaña exploratoria complementaria fueron sistematizados por el IDIA (Instituto de Investigaciones Antisísmicas de la UNSJ), con el objetivo de definir el criterio más apropiado para asegurar o no la competencia del aluvión residente en la fundación como material de fundación de la presa.

4.4 *Resultados de las Campañas Exploratorias de la Fundación*

Se presentan a continuación algunos de los resultados de la campaña exploratoria, a modo de ilustrar la heterogeneidad espacial (tanto en planta como en profundidad) de las características físico – mecánicas del aluvión residente, la consecuente imposibilidad de definir un potencial de licuación de acuerdo a los criterios empíricos mundialmente validados y, finalmente, la necesidad de adoptar un criterio altamente conservador para asegurar la estabilidad de la presa ante las solicitaciones cíclicas generadas por el sismo de diseño.

Durante las tres campañas de exploración de la fundación de Punta Negra, en los años 1993, 1999 y 2010, se ejecutaron un gran número de sondeos exploratorios tanto en aluvión como en roca, cubriendo toda la superficie de la planta de la presa, estribos, ataguías aguas arriba y zonas de préstamo aguas abajo. En la Figura 7 se muestra la distribución de algunos sondeos, con y sin recuperación de material, cuyo principal objetivo era definir el espesor de manto aluvional y las características granulométricas, estado de compacidad y resistencia a penetración de los distintos estratos o lentes de material.

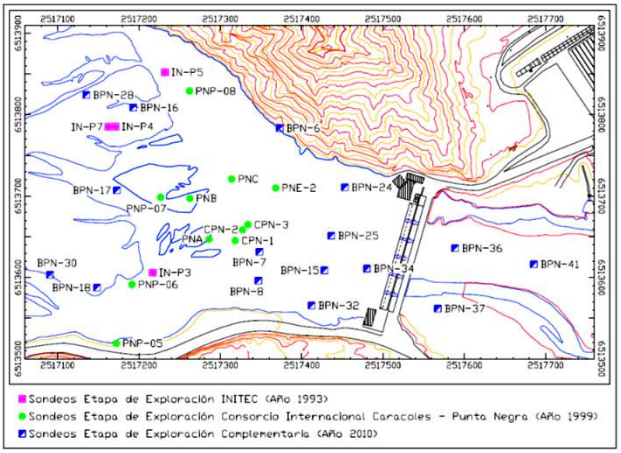


Figura 7. Sondeos exploratorios correspondientes a distintas campañas en el sector de fundación de la presa Punta Negra.

La distribución granulométrica del aluvión es muy variable (Figura 8), observándose todo el rango de granulometrías comprendido entre: gravas limpias, sin arenas, con diámetros máximas superiores a 2"; y arenas limpias, con escasa cantidad de gravas y bajo contenido de finos. El bajo contenido de finos es una constante en toda la fundación, con porcentajes inferiores a 10%.

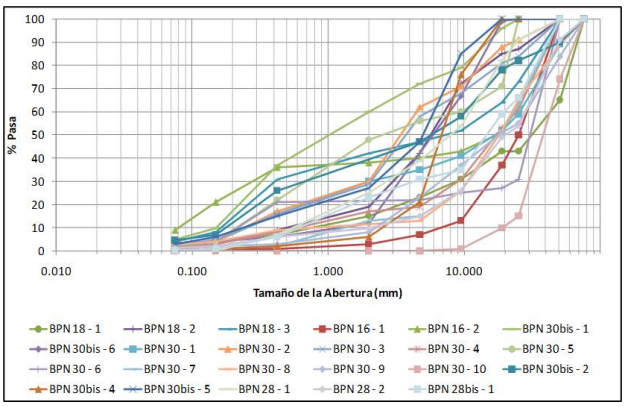


Figura 8. Distribución granulométrica para diferentes sondeos exploratorias en el aluvión de fundación.

La resistencia a la penetración estándar se caracteriza por una gran variabilidad en el aluvión con una leve tendencia creciente en profundidad, y valores que indican suelos muy blandos (menos de 20 golpes) concentrados en los 5 metros superficiales (Figura 9).

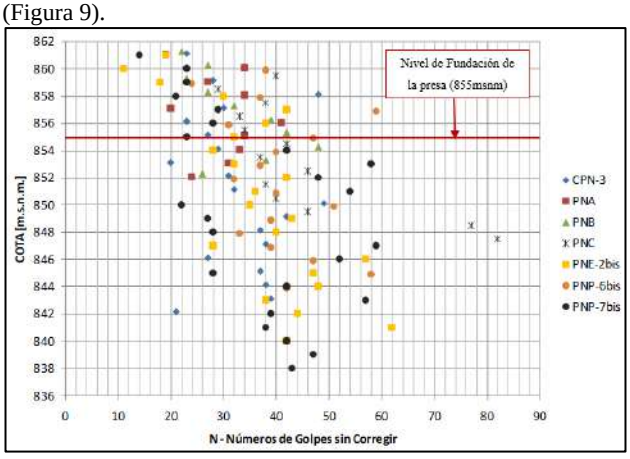


Figura 9. Resultados de ensayos SPT en el aluvión.

Se indican en la misma Figura 9, con rombos azules, los resultados de un ensayo de penetración de cono (CPN-3), que se ejecuta en el caso que la granulometría no permita el empleo del muestreador estándar. El número de golpes acusados por el CPN-3 es también muy variable, entre 20 a 50 golpes a diferentes profundidades, aunque debe tenerse en cuenta que este ensayo solo resulta orientativo respecto de la resistencia a penetración de los estratos de suelo gravosos, ya que no existen correlaciones empíricas lo suficientemente validadas para establecer una comparación cuantitativa directa con el ensayo de penetración estándar.

En la Figura 10 se aprecian valores de velocidades de onda de corte corregidas (Vs1) variables en todos los ensayos, siendo particularmente inferiores en el ensayo Cross-Hole, lo que se estima está asociado a la diferencia en la trayectoria de propagación de las ondas de corte respecto de los ensayos Down-Hole. También se observa que las velocidades tienen una distribución caracterizada por valores mayores en los estratos superficiales que en los inferiores, lo cual puede atribuirse a la normalización por la tapada. En el caso de los sondeos PNP6 – 6bis, el ensayo Cross-Hole muestra velocidades bajas a 10 metros de profundidad, alcanzando el límite inferior prefijado en la etapa de diseño ejecutivo para identificar suelos potencialmente licuables (215 m/seg)

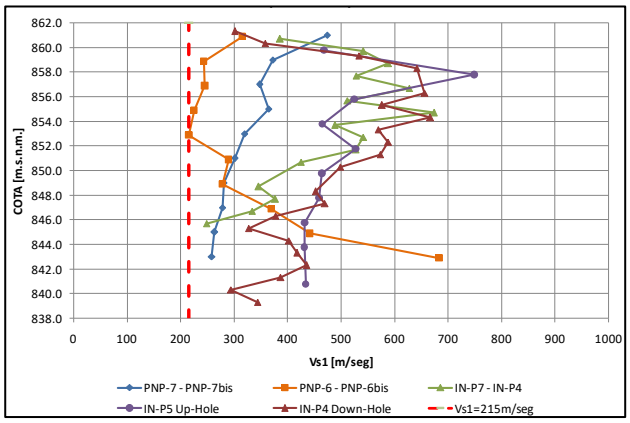


Figura 10. Velocidades de onda de corte.

La dispersión espacial, inclusive en profundidad, de los resultados presentados, que también se manifiesta en los ensayos de densitometría nuclear, líneas de refracción sísmica, permeabilidad, etc. (no expuestos en el presente trabajo), hacen muy difícil la caracterización del aluvión residente en la fundación.

5 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN GRAVAS

5.1 *Breve reseña de los métodos existentes*

El método empírico más aceptado para la evaluación del potencial de licuación en suelos arenosos es el propuesto por Seed e Idriss (Seed e Idriss, 1971, Youd et. at., 1997), que requiere el cálculo de un coeficiente de resistencia cíclica CRR, que puede determinarse en función de la resistencia a penetración estándar (SPT) o la velocidad de onda de corte en el terreno (V_S). Está claro que, si la dispersión de los resultados de la resistencia a penetración o velocidad de onda de corte es muy grande, la confiabilidad del método para la estimación del potencial de licuación de suelos disminuye considerablemente. Por tanto, el método empírico mencionado, que se ha aplicado profusamente en la determinación del potencial de licuación de suelos arenosos o finos relativamente uniformes, con escaso o nulo contenido de

gravas por encima 1", se vuelve cuestionable en gravas arenosas con intercalaciones de bochas, como es el caso de Punta Negra.

En las Tablas 2 y 3 se resumen los principales métodos empíricos que se utilizan actualmente para la evaluación del potencial de licuación en gravas. Existen métodos empíricos basados en la resistencia a penetración del cono (CPT) que podría medirse incluso en suelos con muchos fragmentos por encima de 3" (Zhenzhong et al., 2011), pero están escasamente validados. Lo mismo ocurre con el método empírico basado en la resistencia a penetración dinámica del martillo de Becker, BPT (Sy y Campanella, 1994; Harder, 1997; Youd et al., 2001), ampliamente utilizado en los Estados Unidos para la evaluación del potencial de licuación de gravas. En este último método, se realiza una conversión del número de golpes del martillo de Becker a un número equivalente de golpes SPT, para luego utilizar el procedimiento SPT de evaluación de la resistencia a licuación. Pero ni las correlaciones entre número de golpes SPT y BPT, ni el empleo directo, para suelos gravosos, de criterios de potencial de licuación en arenas están suficientemente validados (Zhenzhong et al., 2011).

Tabla 2. Métodos empíricos para la evaluación del potencial de licuación en gravas, basados en ensayos in situ.

Métodos In Situ	Descripción
Becker Penetration Test (BPT)	Similar al SPT pero de mayor diámetro (6"). De punta abierta o cerrada. Existen correlaciones con golpes SPT.
Instrumented Becker Penetration Test (iBPT)	Mejora del BPT con instrumentación de la punta para medición de energía.
Large Penetration Tests (LPTs)	Similar al BPT, pero con un muestreador de mayor diámetro (en general 4").
Chinese Dynamic Penetration Test (DPT)	Penetrómetro con punta cónica a 60°. A diferencia de otros métodos empíricos, la determinación del potencial de licuación está basada en datos de campo sobre gravas.
Shear Wave Velocity (SWV)	Diferentes métodos indirectos aplicables a suelos gravosos (crosshole, downhole, MASW, SASW, etc.).

Tabla 3. Métodos empíricos para la evaluación del potencial de licuación en gravas, basados en ensayos de laboratorio.

Método de Laboratorio	Descripción
Corte simple directo a gran escala	No se dispone mucha información para suelos gravosos. Ver Hubler et al. (2017).
Ensayo triaxial cíclico a gran escala	Dificultad asociada al tamaño de las partículas (tamaño de la cámara, penetración de la membrana, etc.). Requiere equipo de diseño a gran escala, o remover partículas de gran tamaño.
Ensayo de cámara a gran escala	Ensayo de penetración en laboratorio, preparados en un contenedor cilíndrico de acero.

Una descripción un poco más extensa merecería el método DPT (Chinese Dynamic Penetration Test, Tabla 2), desarrollado a partir del estudio de suelos gravosos que sufrieron licuación durante el terremoto de Wenchuan, en la provincia de Sichuan, China, en el año 2008. El terremoto alertó a la comunidad geotécnica internacional sobre el verdadero potencial de licuación de los suelos gravosos. A partir de datos de campo de los sitios en los que se registró licuación de gravas (Figura 11), Yuan Xiaoming y Cao Zhenzhong (Zhenzhong et al., 2011) elaboraron un método basado en el ensayo de penetración DPT (ampliamente difundido en China), con muy buenos ajustes al evaluar los suelos que habían sufrido licuación y los que no. Además, el método contempla otros parámetros adicionales, como: edad geológica de los estratos, porcentaje de grava en el suelo, intensidad sísmica, nivel freático y profundidad de la capa en estudio. Sin embargo, el método sigue estando limitado por la cantidad de casos evaluados, y por el hecho de que todos los registros corresponden a un único terremoto, y el efecto del mismo en una única planicie aluvial (Figura 11).

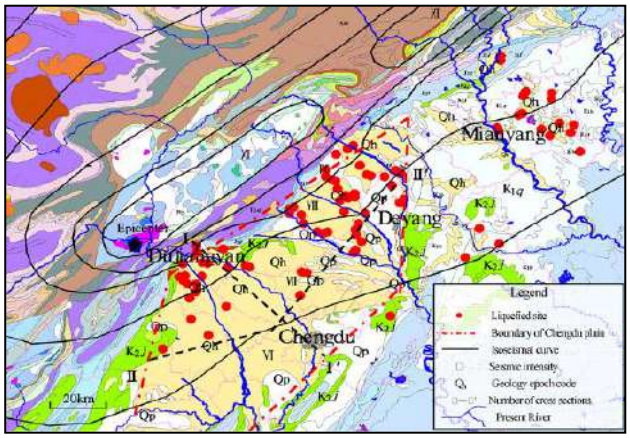


Figura 11. Licuación de gravas en la planicie de Chegdu, a causa del terremoto de Wenchuan, provincia de Sichuan, China, año 2008. Los círculos rojos indican los sitios en los que se registró licuación de gravas, en zonas afectadas por intensidades IX, VIII y VII. Fuente: Zhenzhong et al., 2011.

6 SOLUCIÓN ADOPTADA PARA LA FUNDACIÓN DE LA PRESA PUNTA NEGRA

Dadas las limitaciones de los métodos empíricos existentes, en el caso de la fundación de Punta Negra se optó por un criterio altamente conservador, consistente en remover paulatinamente el aluvión residente en la fundación, determinando en cada capa la densidad relativa (DR), hasta alcanzar un nivel en el que el suelo tuviera un valor de DR igual o superior al 70%. Adicionalmente, el IDIA, junto a EPSE y la contratista de la obra (UTE Techint – Panedile), acordaron 4 criterios adicionales para descartar la posibilidad de licuación de la fundación:

1) Coeficiente de uniformidad: $C_U \geq 30$;
2) Diámetro característico: $D_{50} \geq 10mm$;
3) Número de golpes del ensayo de penetración estándar: $NSPT \geq 30$;
4) Velocidad de onda de corte: $V_S \geq 300\,m/seg$

7 CONCLUSIONES

En el caso de arenas, el fenómeno de licuación se encuentra bien estudiado, y existen métodos empíricos o semi empíricos, para evaluar el potencial de licuación. Para ello se emplean métodos de evaluación indirecta basados en correlaciones con Vs, SPT, CPT, etc.

No ocurre lo mismo con los suelos gravosos. Los casos históricos de licuación en gravas alrededor del mundo son muy escasos como para permitir elaborar métodos empíricos sólidos y confiables de evaluación del potencial de licuación.

Existen intentos recientes de elaborar métodos empíricos para la determinación del potencial de licuación en gravas, basados en

los casos de licuación observados en la provincia de Sichuan (terremoto de Wenchuan), pero están escasamente validados.

Respecto de la Presa Punta Negra, en la provincia de San Juan, tanto la envergadura como la proximidad a centros poblados de la obra, obligaron, dada la incertidumbre dejada por los métodos empíricos existentes, a emplear un criterio conservador para definir el nivel final de excavación del aluvión natural.

8 REFERENCIAS

Andrus R.D. and Stokoe K.H. (1999) "*A Liquefaction Procedure Based on Shear Wave Velocity*". Wind and Seismic Effects. U.S./Japan Natural Resources Development ProgramUJNR. J oint Meeting, 31. Technical Memorandum of PWRI 3653, May 1999, Tsukuba, Japan, pp. 71-78.

EERI Earthquake Engineering Research Institute, (2001). "*Bhuj, In dia Earthquake Reconnaissance Report*".

Gobierno de San Juan, EPSE, 2010. *Aprovechamiento Hidroeléctri co Punta Negra – Diseño Ejecutivo de Punta Negra: Docu mento "Presa de cara de hormigón – Descripción y Zonific ación de Materiales".*

Harder, L. F. (1997). "*Application of the Becker Penetration test f or evaluating the liquefaction potential of gravelly soils*." Pr oc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resist ance of Soils, National Center for Engineering Research, Bu ffalo, NY, 129–148.

Hubler J. F., Athanasopoulos-Zekkos A., Zekkos D. (2018). "*Mon otonic and cyclic simple shear response of gravel-sand mixt ures*". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 115 (2018) 291–304. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.07.016

ICOLD, 1988. "*World Dam Register 1988*". Paris: International C ommission on Large dams.

Kokusho, T. (2007). "*Liquefaction Strengths of poorly-graded and well graded granular soils investigated by lab tests*". Earthq uake Geotechnical Engineering, 159 – 184, K.D. Pitilakis (E d). Springer, Dordrecht

Krinitzsky Ellis L., Hynes Mary E. (2002) "*The Bhuj, India, Eart hquake: Lessons Learned for Earthquake Safety of Dams on Alluvium*". Elsevier, Engineering Geology, 66 (2002), pp. 1 63-196.

Seed H.B., Idriss M., and Arango I. (1983). "*Evaluation of liquef action potential using field performance data*". Journal Geot echnical Eng. Division, ASCE, 109,3, 458—479.

Seed, H.B. and Idriss, M. (1971). "*Simplified procedure for evalu ating soil liquefaction potential*"l. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97(9), 1249—1273.

Singh R., Roy D. and Jain S. K. (2005). "*Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj Earthquake*". Engineering Geolo gy, 80(3-4), 282–291. DOI:10.1016/j.enggeo.2005.06.002.

Sy A. and Campanella R.G. (1994). "*Becker and standard penetra tion tests (BPT–SPT) correlations with consideration of casi ng friction*". Can Geotech J1994;31:343–56.

Youd T. L., Idriss I.M., Andrus R. D., Arango I., Castro G., Chri stian J. T., Dolbry R., Liam Finn W.D., Harder Jr. L. F., Hynes M. E., Ishihara K., Koester J. P., Liao S. S. C., Ma rcuson III W. F., Martin G. R., Mitchell J. K., Moriwaki Y ., Power M. S., Robertson P. K., Seed R. B., Stokoe K. H. "*Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*". Journal of Geotechnical an d Geoenviromental Engineering, Octubre 2001.

Youd T.L., Idriss, I. M. and Eds. (1997). "*Proc. NCEER Worksho p on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*". Nation al Center for Earthquake Engineering Research. University o f New York at Buffalo.

Zhenzhong, C., Youd T.L. and Xiaoming Y. (2011). "*Gravelly soi ls that liquefied during 2008 Wenchuan, China earthquake, Ms = 8.0*". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31(8), 1132–1143. Doi:10.1016/j.soildyn.2011.04.001

Caso Histórico. Falla de la Presa Minera Corrego do Feijao – Minas Gerais - Brasil

Historical Case. Failure of Corrego do Feijao Mine – Minas Gerais - Brazil.

Roberto Terzariol
Universidad Nacional de Córdoba, Fac. Ciencias Exactas, Física y Nat, Argentina, reterzariol@gmail.com

Alberto Sayao
Pontificia Universidad Católica do Rio de Janeiro, Brazil

RESUMEN: Este artículo trata sobre la falla de la Presa I del Complejo Minero "Córrego do Feijão", en el municipio de Brumadinho, Minas Gerais, ocurrida el 25 de enero de 2019. En ese momento, la presa de relaves de 85 m de altura colapsó repentinamente. En esa fecha, la mina se encontraba en proceso de cierre de sus actividades y, por lo tanto, no hubo entrada de material de relaves a la presa desactivada. El derrumbe produjo un aluvión de lodo y relaves saturados, que devastó las instalaciones industriales del complejo minero y destruyó parte de la vía férrea, un puente ferroviario y varias propiedades rurales en Brumadinho. El accidente provocó la muerte de 270 personas, además de altas pérdidas económicas para la empresa Vale, operadora de Mina "Córrego do Feijão". Las cámaras de seguridad en las instalaciones de la mina registraron en video el momento del colapso de la presa, mostrando claramente que ocurrió de manera abrupta. Desde un punto de vista técnico, las imágenes de los videos son importantes porque indican que la falla de la presa fue causada por la licuefacción de los relaves allí almacenados.
Se presenta el análisis de las posibles causas de dicha licuefacción y las lecciones de esta falla en diseños a futuro de presas de relave en estas condiciones.

ABSTRACT: This paper is about the failure of Dam I of the "Córrego do Feijão" Mining Complex, in the municipality of Brumadinho, Minas Gerais, Brasil. Occurred on January 25, 2019. At that time, the 85 m tailings dam height suddenly collapsed. On that date, the mine was in the process of close of mining activities and, therefore, there was no input of tailings material to the deactivated dam. The collapse produced a flood of mud and saturated tailings, which devastated the industrial facilities of the mining complex and destroyed part of the railway, a railway bridge and several rural properties in Brumadinho. The accident caused the death of 270 people, in addition to high economic losses for the Vale company, operator of the "Córrego do Feijão" Mine. Security cameras at the mine videotaped the moment of the dam collapse, clearly showing that it occurred abruptly. From a technical point of view, the images in the videos are important because they indicate that the failure of the dam was caused by the liquefaction of the tailings stored there. The analysis of the possible causes of liquefaction and the lessons of this failure in future designs of tailings dams in these conditions are presented.

PALABRAS CLAVE: presas mineras - licuefacción - relaves.

KEYWORDS: tailing dams - liquefaction - infill materials.

1 INTRODUCCIÓN

El día 25 del mes de Enero de 2019, el complejo minero Corrego do Feijao, en Minas Gerais, Brasil, sufrió el colapso total de la presa B1. Que en ese momento alcanzaba los 85 m de altura con 700 m de largo en la cresta. La mina era operada por la empresa Vale do Rio Doce (VALE). En la Figura 1 se aprecia una vista aérea de la presa previo a la falla.



Figura 1. Presa antes de la falla

El complejo estaba en etapa de cierre de mina. Por lo que no estaba aportando rellenos de relave a la presa. Por el contrario, se estaban llevando a cabo estudios geotécnicos tendientes a definir las acciones a llevar a cabo para garantizar la seguridad a largo plazo una vez cerrada la explotación.

La mina a cielo abierto en su estado actual se aprecia en la Figura 2.



Figura 2. La mina al momento de la falla

El derrumbe produjo un aluvión de lodo y relaves saturados, que devastó las instalaciones industriales del complejo minero y destruyó parte de la vía férrea, un puente ferroviario y varias propiedades rurales en Brumadinho.

En la Figura 3 se aprecian los lodos distribuidos a lo largo de toda la cuenca agua abajo de la presa, mientras que en la Figura 4

se puede observar el colapso de un tramo del puente ferroviario de las vías que permitían el transporte del mineral para su tratamiento posterior.



Figura 3. Derrame de lodos en la cuenca



Figura 4. Puente colapsado por el aluvión

El accidente provocó la muerte de 270 personas, además de altas pérdidas económicas para la empresa Vale, operadora actual de la Mina.

Las cámaras de seguridad en las instalaciones de la mina registraron en video el momento del colapso de la presa, mostrando claramente que ocurrió de manera abrupta.

Desde un punto de vista técnico, las imágenes de los videos son importantes porque muestran el tipo de falla y su posible factor desencadenante.

Este desastre provocó varias acciones por parte de la empresa minera, que debió revisar los informes de seguridad existentes antes del colapso, y encargar una investigación técnica detallada a un panel de consultores internacionales bajo la dirección del Prof. Robertson. El panel presentó el informe EPR final (Informe del panel de expertos) el 12 de diciembre de 2019.

A su vez, en febrero de 2019, la Junta Directiva de VALE creó el CIAEA (Comité Asesor Especial Independiente sobre Seguridad de Represas), coordinado por el Ing. Flavio Miguez de Mello, con autonomía para diagnosticar condiciones de seguridad y proponer acciones para mitigar riesgos relacionados con las represas.

Toda esta situación llevó a varios litigios legales tanto en la justicia estadual como en la federal de Brasil.

Los autores de este artículo fueron contratados por el Ministerio Público Fiscal Federal de Brasil para controlar los informes de los expertos intervinientes en los estudios.

2 LA PRESA

La presa comenzó a construirse al inicio de la explotación minera por parte del concesionario original, una empresa de Alemania en 1977. La presa se diseñó y construyó con los criterios de ese momento, los que pueden ser discutidos a la luz de los conocimientos actuales

La presa B1 tenía aproximadamente 85 m de altura y 700 m de largo a lo largo de la corona cuando colapsó y había estado en uso durante más de 40 años

VALE operó la presa desde 2001. La deposición de relaves en la presa se detuvo en julio de 2016.

La represa se construyó en 15 etapas utilizando -salvo en una ocasión- el método aguas arriba, en el que se agrega, en la etapa 4, una berma sobre el material de relaves existente para elevar la presa respecto del diseño original.

En la Figura 5, se indican las etapas de construcción, donde se aprecia la construcción aguas arriba, apoyando sobre el relave depositado de las 3 primeras etapas constructivas, la cuarta etapa se hizo centrada y luego se continuó aguas arriba, se construyó la berma de estabilización, y las etapas subsiguientes se continuaron agua arriba hasta alcanzar la altura total.

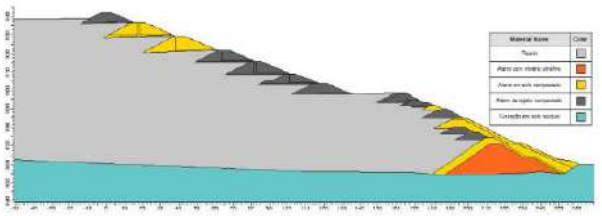


Figura 5. Etapas constructivas de la presa

La fundación de la presa se apoyó sobre el suelo residual natural del lugar. En color amarillo se marcan las etapas construidas con material de aporte compactado y las de color más oscuro las etapas construidas con el mismo material de relave compactado. Después de la berma las presas parciales tenían un drenaje interno para permitir la salida de agua y que no afecte la cara de la presa.

3 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LA PRESA

Respecto de los principales hitos en la evolución histórica de la presa, los mismos se sintetizan según se indica a continuación:

Los siguientes párrafos recuerdan algunos de los aspectos esenciales de esta historia.

- 1977. La construcción de la presa comienza en 1977.
- 2001. Comienza la operación por parte de VALE.
- 2016. La deposición de relaves en la presa se detuvo en julio de 2016.

De las 15 etapas constructivas ya citadas puede decirse que:

- Sección Inferior (Entre las etapas 1 y 8).
  El drenaje y los materiales empleados en las diferentes etapas presentan diversas incertidumbres sobre lo que realmente se construyó, particularmente durante el segundo y tercer levantamientos de la presa (es decir, desde la etapa 2 hasta la etapa 8). En general, las condiciones de drenaje en la parte inferior de la presa fueron muy malas, con la presa de inicio y algunas etapas de elevación sin características de drenaje claras.

Además, la mayoría de las características de drenaje realmente construidas utilizan un material (sinterizado) que es propenso a la obstrucción química.

- Sección Superior
  La novena etapa (cuarta elevación) se introdujo un retroceso variable en el perfil. La documentación de diseño existente para esta etapa incluye informes que señalan la filtración a través del frente de las etapas iniciales de la presa y cálculos de equilibrio límite que indican bajos factores de seguridad. La justificación detallada para la introducción de la conformación de la berma estaba claramente relacionada con los problemas de estabilidad percibidos.

4 CIERRE DE LA PRESA Y ACTIVIDADES POSTERIORES

Se ha documentado el cierre de la presa en julio de 2016. Aparentemente, motivado por preocupaciones sobre el riesgo de licuefacción de la presa. Cabe recordar que la falla de la presa de la mina do Fundao ocurrido en noviembre de 2015 también operada por la VALE, puso en alerta a todas las operaciones.

Como consecuencia de este hecho, en Brasil se prestó mayor atención al riesgo de licuefacción de las presas de relaves. De hecho, en julio de 2016 se realizaron estudios que indicaban inequívocamente que gran parte de los relaves de la Represa I eran potencialmente licuables.

Las actividades posteriores al cierre en la presa incluyeron:

a. Reducción de la profundidad del agua del estanque de relaves. Después del cierre, varias mejoras en el sistema de drenaje y el uso ocasional de bombeo, redujeron el estanque a una extensión residual.
b. Limpieza y mejora del sistema de drenaje de la superficie de la presa.
c. Instalación de drenes horizontales profundos (DHP). Se instalaron 15 drenajes horizontales profundos entre febrero y junio de 2018, mediante perforación sub horizontal a través de los levantamientos.
d. Perforaciones para instalar nuevos instrumentos y obtener más información geotécnica sobre el estado de la presa. Esta actividad implicó la perforación de una serie de pozos verticales, que comenzó en septiembre de 2018 y continuó el día en que falló la presa.
e. Cabe señalar que, a excepción de la campaña de perforación geotécnica, todas las actividades posteriores al cierre fueron dirigidas a reducir los niveles de agua en la presa. La inspección de los datos piezométricos disponibles muestra que las medidas tomadas habían sido exitosas y, en promedio, los niveles de agua se redujeron desde 2016.

Se analizan algunas de las tareas realizadas:

- Construcción de Drenes Horizontales (2018):

Se ejecutaron 30 drenes horizontales profundos (DHP) para reducir significativamente el nivel del agua en la presa. Fueron subhorizontales (15°) de 100 m de longitud instalados en dos niveles diferentes: cerca de la base de la presa y en la berma mayor.

La instalación de los DHP involucró perforación de percusión de triconos con la ayuda de fluidos presurizados (aire / agua y/o bentonita) y la instalación simultánea de un revestimiento temporal. El tubo de drenaje se colocó dentro del revestimiento, el que se retiró mientras se colocaba un filtro de arena. El fluido de presurización del compresor durante la perforación podría alcanzar los 2 MPa.

El proceso de colocación de los DHP presentó algunos problemas. La perforación resultó difícil y la longitud promedio de los 14 drenajes iniciales instalados fue de sólo 51 m. Estimaciones basadas en análisis numéricos indicaron que para bajar en 10 m el nivel freático era necesario extraer agua a razón de 115 m3 / h. Sin embargo, el caudal conjunto medido de todas las DHP nunca superó los 4 m3 / h. La posición de los desagües instalados se ilustra en la Figura 6.



Figura 6. Posición de los drenes instalados en 2018.

Durante la construcción, se produjo un incidente durante la perforación de DHP15. La instalación se detuvo repentinamente cuando se observó un flujo localizado de agua y lodo cerca de un canal de drenaje en un punto 15 m al costado y 7 m por encima del punto de perforación del drenaje. El drenaje se selló y el flujo se contuvo con sacos de arena y se desbloquearon las bocas de dos drenajes más antiguos, liberando importantes flujos de agua con sólidos en suspensión.

Una vez desbloqueados los antiguos drenajes, los caudales de salida se suavizaron gradualmente en todos los puntos. El incidente elevó, durante unos días, la presión del agua en 0,6 y 3,5 m en los piezómetros. Los análisis detallados del registro sismográfico realizado por el EPR han identificado un pequeño evento dinámico asociado con el incidente y resultó similar al registro inicial de la falla de la presa.

- Perforaciones de estudio en la presa (2018-2019)

En el momento de la falla se estaban llevando a cabo dos campañas de perforación independientes:

a. La primera estaba motivada por el requisito de incluir una descripción del estado de la presa o del proyecto tal como está en los planes globales de seguridad de la presa. La perforación de esta campaña se estaba llevando a cabo fuera del área de la falla por lo que se descarta cualquier relación con la falla.
b. La segunda campaña de perforación fue motivada por los requisitos derivados de la última inspección periódica de seguridad de la presa. El certificado de inspección recomendaba la realización de reconocimientos con CPTu y sondeos continuos, y la instalación de instrumentación, incluyendo piezómetros e inclinómetros multinivel. La información recopilada de esta campaña también estaba destinada a ser útil tanto para el proyecto “en su estado actual”. La perforación de esta campaña se llevó a cabo desde la parte superior de la presa. La ubicación del pozo que se estaba perforando el día de la falla, fue capturada del video de las cámaras de seguridad. Este pozo ya había alcanzado los 65 m de profundidad el día anterior y se había continuado en la mañana de la falla alcanzando los 76 m de profundidad. En la

Figura 7 se aprecia la ubicación del equipo de perforación minutos antes de la falla.

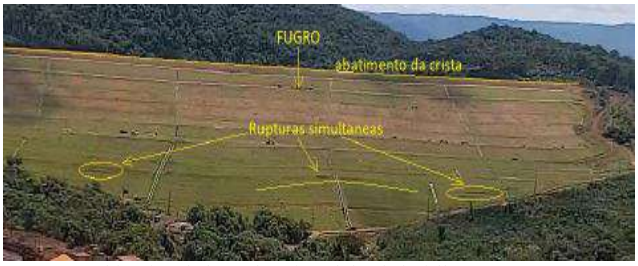


Figura 7. Ubicación de la perforación el día de la falla

El procedimiento de perforación era el siguiente:

- Se empleó un sistema con cables.
- Avanzado en tramos de 1 m, alternando 45 cm de SPT y 55 cm de perforación rotatoria.
- La perforación se avanzó en seco hasta que se ubicó el nivel freático o se encontró una capa fuerte.
- Se utilizó un sistema de doble barril, con circulación de agua hacia abajo en la pared interior y hacia arriba en la pared exterior.
- Se empleó agua para refrigerar la barrena de perforación y evacuar los productos de perforación. No había un control continuo de la presión del fluido o el caudal.
- No se observaron pérdidas hidráulicas importantes en ningún pozo.

Antes de la falla no se habían registrado movimientos anómalos registrados por la topografía continua que se llevaba a cabo sistemáticamente.

5 LA FALLA

En ese estado de cosas el día 25 de enero de 2019, mientras se estaba desarrollando la perforación para colocar instrumental se produjo el colapso de la presa. En la Figura 8 se muestra el instante preciso en que comienza la falla, con desplazamientos cerca de la base desde el centro hacia la margen izquierda y cerca de la vertical donde se estaba perforando.



Figura 8. Inicio de la falla

La falla de la presa comenzó aproximadamente a las 12:28 hora local del 25 de enero de 2019. La falla fue grabada por dos cámaras de video, una frente a la presa y la otra en la parte trasera.

Las imágenes grabadas muestran una falla repentina, que se ha desarrollado en aproximadamente el 80% del frente de la presa en unos 5 segundos. El material del talud se convirtió rápidamente en un flujo de lodo.

La falla inicial fue seguida por una secuencia de fallas de pendiente regresivas que progresaron hacia arriba a través de los relaves. Estas masas fallidas contribuyeron al flujo de lodo. El proceso completo de falla regresiva se termina prácticamente en unos 5 minutos. Se perdieron 9.7 Mm3 de material de la presa, lo que se aproxima 75% del volumen.

Fue una falla de deslizamiento dentro de la presa que comienza desde la cresta y se extiende justo encima de la presa inicial. El coronamiento de la presa bajó y el área se abultó hacia afuera antes de que la superficie de la presa se rompiera.

Por todo ello se asumió como causal de la falla la licuación de los materiales de la presa y los relaves posteriores.

Restando determinar la causa que pudo haber gatillado este fenómeno.

6 ACCIONES POSTERIORES A LA FALLA

Este colapso y los daños subsiguientes dieron como resultado una serie de acciones judiciales civiles que, desde el punto de vista de los daños, los costos, las fatalidades y del pasivo ambiental emergente, que se resolvieron en la justicia estadual de Minas Gerais tal como marca la legislación vigente.

Pero desde el punto de vista penal debió intervenir la justicia federal a través del Ministerio Público Fiscal (MPF) para analizar otros delitos como la falsedad ideológica eventualmente resultante de los informes.

Como parte de este análisis legal resultaba de interés, tratar de determinar de la manera más verosímil y plausible el disparador del fenómeno antes descripto.

Para ello el MPF decidió contratar a través de VALE, al Centro de Investigaciones Geotécnicas CIMNE de la Universidad Politécnica de Cataluña, España, a través de los Profesores A. Gens y M. Arroyo para realizar el análisis numérico mediante elementos finitos (MEF) y al Laboratorio de Geotecnia (LabG) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Porto, Portugal, a través del Profesor A. Viana.

Finalmente se contrató a los autores de este artículo como revisores de las tareas de laboratorio y gabinete, de la modelación numérica y de los resultados y conclusiones que surgieran de los mismos.

7 TAREAS DE LABORATORIO

El LabG (2022) tomo muestras de campo del material remanente de relave en la zona colapsada y del terreno natural de fundación en los estribos de ambas márgenes.

En la Figura 9 se observa la presa pre y post falla donde se tomaron las muestras.



Figura 9. Vista aérea de la presa colapsada donde se tomaron las muestras

En laboratorio se clasificaron los materiales de relave de acuerdo al contenido de hierro en tres grupos de alto, medio y bajo contenido, y los materiales de fundación. En la Figura 10 se puede apreciar la toma de muestras respectiva.

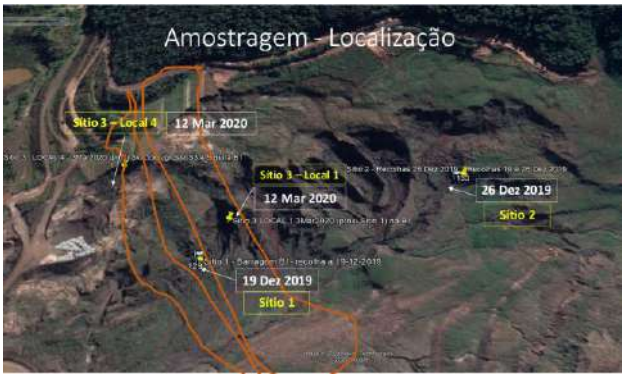


Figura 10. Ubicación típica de la toma de muestras

Por su parte la Figura 11 muestra las muestras en el laboratorio y como se tomaron del sitio.

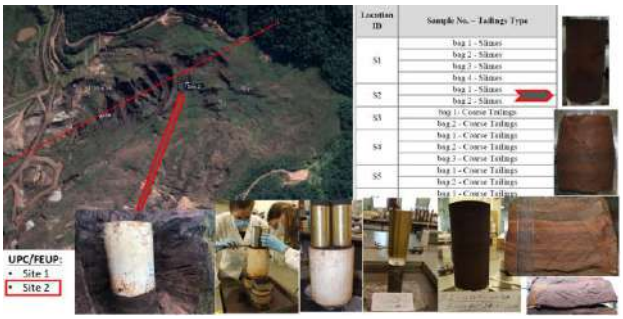


Figura 11. Muestras típicas para ensayo

Sobre las muestras se realizaron ensayos de identificación convencionales, granulometrías, pesos unitarios, triaxiales para definir curvas p-q, edométricos, permeabilidad y ensayos no destructivos como medición de ondas de corte, etc.

A modo ilustrativo, en la Figura 12, se muestra un resumen de curvas de deformabilidad y de trayectoria de tensiones.

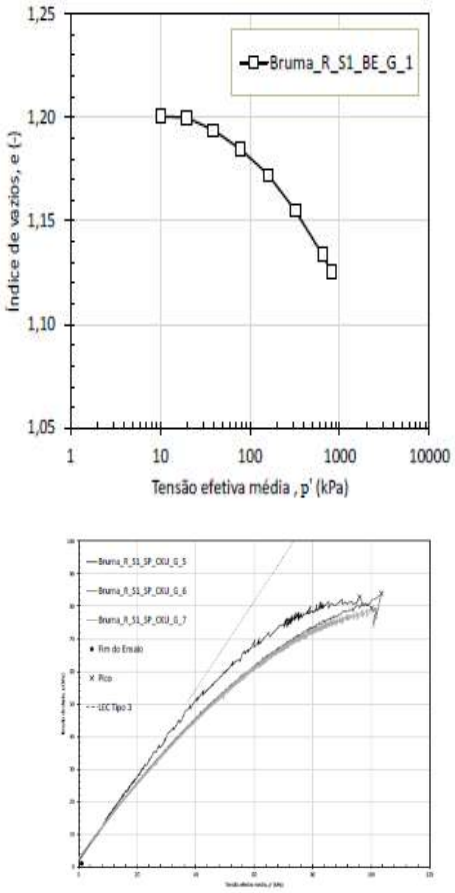


Figura 12. Resultados típicos de laboratorio

8 MODELACIÓN NUMÉRICA

En base a los resultados de ensayos de campo previos a la falla, a la descripción de perfiles de las perforaciones, a los resultados de laboratorio sobre el relleno y la fundación, y a las dimensiones relevadas topográficamente de la obra, el CIMNE (2022) realizó una modelación numérica estableciendo todos los materiales hallados con sus correspondientes parámetros zonificando la presa para simular la situación más probable al momento de la falla en el sector de la falla.

Se tomó como parámetro de correlación de los materiales la permeabilidad de campo y laboratorio, asociándola a los demás resultados (Figura 13).

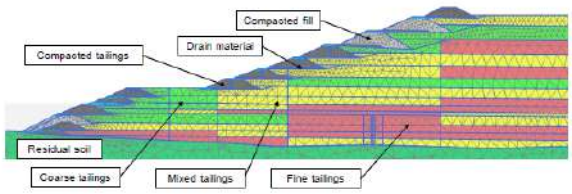


Figura 13. Distribución típica de los materiales

Y se analizó el avance de la presa etapa por etapa hasta alcanzar la altura al momento de la falla, para considerar las deformaciones producidas a lo largo del tiempo de explotación y los cambios en las características de los materiales. Además, se pudo determinar la presión de poros en toda la presa, el contorno del nivel piezométrico, las tensiones inducidas por la construcción y el

relleno. Todo ello paso a paso en las distintas etapas de crecimiento de la presa.

A modo de ejemplo en las Figuras 14, 15, 16, 17 y 18, se muestran estos resultados que permitieron calibrar el modelo con las mediciones realizadas previamente a la falla, en la sección crítica.

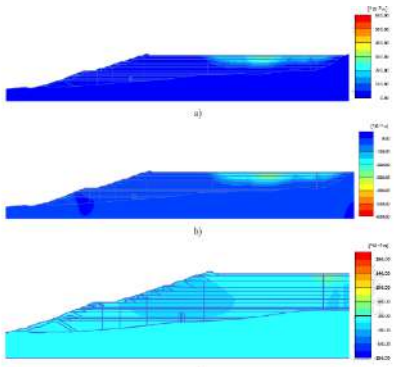


Figura 14. Desplazamientos verticales, horizontales y totales

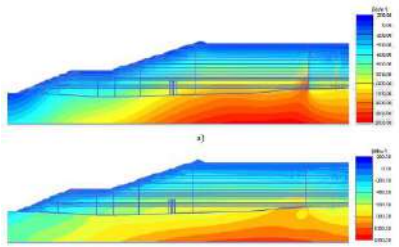


Figura 15. Tensiones efectivas verticales y horizontales

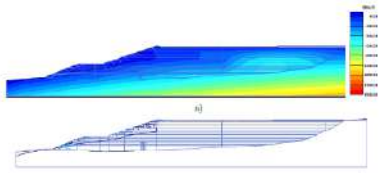


Figura 16. Presiones de poros

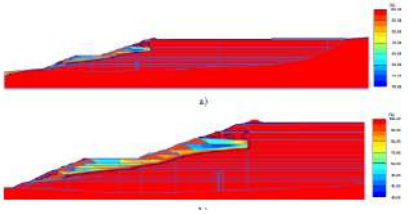


Figura 17. Contorno de saturación

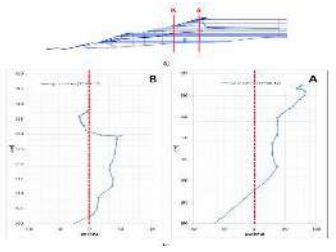


Figura 18. Perfiles de succión en altura

9 ANÁLISIS DE FALLA

Con el modelo calibrado y partiendo de la hipótesis de licuación del suelo, que resultó la más plausible para todos los paneles de expertos involucrados, se aplicó en la profundidad donde se relevó la superficie de deslizamiento real un incremento de presión de poros. Esa era además la profundidad que había alcanzado la perforación que ese día se estaba llevando a cabo en ese sector de la presa.

El resultado del análisis se muestra en la Figura 19, donde se puede observar que en ese punto comienza un fenómeno de licuación.

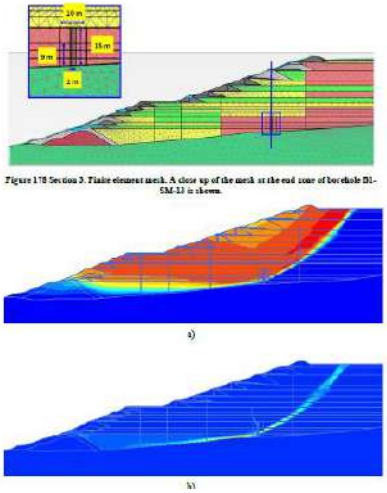


Figura 19. Incremento de presión de poros

Este punto de inicio se extiende inmediatamente a toda una superficie muy similar a la relevada en el deslizamiento, mientras el modelo muestra desplazamientos hacia abajo hacia afuera repitiendo el deslizamiento observado (Figura 20).

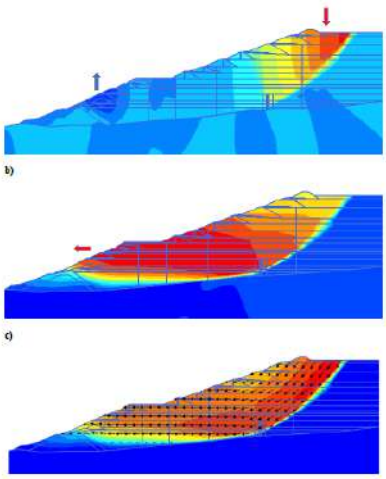


Figura 20. Superficie de falla obtenida por el modelo

Asumiendo que la falla fue por licuación, que al momento de producirse no se registraron eventos sísmicos en la zona, que no había vibración por explosiones ni movimiento de equipos pesados ya que la mina esta en cierre, que no se registraron otros eventos más que los trabajos realizados con anterioridad y del día del colapso, resulta plausible la posibilidad de un incremento local de presión de poros, que puede estar combinado con erosiones internas, movimientos previos, etc.

En especial con márgenes de seguridad muy estrechos, sumado a la metodología constructiva, cualquier pequeña variación en las condiciones puede llevar a la falla una estructura de este tipo.

10 CONSIDERACIONES FINALES

A modo de síntesis puede decirse que:

Respecto del modelo:

- El uso de programas de elementos finitos tipo Plaxis pueden generar modelos de verificación y predicción suficientemente verosímiles con los relevamientos de campo (Programas de calidad).
- Una correcta modelación necesita inexorablemente de parámetros geotécnicos de calidad para lograr resultados confiables y que repitan situaciones relevadas (Laboratorio de calidad).
- Además de los parámetros geotécnicos es necesario contar con la historia constructiva, relevamientos topográficos sostenidos en el tiempo, y el registro de todo evento ocurrido con sus resultados (Servicios de apoyo de calidad).
- La modelación debe ser llevada a cabo por profesionales de experiencia para justipreciar y ponderar la incidencia de las variables y acotar la problemática abordada (Geotécnicos de calidad).

Respecto de la obra:

- El método constructivo de crecimiento con presas aguas arriba del inferior no es el más adecuado y así lo demuestra la profusa experiencia internacional en el tema.
- Operar con márgenes muy estrechos de seguridad implica asumir el riesgo que cualquier variación por más pequeña y localizada que sea, provoque el colapso de la obra.
- El seguimiento continuo del comportamiento de la presa es fundamental para garantizar el éxito en las operaciones de cierre de la explotación.
- Las tareas de reparación, remediación o de mejoramiento del comportamiento de la presa no están exentas de alterar el comportamiento general, por ello deben ser proyectadas y controladas de modo de poder aplicar los cambios que fuese necesario para garantizar su resultado sin ulterioridades.

11 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la empresa VALE S.A. y a los profesores A. Viana, M. Arroyo, y A. Gens.

12 REFERENCIAS

Gens, A., Arroyo, M. (2022) "*Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho - Final Report*. CIMNE, Universidad Politécnica de Cataluña, 2022.

Robertson, P., De Melo, L., Williams, D., Wilson, W. (2019) « Experts Panel Report – EPR ».

Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 442-459.

Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests—a unified approach*. Canadian geotechnical journal, 46(11), 1337-1355

Robertson, P. K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—an update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12), 1910-1927.

Sayao, A. y Terzzariol, R. (2022) « *Informe de Evaluación – Presa I – Brumadinho* » Geophi Engenharia Ltda.

Valenzuela, L. (2015). *Tailings dams and hydraulic fills, the 2015 Casagrande lecture*. In Geotechnical Synergy in Buenos Aires 2015: Invited Lectures of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and the 8th South American Congress on Rock Mechanics (Vol. 5, p. 5).

Viana, A. (2022) "*Informe de ensayos de laboratorio y toma de muestras para la presa B1*" LabG, Facultad de Ingeniería, Universidad de Porto.

EJE TEMÁTICO

“TALUDES – INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA - ROCAS”

Índice Mineralógico para Caracterización Física de Roca Volcánica Alterada Hidrotermalmente

Mineralogical Index for Physical Characterization of Hydrothermally Altered Volcanic Rock

José Daniel Ale Veliz & Juan José Clariá
Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Argentina, jose.ale@gmail.com

RESUMEN: En la caracterización geotécnica de un macizo rocoso, las propiedades físicas de la roca intacta son un factor determinante, las cuales a su vez son influenciadas por el grado de alteración. En los proyectos mineros, debido a los procesos de mineralización que dan lugar a los yacimientos, todas las estructuras geotécnicas deben interactuar con macizos rocosos alterados, siendo la alteración hidrotermal una de las más frecuentes. Este trabajo estudia la influencia de la alteración hidrotermal sobre las propiedades físicas y mecánicas de un pórfido andesítico de Cu-Au en el norte de los Andes del Perú. Como parte del estudio, en campo se ejecutaron perforaciones diamantinas con muestreo abarcando todo el halo de alteración, desde roca fresca a completamente alterada. En laboratorio se determinaron propiedades físicas (porosidad, peso unitario, gravedad específica), composición mineralógica mediante difracción de rayos X, y se midieron propiedades mecánicas como las velocidades de ondas S y P, y la resistencia a la carga puntual. Se propone un "Índice de Minerales de Alteración" (IMA), basado en la composición mineralógica, que permite determinar el grado de alteración de manera cuantitativa y que correlaciona bien con las propiedades físicas y mecánicas. De la secuencia de alteración para rocas volcánicas, se observa que los minerales filosilicatos son generados mayormente como producto de la alteración, lo cual está relacionado con el IMA. Si bien existen otros minerales de alteración, la presencia de filosilicatos gobierna el comportamiento mecánico de las rocas alteradas.

ABSTRACT: At the geotechnical characterization of a rock mass, the physical properties of the intact rock play a key role, which in turn are influenced by the degree of alteration. In mining projects, due to the mineralization processes that originate the ore deposits, all geotechnical structures interact with altered rock masses, being hydrothermal alteration one of the most frequent. This work studies the influence of hydrothermal alteration on the physical and mechanical properties of a Cu-Au andesitic porphyry in the northern Andes of Peru. As part of the study, in situ diamond drillings with rock sampling were carried out, covering the full alteration range, from fresh to completely altered rock. At the laboratory, physical properties (porosity, unit weight, specific gravity), mineralogical composition by X-ray diffraction, and mechanical properties such as S and P wave velocities and point load strength, were measured. Based on the mineralogical composition an "Alteration Minerals Index" (IMA) is proposed, which allows determining the degree of alteration quantitatively and shows a good correlation with physical and mechanical properties. From the alteration sequence for volcanic rocks, it is observed that phyllosilicate minerals are the main product of alteration, which is related to the IMA. Although other alteration minerals exist, the presence of phyllosilicates governs the mechanical behavior of altered rocks.

PALABRAS CLAVE: geomecánico - mecánica de rocas - rocas alteradas - alteración hidrotermal - rocas blandas.

KEYWORDS: geomechanics - rock mechanics - altered rocks - hydrothermal alteration - soft rocks.

1 INTRODUCCIÓN

En la ingeniería geotécnica, en particular, en la caracterización geotécnica de macizos rocosos, las rocas débiles representan un desafío en poder determinar su comportamiento, en especial a las rocas que han sufrido alteraciones del tipo hidrotermal.

La alteración en roca, en especial la de tipo hidrotermal, es un proceso inevitable que puede producir cambios significativos en la mineralogía, geoquímica y propiedades físicas de la roca.

La alteración hidrotermal está relacionada con el movimiento de flujos hidrotermales que viajan a través de las fracturas de la roca existente, la que sufre cambios en su mineralogía.

Estos cambios mineralógicos, afectan a las propiedades físicas de las rocas, las que a su vez se ven impactan en su uso ingenieril. Por tal motivo, es de gran importancia la determinación del grado de alteración de las rocas como parte de las investigaciones geológicas, en especial en zonas de mineralización.

El presente artículo, presenta un estudio sobre un yacimiento aurífero de tipo pórfido de Cu-Au. Se presentan mediciones que convenientemente procesadas mediante un índice mineralógico (IMA) definido algebraicamente en función de los contenidos en peso de los minerales presentes, permite caracterizar la variación mineralógica de la roca debido a procesos de alteración hidrotermal, y luego permite predecir la manera en que estos cambios mineralógicos afectan las propiedades físicas y mecánicas.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO

2.1 *Antecedentes*

El presente estudio se desarrolló en la mina La Arena, la cual se ubica en la parte central del departamento de La Libertad, provincia de Sánchez Carrión y distrito de Huamachuco, en la Cordillera Occidental de los Andes del Norte del Perú (Figura 1), a una altura promedio de 3500 m.s.n.m..

Esta mina está ubicada en la base de los sedimentos de la Formación Chimú. Dentro del área del proyecto se ha reconocido un pórfido de Cu-Au en profundidad dentro de los primeros 350 m. Asimismo, se tiene un sistema hidrotermal con dos tipos de mineralización: un pórfido Cu-Au-(Mo) y una brecha de contacto con oro.

2.2 *Mineralización*

En el pórfido la mineralización está compuesta básicamente por sulfuros en forma de pirita (sulfuro de hierro) y calcopirita (sulfuro de hierro y cobre), diseminados en venillas de sílice asociados a una alteración fílica (sericítica). En la brecha de contacto, la mineralización aurífera está contenida en las fracturas de los sedimentos clásticos, como areniscas y cuarcitas, y está asociada a minerales oxidados como limonita (óxido de hierro), goethita (óxido de hierro) y en menor proporción jarosita (sulfato de potasio y hierro) y hematita (óxido de hierro).

Las alteraciones hidrotermales alojadas dentro del pórfido son las siguientes: a) Alteración fílica, en la parte central con generación de cuarzo, illita-esmectita; b) Alteración argílica, en la parte superior con presencia de cuarzo, illita-esmectita, ankerita; y c) Alteración propilítica, en las partes marginales con presencia de clorita, epídota y pirita.

Dentro de la brecha de contacto (pórfido con cuarcitas) se observa una silicificación intensa previa al brechamiento, alunita inmersa en goethita con sericita y menor contenido de caolinita.

Según el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico - INGEMMET (2018), el yacimiento minero La Arena tiene 19,7 Mt de mineral con una ley promedio de 1,07 g/t Au, y una ley de corte de 0,4 g/t.

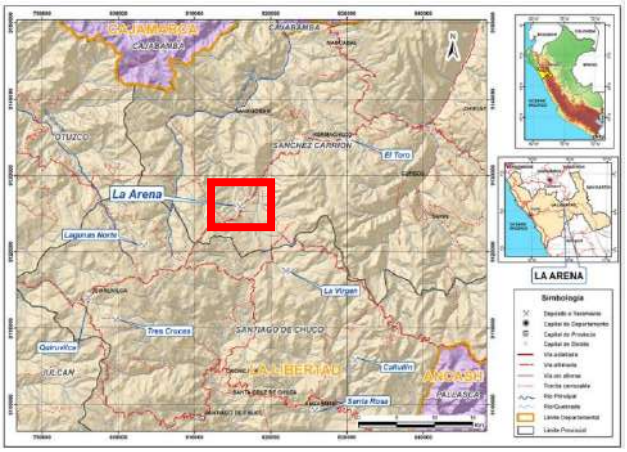


Figura 1. Mapa de Ubicación del Proyecto Minero La Arena (INGEMMET, 2018).

3 GRADO DE ALTERACIÓN DE LA ROCA

3.1 *Alteración en roca*

La alteración implica modificaciones complejas de la roca, las que abarcan cambios mineralógicos, texturales y de composición (Lagat, 2010). Un buen entendimiento de estas relaciones complejas, dependerá de un enfoque descriptivo sistemático multidisciplinario que incluye aspectos de vulcanología, geología de yacimientos, petrología, geoquímica, y mecánica de rocas. Desafortunadamente relativamente pocos estudios han integrado estas disciplinas de manera adecuada (Gifkins et al., 2005).

La integración de las observaciones de las propiedades físicas y de los datos geoquímicos es una poderosa herramienta en el estudio de las rocas alteradas. Las características físicas y las concentraciones de la parte inmóvil (minerales no susceptibles a alteración) de las rocas alteradas pueden ayudar a identificar la roca original, donde los minerales primarios y las texturas originales son concluyentes (Paulick y McPhie, 1999; Barrett et al., 2001). Los cambios físicos y químicos que produjeron la alteración de la roca pueden ayudar a determinar el grado de alteración (es decir, la intensidad de alteración) y el tipo de alteración (es decir, isoquímica o metasomática), y a discriminar que procesos de alteración están ocurriendo, tales como: diagénesis, metamorfismo y alteración hidrotermal (Offler y Whitford, 1992; Gifkins y Allen, 2001). Además, este enfoque integrado puede conducir al desarrollo de guías de exploración de búsqueda de yacimientos minerales (Large et al., 2001).

El término "alteración hidrotermal" hace referencia al efecto del agua o fluidos a altas temperaturas sobre las rocas. Estos fluidos hidrotermales son en su mayoría de origen magmático (Giggenbach, 1997). Es un término general que incluye la respuesta mineralógica, textural y química de las rocas debido a un cambio ambiental (químico y de temperatura) debido a la presencia de agua, vapor o gas a altas temperaturas (Vallejo, 2014).

Ceryan et al. (2008) determinaron las posibles rutas de alteración para rocas graníticas, a partir de los minerales formadores de la roca. La Figura 2 muestra los minerales de alteración hidrotermal que se pueden formar a partir de la alteración de los componentes de la roca fresca. En esta misma figura se han discriminados los minerales del grupo de las arcillas con los demás filosilicatos.

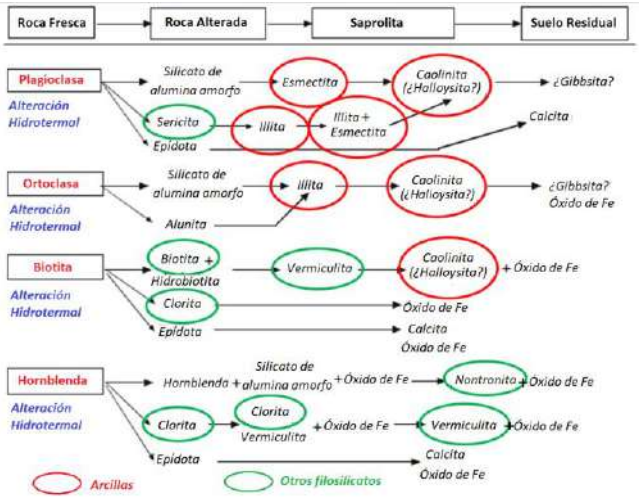


Figura 2. Esquema de transformación de minerales formadores de roca granítica durante un proceso de alteración hidrotermal (modificado de Ceryan et al., 2008).

3.2 *Grados de alteración en roca*

La determinación de los grados de alteración de la roca ha sido estudiada durante los últimos 50 años, con el objetivo principal de poder entender cómo se degradan las propiedades ingenieriles.

En un inicio, las metodologías de determinación de los grados de alteración eran cualitativos, basados en observaciones visuales o pruebas rápidas de resistencia en campo como el martillo de geólogo u otras herramientas similares.

En la actualidad, se han desarrollado métodos cuantitativos para la determinación de los grados de alteración, los cuales hacen uso de mediciones más detalladas de composición mineralógica y parámetros físicos.

Los principales métodos tanto cualitativos como cuantitativos son brevemente descriptos a continuación.

3.2.1 *Métodos cualitativos*

Los métodos cualitativos de la determinación han sido usados ampliamente en los trabajos de investigación geotécnica y geológica de campo, entre los más importes se destacan: Ruxton y Berry (1957); Knill y Jones (1965); Ward et al. (1968); Chandler (1969); Barata (1969); Little (1969); Wakeling (1970); Neilson (1970); Lovegrove & Fookes (1972); Dearman (1974); Dearman et al. (1978); Sancio & Brown (1980); Brown (1981); Hencher y Martin (1982); Krank & Watters (1983); Martin y Hencher (1986); Campbell (1991); Price (1993); NZ Geotechnical Society (2005); y Wilford (2012).

En todos los casos, estos métodos dan una guía en la determinación de los grados de alteración, desde la roca fresca hasta la roca totalmente alterada (suelo residual), en intervalos de 5 a 6 grados de alteración.

Dentro de este grupo, la escala más difundida es la propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981), que propuso los siguientes grados de intemperismo: I, Roca Fresca; II, Roca Ligeramente Intemperizada; III, Roca Moderadamente Intemperizada; IV, Roca Altamente Intemperizada; V, Roca Completamente Intemperizada; y VI, Suelo Residual.

3.2.2 *Métodos cuantitativos*

Estos métodos nos ayudan a relacionar el grado de alteración de la roca, determinado a partir de los minerales de alteración (Figura 2), con sus propiedades mecánicas y/o físicas.

Existen una serie de índices que miden el grado de intemperismo (Gupta & Rao, 2001). La gran mayoría de estos, asocian el grado de meteorización con las propiedades químicas, petrográficas e ingenieriles de la roca intacta (Weinert, 1964; Irfan & Dearman, 1978; Lumb, 1962; Mendes et al., 1966; Irfan, 1996). Muchos de estos estudios sobre el intemperismo están relacionados con rocas ígneas graníticas, metamórficas y sedimentarias, pero poca investigación se ha realizado en rocas ígneas volcánicas (Ceryan & Ceryan, 2008; Yildiz et al., 2010).

Lumb (1962) definió un índice cuantitativo de intemperismo que relacionaba el contenido de cuarzo y plagioclasa de la roca fresca (granito de Hong Kong) con el de la roca totalmente alterada, o suelo residual. En rocas ígneas básicas, Weinert (1964) clasificó las etapas de descomposición de la roca en términos del contenido de los minerales secundarios.

Mendes et al. (1966), definieron un índice global de calidad que relaciona los componentes minerales de la roca, los productos de alteración, y otras peculiaridades con el comportamiento mecánico de la roca.

Irfan & Dearman (1978) definieron un índice micropetrográfico y un índice de microfractura calculados a partir del contenido de feldespatos inalterados, feldespatos alterados, cuarzo, biotita, moscovita, biotita alterada, clorita, etc., y microfisuras y vacíos.

Irfan (1996) presenta un índice de movilidad, con el que caracteriza el grado de intemperismo de la roca, relacionando la diferencia del contenido de feldespatos de la roca alterada con respecto a la roca fresca, es decir un índice de descomposición de los feldespatos.

Ceryan et al. (2008) definió un índice de alteración hidrotermal en función de la velocidad de ondas P y la porosidad, asociando los valores de Vp y porosidad de las rocas alteradas con respecto a la roca fresca.

Yildiz (2010) evaluó el progreso de la alteración en rocas volcánicas a través del índice de alteración mineralógica, que es la relación del contenido en peso de los minerales secundarios de alteración tales como esmectita, caolinita, calcita, dolomita, goetita, etc. de la roca alterada con el contenido en peso de estos mismos minerales en una roca fresca.

4 INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

Con testigos de roca obtenidos a lo largo de todo el halo de alteración en la Mina La Arena, se realizaron en laboratorio ensayos de gravedad específica, porosidad, índice de carga puntual, velocidad de ondas P y S, y difracción de rayos X. La Tabla 1 muestra un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

Tabla 1. Ensayos de laboratorio.

Muestra	*PU (ton/m³)*	*Gs*	*n (%)*	*Is_{50} (Mpa)*	*Vp (m/s)*	*Vs (m/s)*
BH03-01	2.57	2.65	3.0%	5.54	4141	1078
BH03-02	2.28	2.521	9.6%	4.80	3753	1018
BH03-03	2.35	2.581	9.0%	0.74	3143	957
BH03-04	2.31	2.466	6.3%	0.36	2540	917
BH03-05	2.49	2.534	1.7%	1.09	1785	622
BH03-06	1.91	2.62	27.1%	0.09	752	344
BH03-07	2.01	2.655	24.3%	0.06	823	0
BH03-08	1.67	2.6	35.8%	0.15	639	254
BH03-09	2.1	2.22	5.4%	0.05	1130	174
BH03-10	2.15	3.282	34.5%	0.09	610	138
BH06-01	1.8	2.6	30.8%	2.01	2750	1298
BH06-02	2.45	2.856	14.2%	3.79	3537	1127
BH06-03	2.2	2.396	8.2%	0.95	2748	1158
BH06-04	1.94	2.011	3.5%	1.66	1874	1132
BH06-05	2.25	2.365	4.9%	2.09	2727	440
BH06-06	1.8	2.6	30.8%	0.09	679	0
BH06-07	2.03	2.504	18.9%	1.03	2258	849

Nota:
PU: Peso unitario.
Gs: Gravedad específica.
n: Porosidad.
Is_{50}: Índice de carga puntual.
Vp: Velocidad de onda P.
Vs: Velocidad de onda S.

A partir de los espectros de difracción de rayos X (XRD) de cada muestra, se procedió a realizar un análisis cuantitativo para obtener el porcentaje en peso de todos los minerales que componen las muestras (la Figura 3 muestra un espectro del ensayo XRD). Este proceso se realizó a través del programa de cómputo MAUD 2015 (materials analysis using difracction, 2015) desarrollado por la Universidad de Trento, a partir de los espectros característicos de cada mineral.

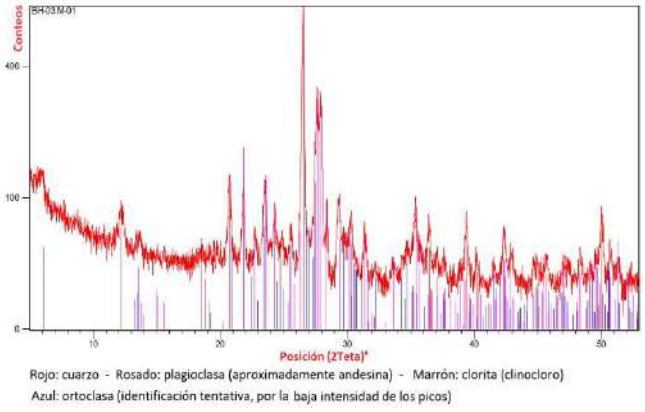


Figura 3. Muestra de ensayo de difracción de rayos X.

La Tabla 2 muestra el porcentaje en peso de filosilicatos, feldespatos, y minerales de alteración de las muestras recuperadas de las perforaciones. Además, se realiza una estimación del índice IMA (definido en el siguiente apartado).

Tabla 2. Distribución de minerales.

Mineral	*% Filosilicatos*	*% Feldespatos*	*% Minerales de Alteración*	*IMA*
BH03-01	18%	53%	14.94%	100.00%
BH03-02	43%	19%	43.31%	289.89%
BH03-03	65%	1%	64.93%	434.61%
BH03-04	58%	3%	70.65%	472.89%
BH03-05	85%	2%	85.99%	575.57%
BH03-06	56%	2%	56.74%	379.79%
BH03-07	49%	4%	53.06%	355.15%
BH03-08	53%	1%	53.47%	357.90%
BH03-09	55%	3%	49.09%	328.58%
BH03-10	69%	2%	70.74%	473.49%
BH06-01	37%	0%	70.31%	470.62%
BH06-02	66%	2%	67.30%	450.47%
BH06-03	68%	0%	67.91%	454.55%
BH06-04	99%	0%	99.14%	663.59%
BH06-05	44%	4%	43.96%	294.24%
BH06-06	98%	0%	97.97%	655.76%
BH06-07	59%	1%	59.36%	397.32%

5 ÍNDICE DE ALTERACIÓN (IMA)

Diversos autores han estudiado la relación del grado de alteración con las propiedades geotécnicas de las rocas. En general, estos estudios se han concentrado en determinar la variación de la resistencia a la compresión no confinada de la roca alterada con respecto al grado de alteración o intemperismo obtenido de manera cualitativa (Ale et al., 2012; Arikan & Aydin, 2012; Ündül & Tuğrul, 2012) siguiendo la metodología propuesta por la ISRM (1981).

En los últimos años, surgieron investigadores que intentaron relacionar los parámetros geotécnicos con diversos índices de alteración obtenidos de manera cuantitativa, entre los que se puede citar a Yildiz et al. (2010).

En el presente trabajo, se propone un índice de alteración hidrotermal (IMA, Índice de Minerales Alterados), que relaciona el contenido de minerales de alteración de la roca alterada con el de la roca fresca. La cuantificación del IMA se realizó en base a la distribución mineralógica obtenida de los ensayos de difracción de rayos X. Si bien, las rocas frescas no deberían tener minerales de alteración, es poco probable que esta condición exista en la naturaleza.

El IMA se define de la siguiente manera:

$$\text{IMA}=\frac{\%MAH_{alt}}{\%MAH_{fres}} \quad (1)$$

Donde:

IMA: Índice de minerales de alteración.
MAH_{alt}: Minerales de alteración de la roca alterada.
MAH_{fres}: Minerales de alteración de la roca fresca.

Los minerales que se han considerado como de alteración son: illita, caolinita, esmectita, clorita, mica, muscovita, biotita, hornblenda, dickita, pirofilita, calcita, ankerita, goetita, vermiculita, hayllosita, albita, apatito, siderita, anatasio, piroxeno, epidota, y anortita.

En las Figuras 4 y 5 se ilustra la relación entre el IMA y el contenido de filosilicatos y feldespatos. Para la correlación con los filosilicatos presentada en la Figura 4, se tomaron en cuenta los siguientes minerales: illita, caolinita, esmectita, clorita, mica, muscovita, biotita, hornblenda, dickita, pirofilita, goetita, vermiculita, y hayllosita.

En la Figura 5, se consideró el contenido de plaglioclasa y ortoclasas, para en análisis con respecto al IMA.

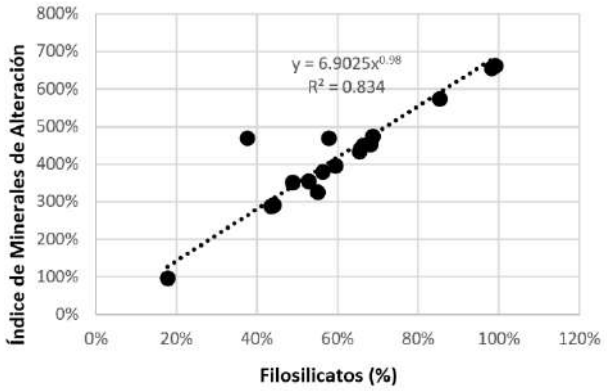


Figura 4. Relación IMA con contenido de filosilicatos.

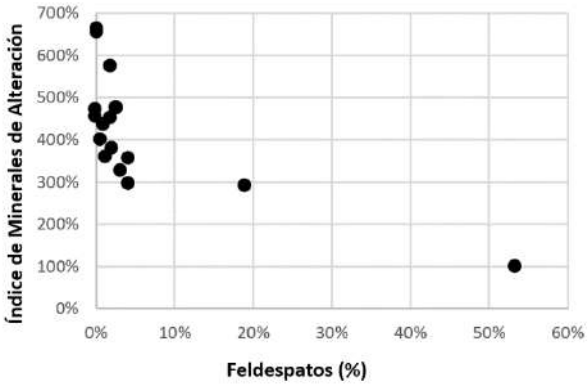


Figura 5. Relación IMA con contenido de feldespatos.

En la Figura 4 se aprecia que el IMA muestra una clara relación directa con el contenido de filosilicatos, mientras que en la Figura 5 se observa que la relación entre IMA y los feldespatos es inversa. Tanto los filosilicatos como los feldespatos son claves en la ruta de transformación de minerales formadores de roca granítica durante los procesos de alteración hidrotermal.

6 EFECTO DE LA ALTERACIÓN EN PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

En las Figuras 6 a 8 se presentan correlaciones del IMA con las propiedades físicas y mecánicas de la roca abarcadas en la presente investigación.

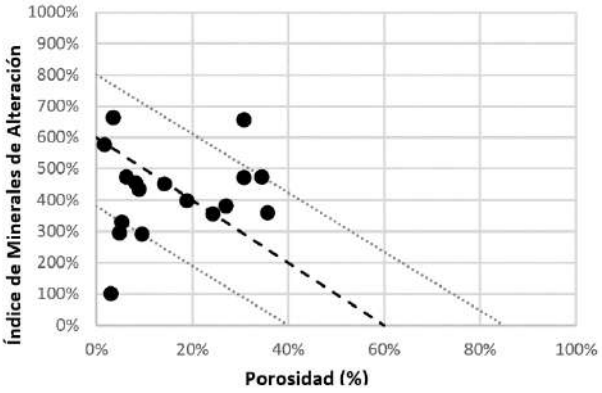


Figura 6. Relación IMA con Porosidad.

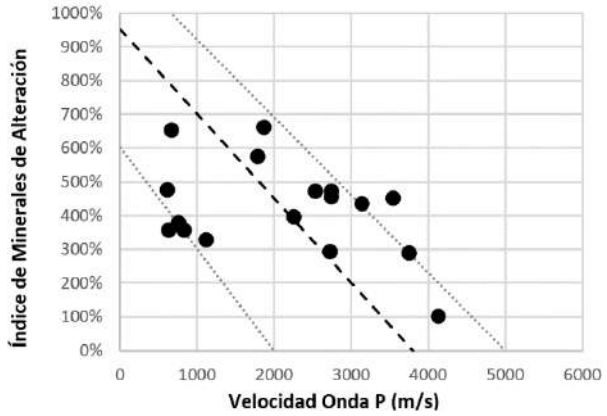


Figura 7. Relación IMA con Velocidad de Onda P.

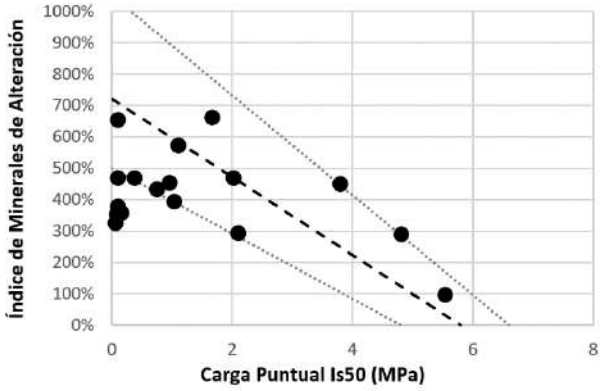


Figura 8. Relación IMA con resistencia a la carga puntual (Is50).

En las Figuras 6 a 8 puede apreciarse que el IMA correlaciona satisfactoriamente con propiedades mecánicas tales como las velocidades de onda P y la resistencia a la carga puntual y con propiedades físicas como la porosidad. Sin embargo, no existe relación contundente con los valores de velocidad de onda S, la cual no ha sido presentada.

7 COMENTARIOS FINALES

La determinación del índice de alteración hidrotermal (IMA) se ha realizado con el objetivo de poder usar los datos de composición mineralógica de la roca para estimar algunas propiedades físicas y mecánicas que nos permitan iniciar una caracterización geotécnica preliminar del macizo rocoso, en proyectos mineros. Vale aclarar que los datos mineralógicos se obtienen en las etapas iniciales de exploración a los fines de evaluar la factibilidad económica del proyecto minero.

Las correlaciones presentadas muestran una degradación de los valores de las propiedades físicas con respecto al aumento del contenido de los minerales de alteración. Esto no resultaría aplicable para rocas con alteración del tipo silicificación, la cual genera incrementos en la resistencia de la roca alterada.

En la Tabla 2 se puede observar que la muestra BH03-01 (roca fresca sin alteración) contiene filosilicatos, los cuales no son necesariamente productos de la alteración. Sin embargo, en la determinación del índice IMA, se han tomado en cuenta todos los filosilicatos dentro del grupo de minerales de alteración considerados en el cálculo. Este hecho genera pequeñas desviaciones en el uso y aplicación del IMA.

En minería, el empleo de un índice como el IMA podría resultar aplicable al diseño de taludes de tajos abiertos, diseño de refuerzos de labores subterráneas, cimentaciones de pilas de lixiviación, entre otras, siempre a nivel de anteproyecto.

8 CONCLUSIONES

Los índices cuantitativos para definir el grado de alteración de una roca permiten obtener una relación más objetiva que los cualitativos del nivel de degradación de las propiedades físicas y mecánicas que definen el comportamiento ingenieril.

Si bien los índices de alteración considerando propiedades ingenieriles de resistencia o densidad, son un buen indicador del grado de degradación de una roca, estos no tienen en consideración el efecto mineralógico sobre el físico.

Los índices del grado de alteración basados en la variación de los minerales estándar de la roca fresca podrían inducir a error debido a la posibilidad de inclusión de estos minerales de manera secundaria como producto de la alteración.

En el presente artículo se propone un índice de grado de alteración (IMA) que considera la presencia de los minerales de alteración.

Del árbol de alteración, se puede observar que los minerales del grupo de los filosilicatos son el producto predominante, por lo que es esperable que estos, sean los que controlan el comportamiento mecánico de la roca alterada.

El índice IMA definido en el presente artículo muestra una tendencia clara y lógica con los valores de propiedades mecánicas como la velocidad de onda P y la resistencia a la carga puntual, y propiedades físicas como la porosidad.

De los análisis realizados, no se ha encontrado una relación adecuada del IMA con la velocidad de onda S.

Por otro lado, el índice IMA guarda una buena correlación con el contenido de filosilicatos. Esto indica que si bien existen otros minerales de alteración, tales como óxidos, carbonatos, etc., los filosilicatos son los que gobiernan el comportamiento mecánico de las rocas alteradas.

Finalmente, se puede concluir que la medición de velocidades de ondas P en testigos de roca obtenidos en perforaciones diamantinas permite definir de manera indirecta el grado de alteración.

Dado que como parte de la exploración geológica, es común la determinación de la distribución mineral de las muestras de roca de una zona mineralizada, la definición del índice IMA apunta a ser usada y transformada en parámetros físicos, que permitan realizar una caracterización geotécnica y clasificación geomecánica de macizos rocosos en niveles preliminares e incipientes del proyecto minero.

7 REFERENCIAS

Ale J., Clariá J., Rocca, R. & Bonalumi A. (2012). *Influencia de alteración hidrotermal en el diseño geotécnico de macizos rocosos.*

Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, CAMSIG XXI, Rosario, Santa Fé, Argentina, 2012.
Arikan F. & Aydin N. (2012). *Influence of weathering on the engineering properties of dacites in Northeastern Turkey*. International Scholarly Research Network, ISRN Soil Science, p. 15.
Ceryan S., Tudes S. & Ceryan N. (2008). *Influence of weathering on the engineering properties of Harsit granitic rocks (NE Turkey*). Bulletin Engineering Geology Environment 67, p. 97–104.
Gifkins C. & Allen R. (2001). *Textural and chemical characteristics of diagenetic and hydrothermal alteration in glassy volcanic rocks-examples from the Mount Read Volcanics, Tasmania*. Economic Geology, v. 96, p. 973-1002.
Gifkins C., Herrmann W. & Large R. (2005). *Altered volcanic rocks ra indirecta foraciones diam interpretation*. Centre Ore Deposit Research, University of Tasmania, Hobart, p.1273.
Giggenbach W. (1997). *The origin and evolution of fluids in magmatic-hydrothermal systems.* En: Geochemistry of hydrothermal ore deposits, 3d Edition (H. L. Barnes, Ed.), Wiley, p. 737-796.
Gupta A. & Rao K. (2001). *Weathering indices and their applicability for crystalline rocks.* Bulletin Engineering Geology & Environment 60, p. 201–221.
International Society for Rock Mechanics (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring—ISRM Suggested Methods*. Pergamon Press, Oxford, UK.
Irfan T. & Dearman W. (1978). *Engineering classification and index properties of a weathered granite.* Bulletin International Engineering Geology 29, p. 5–35.
Irfan T. (1996). *Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granites in Hong Kong*. Quaterly Journal Engineering Geology 29, p. 5–35.
Lagat J. (2009). *Hydrothermal alteration mineralogy in geothermal fields with case examples from Olkaria domes geothermal field, Kenya*. Short Course IV on Exploration for Geothermal Resources, Kenya.
Lumb P. (1962). *The properties of decomposed granite*. Geotechnique 12, p. 226–243.
MAUD (2015). *Materials Analysis Using Diffraction.* University of Trento – Italy, Department of Industrial Engineering.
Mendes F., Aires-Barros L. & Rodrigues F. (1966). *The use of modal analysis in the mechanical characterization of rock masses*. Proceedings of the 1st International Society of Rock Mechanics Congress, Lisbon, p. 217–223.
Offler R. & Whitford, D.J. (1992). *Wall-rock alteration and metamorphism of a volcanic-hosted massive sulphide deposit at Que River, Tasmania - petrology and mineralogy*. Economic Geology, v. 87, p. 686-705.
Paulick H., & McPhie J. (1999). *Facies architecture of the felsic lava-dominated host sequence to the Thalanga massive sulfide deposit, Lower Ordovician, northern Queensland*. Australian Journal of Earth Sciences, v. 46, p. 391–405.
Rose A. & Burt, D. (1979*). Hydrothermal Alteration*. En: Geochemistry of Hydrothermal Ore Deposits, Segunda Edición, Hubert L. Barnes (ed.), Wiley Interscience Publication, p. 173-235.
Townley, B. (2005). *Yacimientos Minerales y Procesos Geológicos*. Departamento de Geología, Universidad de Chile, Santiago, Chile,.
Ündül O. & Tuğrul A. (2012). *The Influence of weathering on the engineering properties of dunites*. Rock Mechanics Rock Engineering 45, p. 225.
Vallejo Cortés C. (2014). *Influencia de la Alteración Hidrotermal en la Caracterización de los Macizos Rocosos*. Primer Congreso Internacional de Diseño de Minas por Métodos Empíricos.
Waltham, T. (2002). *Foundations of Engineering Geology*. Second Edition, Taylor and Francis Group, London, UK,.
Weinert H. (1978). *Basic igneous rocks in road foundations*. Council for Scientific & Industrial Research, South Africa, Pretoria, 1964, p 47.
Yildiz A., Kuscu M., Dumlupunar I., Aritan A. & Bagci M. (2010). *The determination of the mineralogical alteration index and the investigation of the efficiency of the hydrothermal alteration on physico-mechanical properties in volcanic rocks from Köprülü, Afyonkarahisar, West Turkey*. Bulletin Engineering Geology Environment 69, p. 51–61.
Zharikov V., Pertsev N., Rusinov V., Callegari E. & Fettes D. (2007) *Metasomatism and metasomatic rocks*. En: Metamorfic rocks – a classification and glossary of terms (Fettes D. & Desmons J., Ed.). Cambridge University, p. 58-68.

Análisis de estabilidad de taludes en rellenos sanitarios con inyección horizontal de fluidos

Slope stability analysis in landfills with horizontal fluids injection

Gianfranco Dacci, Nicolás Tasso & Mauro Codevilla
Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Argentina, gdacci@fi.uba.ar

RESUMEN: La inyección de fluidos en rellenos sanitarios de Residuos Sólidos Urbanos (RSU) permite acelerar los procesos de descomposición y degradación de los desechos contenidos en su interior, como así también el incremento de producción de biogás. Esto trae ventajas en distintos aspectos operativos y de diseño que vuelven más sustentable al relleno sanitario como técnica de disposición final de nuestros desechos. Sin embargo, también implica un riesgo para la estabilidad del relleno por la reducción en la resistencia al corte producto del incremento de presión de poros asociado a la inyección. La implementación de un sistema de inyección de fluidos debe ser contemplada y cuidadosamente estudiada en la etapa de diseño, momento en el cual prácticamente no se cuenta con información acerca de las características físicas, mecánicas e hidráulicas del material a modelar. En este trabajo se estudia la sensibilidad del factor de seguridad global por la falla de talud para distintos escenarios o condiciones de operación en su vida útil. Se busca generar conocimiento sobre la modelación de taludes de rellenos sanitarios, compuestos por materiales altamente heterogéneos y de comportamiento complejo. Adicionalmente, se pretende obtener conclusiones acerca de los métodos y técnicas más adecuadas para modelar y proyectar un relleno sanitario con inyección de fluidos y generar un punto de partida para aplicar esta tecnología en nuestro país.

ABSTRACT: Fluids injection in municipal solid waste (MSW) landfills allows for the acceleration in the process of decomposition and degradation of the refuse lying within them and an increase in biogas production rates. This poses advantages in different design and operational aspects that can make landfills a more sustainable practice for the final waste disposal. Nonetheless, it also implies a risk for the landfill's stability due to the reduction in shear strength by the increase on pore pressures associated to the fluid injection. The implementation of a liquids addition system must be contemplated and carefully studied during the landfill's design process, moment at which there is no information available regarding the physical, mechanical, or hydraulic characteristics of the material. This work studies the sensibility of the global factor of safety to slopes failure for different scenarios and operation conditions along the landfill's service life. It is intended to generate knowledge about the modelling of landfills' slopes, composed of strongly heterogeneous materials with complex behavior. In addition, it is expected to obtain conclusions regarding the most adequate methods and techniques for modelling and designing a landfill with liquids addition systems and to generate a trigger point for the implementation of this practice in our country.

PALABRAS CLAVE: rellenos sanitarios – estabilidad de taludes – resistencia al corte - lixiviados

KEYWORDS: landfills – slope stability – shear strength - leachate

1 INTRODUCCIÓN

La inyección de fluidos es una técnica originalmente ideada para favorecer el tratamiento de los lixiviados producidos en rellenos sanitarios (RS). Esta técnica incrementa la cantidad de fluido disponible en contacto con los residuos almacenados y acelera los procesos de descomposición biológica. Esto permite reducir el período de tiempo necesario para la degradación de los desechos; logrando que la descomposición biológica ocurra en un lapso en el cual los sistemas de control y operación del RS funcionan adecuadamente. Por otro lado, abarata el mantenimiento post-cierre e incrementa la producción de biogás, favoreciendo su aprovechamiento como una fuente de energía (Townsend et al. 2015).

Sin embargo, inyectar un fluido a presión dentro de un RS puede implicar riesgos para su operación y su integridad. Un diseño u operación inadecuados del sistema de inyección puede producir, entre otras cosas, desestabilización de los taludes del relleno por la reducción en la resistencia al corte por incremento de la presión de poros. Por este motivo, la estabilidad de los taludes debe ser cuidadosamente estudiada desde la etapa de diseño cuando se quiera implementar la inyección de fluidos (Townsend et al. 2015).

Modelar los fenómenos que ocurren en un talud de un RS es una tarea compleja. Si bien el conjunto de residuos mezclados con suelo que componen al relleno puede analizarse como una masa geotécnica, la dispersión en los parámetros físicos, mecánicos e hidráulicos involucrados en el cálculo producen altos niveles de incertidumbre (Townsend et al. 2015). Estos parámetros dependen de la heterogeneidad de los materiales componentes, de la interacción entre ellos, e incluso de la variación en el tiempo de los procesos de descomposición. Por consiguiente, es relevante conocer cuáles son los parámetros que más influyen sobre la estabilidad del RS, y esto puede ser analizado calculando y evaluando la variabilidad del Factor de Seguridad (FoS) global del talud analizado.

2 PANORAMA ACTUAL DEL MODELADO DE INYECCIÓN DE FLUIDOS EN RELLENOS SANITARIOS

Varios investigadores han estudiado los RS con el objetivo de caracterizar los materiales componentes, evaluar su comportamiento y generar pautas de diseño tanto para la disposición tradicional de RS como para la aplicación de técnicas innovadoras tales como la inyección de fluidos.

Xu et al. (2012) realizaron un estudio donde evaluaron la variación del FoS con el tiempo para un talud hipotético en el cual se inyecta un fluido a presión a través de una galería horizontal. La inyección fue simulada mediante un análisis de flujo transitorio y el FoS fue calculado con el método de

equilibrio límite (LE) a distintas instancias de tiempo. Adicionalmente, los autores plantearon una serie de escenarios de interés para evaluar la respuesta del FoS ante distintas situaciones o configuraciones posibles de generarse durante la operación de un RS: i) el taponamiento del sistema de recolección y remoción de lixiviados (LCRS); ii) la generación de una capa de baja permeabilidad dentro del relleno que obstaculiza el drenaje por gravedad del fluido inyectado; iii) la incidencia de colocar una capa de cobertura externa sobre el talud para prevenir lixiviación de líquidos hacia el exterior y iv) la aplicación de distintos valores y patrones de presiones de inyección. Los escenarios planteados resultaron en una disminución del FoS en todos los puntos de tiempo con respecto al modelo base original y las situaciones más críticas suceden cuando se produce una importante acumulación de lixiviados y un consecuente incremento de las presiones neutras.

A su vez, en el trabajo indicado se incluye un análisis de sensibilidad del FoS a algunos parámetros como: cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ), conductividad hidráulica (k), anisotropía (k_x/k_y), pendiente del talud y peso unitario (γ). Los resultados obtenidos arrojaron que el FoS es más sensible a los parámetros mecánicos y a la geometría del talud.

Si bien los autores introdujeron los parámetros del modelo constantes en toda la geometría, esto podría no ser realista, dada la enorme dispersión que se observa en las mediciones in situ y la falta de un método normalizado que genere comparabilidad entre dichos resultados (Dixon & Jones 2005, Zekkos et al. 2006).

3 TRABAJO REALIZADO

3.1 Escenarios de estudio

El presente trabajo busca complementar los resultados obtenidos por Xu et al. (2012), partiendo de su modelo base, compuesto por los parámetros indicados en la Tabla 1 y la geometría esquematizada en la Figura 1. El objetivo es conocer cuáles son los parámetros trascendentales del RS que más influyen en su estabilidad, considerando aspectos más sofisticados en el modelo, tales como: i) la variabilidad espacial de algunos parámetros; ii) la relación no lineal entre la resistencia al corte y la tensión normal (Stark & Huvaj 2008, Daciolo et al. 202) y iii) el comportamiento del material en condición no saturada.

Se espera que los nuevos aspectos analizados en este trabajo permitan reducir la incertidumbre en las distintas etapas del diseño, enfocándose en aquellos parámetros y factores más influyentes. Se utilizaron los programas SEEP/W y SLOPE/W de Geo-Slope International para desarrollar el modelo. La inyección de fluido y el incremento de presiones de poros con el tiempo fueron modelados utilizando un análisis de flujo transitorio en SEEP/W. El factor de seguridad fue calculado usando el método de equilibrio límite, a distintas instancias de tiempo, utilizando el programa SLOPE/W. El análisis se realizó con el método de Morgenstern-Price (1965). Las superficies de falla circulares se definieron a partir de puntos de entrada y salida y se optimizó la superficie crítica hasta obtener una diferencia entre FoS sucesivos de 1,0E-7.

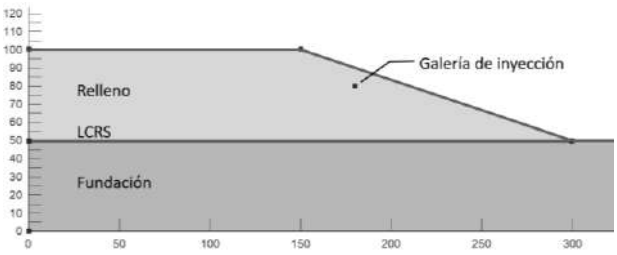


Figura 1. Geometría del talud utilizada.

Tabla 1. Parámetros del modelo base utilizado (idem Xu et al. 2012).

Parámetros	Valor
Altura del relleno [m]	50
Pendiente del talud [-]	3:1
Elevación de la galería de inyección [m]	30
Distancia de la galería a superficie del talud [m]	30
Conductividad hidráulica vertical de residuos (k_y) [cm/s]	1e-05
Anisotropía de los residuos (k_x/k_y) [-]	10
Peso unitario de los residuos (γ) [kN/m^3]	15
Cohesión de los residuos (c) [kPa]	15
Ángulo de fricción de los residuos (ϕ) [°]	35
Cohesión del LCRS (c_{LCRS}) [kPa]	0
Ángulo de fricción del LCRS (ϕ_{LCRS}) [°]	22
Cont. Vol. de humedad de saturación de residuos [m^3/m^3]	0,50
Presión de inyección [kPa]	49

El trabajo realizado se compone de 4 escenarios, análogos a los planteados por el trabajo citado: Escenario 0 (base); Escenario 1 (LCRS taponado) y Escenarios 2 y 3 (estratos de baja conductividad hidráulica en el cuerpo del RS).

3.2 Aspectos generales a todos los Escenarios

Para todos los escenarios planteados, la geometría 2D consiste en un talud de residuos apoyado sobre un terreno competente (fundación), tal como se esquematiza en la Figura 1. Se dispone el LCRS entre el RS y la fundación, el cual se modela como una capa drenante capaz de evacuar el líquido contenido en el RS. Para esto se definió una condición de borde de presión igual a cero a lo largo de la interfaz entre los residuos y el LCRS. La fundación fue modelada como un material impermeable y de capacidad portante muy superior al relleno a los efectos de evitar análisis de estabilidad por fallas en la base.

Se utilizaron tres valores de presión de inyección: $49\ kPa$, $98\ kPa$ y $147\ kPa$, aplicados de manera puntual en la cercanía del talud, y siguiendo los lineamientos de Xu et al. (2012). Esta presión fue mantenida en el tiempo durante un período de 3000 días (8,22 años). Para distintas instancias de tiempo, se determinó el campo de presiones de poros en el talud y se determinó el FoS asociado.

Para poder modelar la etapa de inyección teniendo en cuenta la incidencia de la succión en el contenido de humedad y en la conductividad hidráulica, se incorporó una curva de retención (SWRC). La SWRC empleada fue obtenida por Wu et al. (2012) para una muestra de 10 años, compuesta por material extraído de un RS en Pekín, China. Esta curva fue escogida debido a la similitud de resultados entre los alcanzados por Xu et al. (2012) y el caso base. De esta manera, es posible comparar los resultados, y así complementar los trabajos. La SWRC y su dependencia con la conductividad hidráulica están representadas en la Figura 2 y Figura 3, respectivamente. El ajuste utilizado fue el propuesto por van Genutchen (1980).

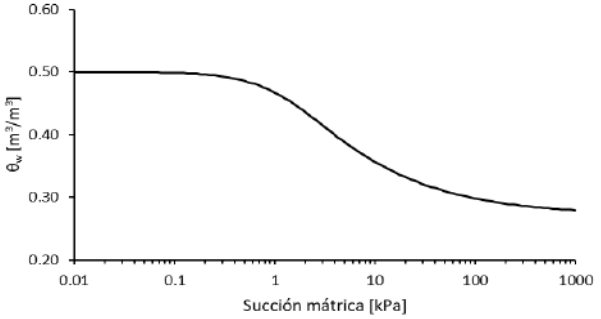


Figura 2. Contenido de humedad volumétrica vs. succión mátrica.

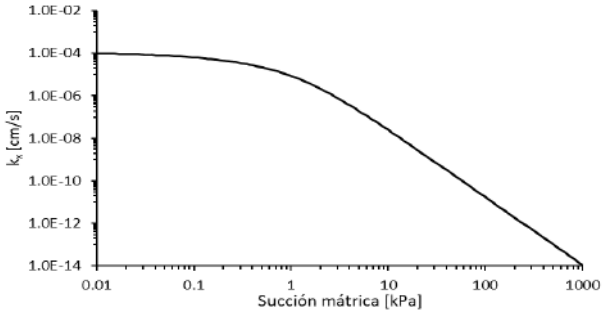


Figura 3. Conductividad hidráulica horizontal vs. succión mátrica.

3.3 Aspectos particulares a cada Escenario

El Escenario 0 (base) corresponde a la geometría del talud de la Figura 1 funcionando en forma satisfactoria.

El Escenario 1 elimina la capacidad del LCRS de permitir la evacuación del líquido generado por el RS, representando así una condición de taponamiento total. Esta situación podría presentarse por un inadecuado diseño o mala construcción.

Los Escenarios 2 y 3 consideran un posible estrato de baja conductividad hidráulica ($1 \cdot 10^{-8} cm/s$) que se interpone entre el punto de inyección y el LCRS. El estrato fue ubicado 5.0 m por debajo de la galería de inyección. Esta situación es común en RS, y puede tener varias causas: la colocación de una cobertura diaria compuesta de un suelo de aporte compactado de baja conductividad hidráulica (Escenario 2) o la presencia de residuos plásticos en gran cantidad (Escenario 3).

Estos últimos escenarios difieren en la definición de la resistencia de la capa poco permeable. Si bien la resistencia al corte en las mezclas suelo-residuo es mayor cuanto mayor sea la proporción y calidad del suelo presente (Hossain & Haque 2009), se adoptó una resistencia igual a la del RS restante para el Escenario 2. En el Escenario 3, en cambio, sí se consideró una reducción de la resistencia al corte; se asignaron al estrato de baja conductividad hidráulica los mismos valores $c = 0$ y $\phi = 22°$ que al LCRS. Estos valores buscan simular la interfaz entre los residuos y los elementos plásticos y también son acordes a la resistencia al corte medida sobre muestras en un estado con predominio de materiales plásticos (GeoSyntec Consultants 2007, Hossain & Haque 2009).

3.4 Modelos de análisis

Para cada uno de los Escenarios, se plantean cuatro casos que corresponden a los aspectos que se buscan analizar. En primer lugar, se planteó un modelo base análogo al analizado por Xu et al. (2012). Se conservaron la geometría y los valores de los distintos parámetros mostrados en la Figura 1 y Tabla 1. Este caso fue denominado Modelo A.

El Modelo B considera una variación del peso unitario del RS con la profundidad. Su valor y cómo este varía con la profundidad, dependen de diversos factores: características de los residuos y suelo presentes, grado de compactación, nivel de presiones, edad del relleno, entre otros. Zekkos et al. (2006) propusieron tres curvas de ajuste dependientes del grado de compactación (GC) aportado en la colocación del relleno, las cuales se muestran en la Figura 4.

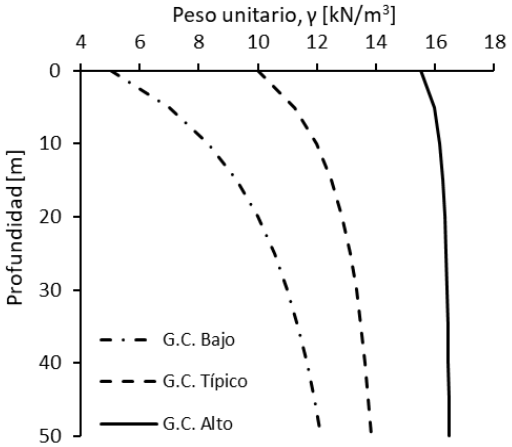


Figura 4. Peso unitario RS vs. profundidad y grado de compactación.

En el Modelo C se considera la resistencia al corte no lineal. Stark & Huvaj (2008) y Daciolo et al. (2022) recopilaron resultados obtenidos en diversas pruebas de corte directo y ensayos triaxiales sobre muestras procedentes de RS. En todos los casos se observó un incremento monotónico de la resistencia al corte con el avance de la deformación, sin alcanzar un pico y un posterior ablandamiento. Algunos de ellos alcanzan niveles de deformación altos (150 mm de desplazamiento por corte y 30 % a 40 % de deformación axial). Stark et al. (2009) proponen una serie de envolventes de resistencia al corte en función del esfuerzo normal para distintos valores de deformación. Para modelar la resistencia al corte en este caso, se empleó la envolvente correspondiente a 10% de deformación axial dado que este valor de deformación resulta compatible con la respuesta mecánica de los materiales geosintéticos en la interfase con el suelo de fundación (Eid et al. 2000).

Dado que las envolventes propuestas por Stark & Huvaj (2008) no contienen datos más allá de los 400 kPa de esfuerzo normal y que la información disponible para niveles de presión mayores es escasa, se estableció dicho valor como límite superior. La curva utilizada se muestra en la Figura 5.

El Modelo D contempla la resistencia al corte del material en condición no saturada. Si bien durante la inyección de fluido habrá sectores del relleno que se saturan, otras partes permanecerán no saturadas y con distintos niveles de succión. Se incorporó ángulo $\phi^b = 17°$ a los efectos de ampliar la envolvente de Mohr-Coulomb contemplando el aporte de resistencia de la succión mátrica. Al no existir ensayos para medir el ángulo ϕ^b en RS, se adoptó un valor medio entre los obtenidos para diversos tipos de suelos finos (Fredlund & Rahardjo 1993).

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Influencia del peso unitario dependiente con la profundidad

En la Figura 10 se muestra cómo varía el FoS luego de los 3.000 días de inyección de presión de fluido para los distintos grados de compactación indicadas en la Figura 4. Se incorpora el FoS obtenido en el Modelo A, a fin de comparar con el caso base.

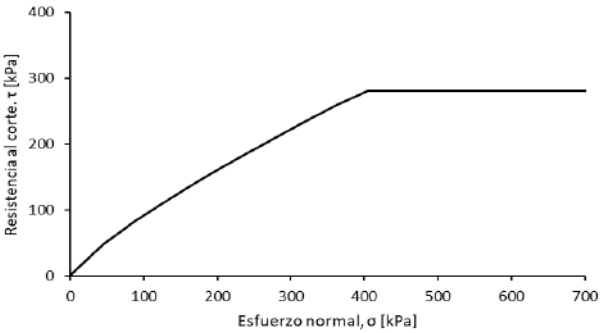


Figura 5. Resistencia al corte para distintos valores de esfuerzo normal correspondientes a una deformación axial de 10%.

La modelación de un peso unitario correspondiente a grados de compactación altos no difirió del modelo base dado que en estos casos γ no presenta una fuerte variación con la profundidad (Zekkos et al. 2006). En contraste, el FoS es menor para los grados de compactación bajo y típico, e incluso es mayor la diferencia con respecto al Modelo A cuanto más sea la presión de inyección aplicada. Esto se debe a que, dado un menor peso unitario y mayores sobrepresiones de poros, la componente de resistencia al corte cae más abruptamente que la carga desestabilizante producida por el peso propio de la masa de relleno.

La Figura 6 muestra la cuña de deslizamiento crítica para t = 3.000 días del Escenario 1 con grado de compactación típico. La falla corre cercana a la superficie como consecuencia de lo ya expuesto.

4.2 Influencia de la resistencia al corte no lineal

La Figura 11 muestra los FoS calculados para los distintos escenarios modelados según los Modelos A, C y D y luego de haber transcurrido 3.000 días de inyección de fluidos.

Para los escenarios 0 y 1 no se aprecia una diferencia entre los Modelos analizados. En el Escenario 2, en cambio, al incorporarse una barrera de menor conductividad hidráulica a mitad de la profundidad, el Modelo C alcanzó FoS considerablemente menores que los Modelos A y B. Las figuras Figura 7 a Figura 9 ilustran las superficies de deslizamiento del Modelo C asociadas a cada escenario. Las líneas de falla más críticas obtenidas en el Escenario 2 son en su mayoría cercanas a la superficie. Esto se debe a que el modelo castiga fuertemente a los estratos superiores donde las presiones efectivas todavía son bajas y están afectadas por la alta presión de poros acumulada.

El comportamiento del Escenario 3 es similar en tanto las superficies de falla más críticas se presentan a baja profundidad. Sin embargo, en este caso el desarrollo de la falla está dominada por la reducida resistencia al corte que posee la barrera impermeable compuesta por materiales plásticos. De este modo, el FoS para del Modelo C no difiere tan fuertemente de los otros dos modelos como sucede en el escenario anterior.

En los escenarios 0 y 1 las fallas involucraron mayor masa del talud, alcanzando el LCRS donde su baja resistencia al corte domina la formación del mecanismo de falla. Por otro lado, para los niveles de presiones alcanzados luego de modelada la inyección de líquido, la resistencia al corte obtenida a lo largo de toda la superficie de falla resultó similar tanto trabajando con c, ϕ constantes como dependientes de la tapada. De esta manera, el FoS calculado no difiere prácticamente entre los modelos propuestos.

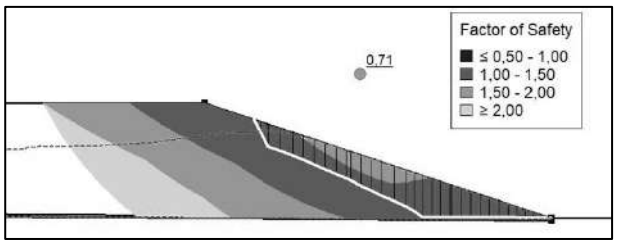


Figura 6. Cuña de falla del Modelo B, Escenario 1 con un grado de compactación típico y 147 kPa de inyección. Las regiones en escala de grises indican zonas por donde pasan cuñas con distintos FoS. En punteado se muestra la posición del nivel de líquido en interior del RS.

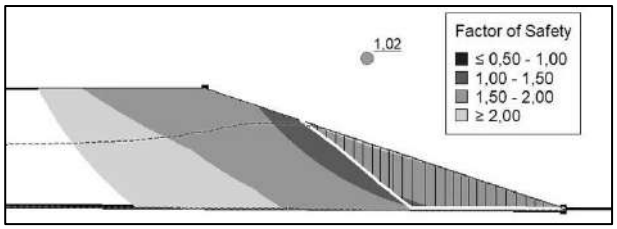


Figura 7. Cuña de falla del Modelo C, Escenario 1. 98 kPa de inyección.

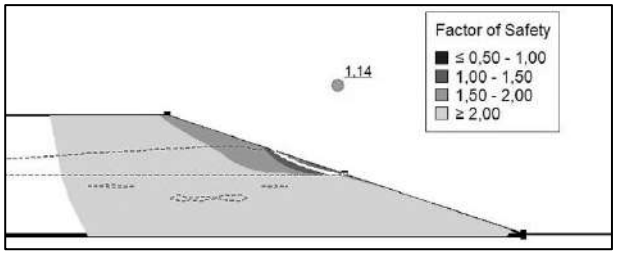


Figura 8. Cuña de falla del Modelo C, Escenario 2. 98 kPa de inyección.

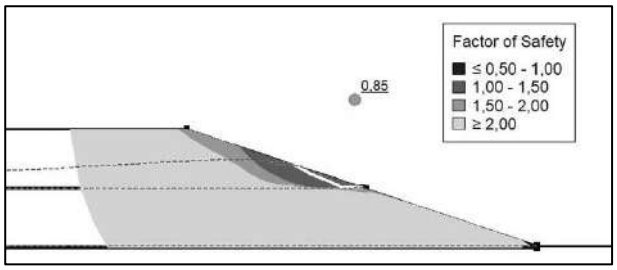


Figura 9. Cuña de falla del Modelo C, Escenario 3. 98 kPa de inyección.

4.3 Influencia del parámetro ϕ^b

La incorporación del ángulo ϕ^b para considerar el aporte de resistencia no saturada no afectó al FoS obtenido. En los escenarios donde se produce acumulación de presiones de poros es un resultado esperable dado que gran parte del relleno se encuentra en condición saturada. Sin embargo, tampoco hubo una incidencia apreciable en ninguno de los casos del Escenario 0, donde el adecuado drenaje permite que haya una mayor porción del material sin alcanzar la saturación.

4.4 Resumen de los factores de seguridad obtenidos

En la Tabla 2 se presenta en forma sintética todos los valores de FoS calculados para cada una de las combinaciones de Escenarios y Modelos indicados anteriormente. Se destaca en color negrita aquellos valores que no verifican FoS > 1,3.

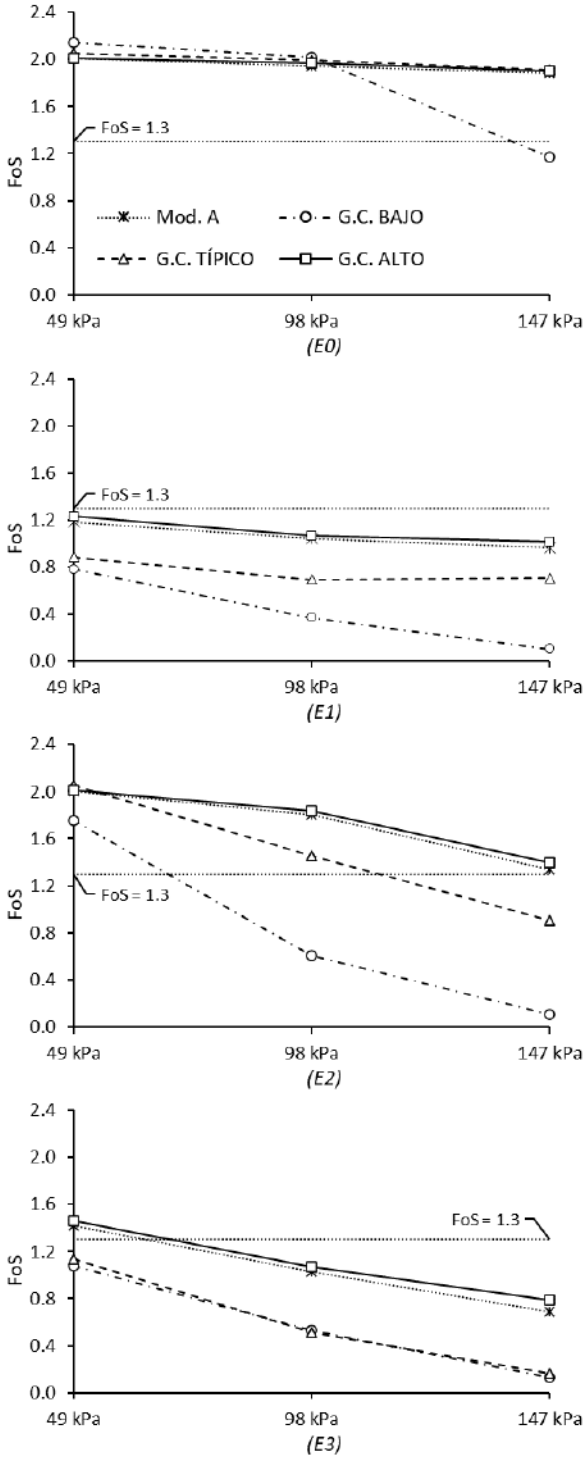


Figura 10. FoS en función de la presión de inyección para cada curva de peso unitario vs profundidad para Modelos A y B. E0, E1, E2 y E3 corresponden a los distintos escenarios planteados.

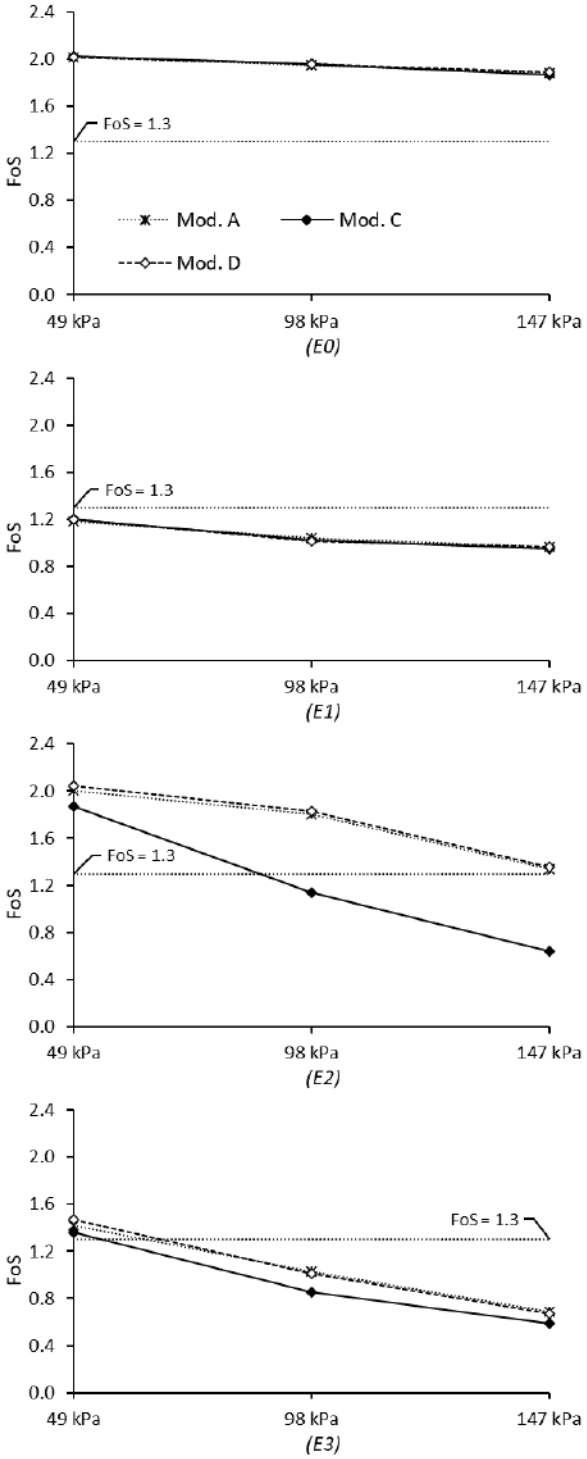


Figura 11. FoS en función de la presión de inyección para los Modelos A, C y D. E0, E1, E2 y E3 corresponden a los distintos escenarios planteados.

5 CONCLUSIONES

Se analizaron distintos aspectos en la estabilidad de un relleno sanitario: i) la variabilidad espacial del peso unitario; ii) la relación no lineal entre la resistencia al corte y la tensión normal, y iii) el aporte en resistencia al corte en condición no saturada.

Se obtuvieron un total de 72 FoS para todas las combinaciones de Escenarios y Modelos calculados. Del total, solamente unos 35 verificaron FoS > 1,30, siendo este valor una condición de estabilidad de talud segura.

La dependencia del peso unitario con la profundidad influye en el FoS, principalmente si no es posible garantizar un nivel de compactación óptimo y uniforme en todo el relleno. El decrecimiento en el FoS es mayor cuanto menor sea el grado de compactación del material. Se debe destacar que el peso unitario presenta una alta variabilidad y, por lo tanto, resulta necesario realizar ensayos en campo y en laboratorio para poder generar curvas de distribución adecuadas a cada caso de estudio.

Con respecto a los parámetros de resistencia al corte, si bien Xu et al. (2012) encontraron que el FoS tiene gran sensibilidad a los parámetros adoptados, la relación en la que se los modela, sea

lineal o no lineal, no tiene una incidencia destacable. La mayoría de los modelos propuestos por distintos autores proveen una distribución de c y ϕ con la profundidad, cuyo comportamiento no difiere tanto de la adopción de parámetros constantes. Se debe prestar atención a cuánto castigan los modelos empleados a las capas superficiales del relleno dado que, en escenarios de todas maneras desfavorables, pueden obtenerse superficies de deslizamiento con muy bajos valores de factor de seguridad, que no necesariamente se condicen con un riesgo real.

La adopción del parámetro ϕ^b para contemplar el comportamiento no saturado prácticamente no influye en los resultados. Sin embargo, se debe destacar que este parámetro y el método de equilibrio límite no consideran cambios volumétricos asociados a la desaturación, los cuales podrían ser causantes de una seguridad menor.

Finalmente, para que cualquiera de los modelos planteados sea lo más coherente con la realidad del relleno sanitario siendo diseñado o estudiado, se necesita contar con buena y cuantiosa información acerca de las características de los residuos que llegan a la etapa de disposición final y se debe garantizar que estos presenten características medianamente predecibles para ayudar a reducir la dispersión. En este último aspecto entra en juego las etapas previas de la gestión de residuos, la cual debe ser integral para que todos los profesionales involucrados en las distintas posiciones de la cadena puedan contar con información confiable.

Tabla 2. FoS a 3000 días de inyección para cada Escenario.

Modelo	Escenario	Grado de Compactación	FoS 49 kPa	FoS 98 kPa	FoS 147 kPa
Mod. A	E 0	-	2,01	1,94	1,88
	E 1	-	**1,18**	**1,04**	**0,96**
	E 2	-	2,00	1,80	1,33
	E 3	-	1,42	**1,02**	**0,68**
Mod. B	E 0	G.C. Bajo	2,14	2,01	1,17
		G.C. Típico	2,05	1,99	1,91
		G.C. Alto	2,01	1,96	1,90
	E 1	G.C. Bajo	**0,77**	**0,36**	**0,10**
		G.C. Típico	**0,88**	**0,69**	**0,70**
		G.C. Alto	**1,22**	**1,06**	**1,01**
	E 2	G.C. Bajo	1,75	**0,60**	**0,10**
		G.C. Típico	2,05	1,45	**0,90**
		G.C. Alto	2,00	1,83	1,39
	E 3	G.C. Bajo	**1,07**	**0,52**	**0,12**
		G.C. Típico	**1,13**	**0,51**	**0,16**
		G.C. Alto	1,46	**1,06**	**0,78**
Mod. C	E 0	-	2,02	1,96	1,86
	E 1	-	**1,19**	**1,02**	**0,94**
	E 2	-	1,86	**1,13**	**0,63**
	E 3	-	1,36	**0,85**	**0,59**
Mod. D	E 0	-	2,01	1,95	1,89
	E 1	-	**1,18**	**1,00**	**0,96**
	E 2	-	2,04	1,82	1,35
	E 3	-	1,46	**1,01**	**0,67**

6 REFERENCIAS

Daciolo N.V.C., de Souza Correia N., Gimenez Boscov M.E. (2022). *Extensive database of MSW shear strength parameters obtained from laboratorial direct shear tests: Proposal for data classification*. Waste Management 140, 245-259.

Dixon N., Jones D.R.V. (2005). *Engineering properties of municipal solid waste.* Geotextiles and Geomembranes 23 (3), 205-233.

Eid H., Stark T.D., Evans W.D., Sherry P. (2000). *Municipal solid waste slope failure I: waste and foundation soil properties*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 126 (5), 397–407

Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993). *Shear Strength Theory*. Soil Mechanics for Unsaturated Soils (p. 229). John Wiley & Sons, New York.

GeoSyntec Consultants. (2007). *Reviewers checklist: Slope stability analysis.* Prepared as part of the Fundamentals of Slope Stability and Settlement for Solid Waste Disposal Facilities, Univ. of Florida TREEO Center, Orlando, FL.

Hossain M.D.S., Haque M.A. (2009). *The effects of daily cover soils on shear strength of municipal solid waste in bioreactor landfills.* Waste Management 29 (5), 1568-1576.

Morgenstern, N.R. & Price, V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surface*. Geotechnique 15(1), 79-93.

Stark T.D., Huvaj N. (2008). *Shear strength of municipal solid waste for stability analyses.* Environmental Earth Sciences 57 (8), 1911-1923.

Townsend T.G., Powell J., Jain P., Xu Q., Tolaymat T., Reinhart D. (2015). *Sustainable Practices for Landfill Design and Operation.* Springer, New York.

van Genuchten M.T. (1980). *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils.* Soil Sci. Soc. Am. J. 44 (5), 892-898.

Wu H., Wa H., Zhao Y., Chen T., Lu W. (2012). *Evolution of unsaturated hydraulic properties of municipal solid waste with landfill depth and age.* Waste Management 32 (3), 463-470.

Xu Q., Tolaymat T., Townsend T. G. (2012). *Impact of pressurized liquids addition on landfill slope stability.* J. Geotech. Geoenviron. Eng. 138 (4), 472-480.

Zekkos D., Bray J.D., Kavazanjian E., Matasovic N., Rathje E.M., Riemer M.F., Stokoe K.H. (2006). *Unit weight of municipal solid waste.* J. Geotech. Geoenviron. Eng. 132 (10), 1250-1261.

Teoría de expansión de cavidades aplicada al análisis de cimentaciones profundas inyectadas

Cavity expansion theory applied to the analysis of deep injected foundations

Facundo Ramos & **Gonzalo Aiassa**
Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Centro de Investigación y transferencia en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Departamento de Ingeniería Civil. Argentina. gaiassa@frc.utn.edu.ar

Pedro Arrúa & Marcelo Eberhardt
Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Centro de Investigación y transferencia en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Departamento de Ingeniería Civil. Argentina.

RESUMEN: La teoría de expansión de cavidades es un tema fundamental de la Geomecánica teórica y se ocupa del estudio teórico de los cambios de tensiones, presiones intersticiales y desplazamientos provocados por la expansión de cavidades cilíndricas o esféricas. Este trabajo presenta la aplicación de esta teoría a cimentaciones profundas inyectadas, instaladas en zonas de suelos sedimentarios de la Provincia de Córdoba. La metodología de análisis se basó en la aplicación de la solución analítica de dicha teoría a una cavidad cilíndrica en un medio finito. Se obtuvieron como resultado, curvas de presión interna-expansión, para un amplio rango de parámetros, que permiten apreciar las diferencias en el comportamiento de la cavidad debido a la variación de uno más de sus parámetros intervinientes.

ABSTRACT: The cavity expansion theory is a fundamental topic in theoretical geomechanics, dealing with the theoretical study of stress changes, interstitial pressures, and displacements caused by the expansion of cylindrical or spherical cavities. This paper presents the application of this theory to deep injected foundations installed in sedimentary soil areas of the Province of Cordoba. The analysis methodology was based on the analytical solution of this theory for a cylindrical cavity in a finite medium. As a result, internal pressure-expansion curves were obtained for a wide range of parameter variations, allowing the differences in cavity behavior due to the variation of one or more of its intervening parameters to be appreciated.

PALABRAS CLAVE: teoría de expansión de cavidades – cimentaciones profundas inyectadas – solución analítica

KEYWORDS: cavity expansion theory – deep injected foundations – analytical solution

1 INTRODUCCIÓN

Los micropilotes son pilotes de diámetro pequeño, usualmente entre 50mm y 350mm (Budhu 2008). Existen diversas tecnologías de instalación y materialización final. El pequeño diámetro de estos elementos ha permitido su implementación para la solución de problemas de cimentaciones en estructuras con grandes cargas y accesos restringidos o complicados (Bruce et al. 1997, Cadden et al. 2004). En general, los micropilotes han sido aplicados para resolver problemas en los cimientos o cambios de destino de las estructuras.

Los micropilotes hincados, y posteriormente inyectados (MHI) constituyen una alternativa de cimentación apropiada para terrenos con suelo limo-arenoso blando, o medianamente compactos, y con presencia de agua subterránea a bajas profundidades. La capacidad de carga de este tipo de cimentaciones tiene su origen en: (i) desplazamiento del suelo a lo largo del fuste producto de la cavidad generada durante la hinca, (ii) expansión de la cavidad cilíndrica debido a la inyección de lechada de cemento a presión.

2 TEORIA DE EXPANSIÓN DE CAVIDADES

2.1 *Alcance del estudio*

En el presente trabajo, se utilizó la solución elasto-plástica perfecta para una cavidad cilíndrica en un medio finito, asumiendo un comportamiento drenado del suelo limo-arenoso, empleando el criterio de falla de Mohr Coulomb. En la Figura 1) se aprecia el criterio seleccionado.

Adicionalmente, con la finalidad de observar solamente el cambio en el comportamiento de la presión interna máxima aplicada en la cavidad cilíndrica, se limita el estudio hasta que se logra la plastificación completa de la cavidad, es decir c=b.

2.2 *Introducción*

Esta teoría trata el estudio de los campos de tensión y desplazamientos alrededor de una cavidad sometida a una presión interna en un medio de comportamiento lineal o no lineal.

El problema se formula en coordenadas polares, para lo cual existen alternativas de soluciones analíticas y numéricas. Adicionalmente se requiere del empleo de modelos constitutivos que describan el comportamiento tenso-deformacional del suelo.

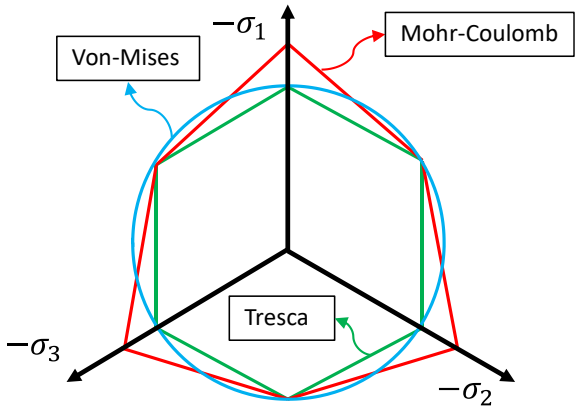


Figura 1. Criterios de Fluencia

Suponiendo que los radios internos y externos actuales de la cavidad cilíndrica se indican mediante "a" y "b", Figura 2). Inicialmente los radios de los limites internos y externos son a_0 y b_0 respectivamente, y la presión externa hidrostática p_0 actúa en todo el suelo que se supone homogéneo. La presión interna aumenta desde su valor inicial p_0.

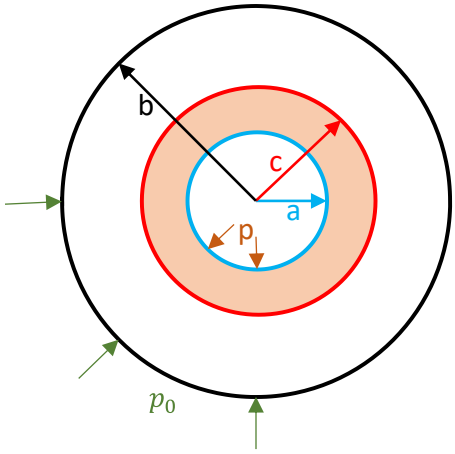


Figura 2. Parámetros de la cavidad cilíndrica en un medio finito

En cualquier momento y posición en el suelo alrededor de la cavidad con radios interior y exterior "a" y "b", las tensiones deben satisfacer la siguiente ecuación de equilibrio:

$$(\sigma_\theta - \sigma_r) = r\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \quad \textbf{(1)}$$

Sujeta a las condiciones de contorno:

$$\sigma_r|_{r=a} = -p \quad \textbf{(2)}$$

$$\sigma_r|_{r=b} = -p_0 \quad \textbf{(3)}$$

2.3 *Solución Elástica:*

Para la expansión del cilindro, la relación tensión-deformación elástica se puede expresar como:

$$\dot{\varepsilon_r} = \frac{\partial \dot{u}}{\partial r} = \frac{1-v^2}{E}\left[\dot{\sigma_r} - \frac{v}{1-v}\dot{\sigma_\theta}\right] \quad \textbf{(4)}$$

$$\dot{\varepsilon_\theta} = \frac{\dot{u}}{r} = \frac{1-v^2}{E}\left[-\frac{v}{1-v}\dot{\sigma_r} + \dot{\sigma_\theta}\right] \quad \textbf{(5)}$$

La solución de la ecuación (1)-(5), sujeta a las condiciones de contorno (2) y (3), se muestra como:

$$\sigma_r = -p_0 + (p-p_0)\left[\frac{1}{\left(\frac{b}{a}\right)^2 - 1} - \frac{1}{\left(\frac{r}{a}\right)^2 - \left(\frac{r}{b}\right)^2}\right] \quad \textbf{(6)}$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + (p-p_0)\left[\frac{1}{\left(\frac{b}{a}\right)^2 - 1} + \frac{1}{\left(\frac{r}{a}\right)^2 - \left(\frac{r}{b}\right)^2}\right] \quad \textbf{(7)}$$

$$u = \frac{p-p_0}{2G\left(\frac{1}{a^2}-\frac{1}{b^2}\right)}\left[\frac{1-2v}{b^2}r + \frac{1}{r}\right] \quad \textbf{(8)}$$

Al aumentar la presión interna p, la fluencia ocurre primero en la pared interna del cilindro cuando los esfuerzos satisfacen la condición $\alpha\sigma_\theta - \sigma_r = Y$ (Criterio de falla de Mohr Coulomb), y eso ocurre cuando la presión de la cavidad alcanza el siguiente valor:

$$p = p_{1Y} = p_0 + \frac{2(b^2-a^2)[Y+(\alpha-1)p_0]}{(2+\alpha)b^2+2(\alpha-1)a^2} \quad \textbf{(9)}$$

2.4 *Solución Elasto-plástica:*

Ocurrida la fluencia inicial en la pared interna de la cavidad, se formará una zona plástica alrededor de la pared interna de la cavidad, con un aumento de la presión aplicada "p". El radio exterior de la zona plástica se denota por "c" (Figura 2).

2.4.1 *Tensiones en la región plástica*

Se encuentra que los componentes de tensión, que satisfacen la ecuación (1), y la condición de falla de Mohr-Coulomb, son:

$$\sigma_r = \frac{Y}{\alpha-1} + Ar^{-\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \quad \textbf{(10)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{Y}{\alpha-1} + \frac{A}{\alpha}r^{-\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \quad \textbf{(11)}$$

Siendo A una constante de Integración.
El factor adimensional α se define como:

$$\alpha = \frac{(1+sen\varphi)}{(1-sen\varphi)} \quad \textbf{(12)}$$

Siendo φ el ángulo de fricción interna del suelo que compone la cavidad.

2.4.2 *Tensiones en la región elástica*

Los componentes de la tensión en la recién elástica se pueden obtener a partir de la ecuación de equilibrio y de las ecuaciones de tensión-deformación elástica de la siguiente manera:

$$\sigma_r = -p_0 + B\left(\frac{1}{b^2} - \frac{1}{r^2}\right) \quad \textbf{(13)}$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + B\left(\frac{1}{b^2} - \frac{1}{r^2}\right) \quad \textbf{(14)}$$

Siendo B la segunda constante de integración.
La continuidad de los componentes de tensión en la interfaz elasto-plástica se puede utilizar para determinar las contantes de integración A y B.

$$A = -[Y + (\alpha-1)p_0]\left[\frac{1}{\alpha-1} - \frac{\left(\frac{c}{b}\right)^2 - 1}{(\alpha-1)\left(\frac{c}{b}\right)^2 + 1 + \alpha}\right]c^{\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \quad \textbf{(15)}$$

$$B = \frac{Y+(\alpha-1)p_0}{\frac{\alpha-1}{b^2}+\frac{1+\alpha}{c^2}} \quad \textbf{(16)}$$

Vinculando las ecuaciones (2) y (10) se puede obtener el radio de la frontera elasto-plástica como:

$$\frac{c}{a}=\left[\frac{\left[\left(\frac{c}{b}\right)^2+1+\frac{2}{\alpha-1}\right](Y+(\alpha-1)p)}{\left(2+\frac{2}{\alpha-1}\right)(Y+(\alpha-1)p_0)}\right]^{\frac{\alpha}{(\alpha-1)}} \quad \textbf{(17)}$$

Todo el cilindro se vuelve plástico cuando la interfaz elasto-plástica alcanza el límite exterior c=b. Cuando esto ocurre, la presión interna de la cavidad se puede obtener de la siguiente manera:

$$p=\frac{Y+(\alpha-1)p_0}{\alpha-1}\left[\left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{(\alpha-1)}{\alpha}}-1\right]+p_0 \quad \textbf{(18)}$$

2.4.3 *Análisis de desplazamientos elasto-plásticos*

Sustituyendo las ecuaciones (13) y (14) en (5), se puede demostrar que el desplazamiento en la zona elástica es:

$$u=r-r_0=\frac{1+v}{\delta}\left[\frac{1-2v}{\alpha-1+(1+\alpha)\left(\frac{b}{c}\right)^2}r-\frac{1}{(\alpha-1)\left(\frac{r}{b}\right)^2+(1+\alpha)\left(\frac{r}{c}\right)^2}r\right] \quad \textbf{(19)}$$

Donde:

$$\delta=\frac{E}{[Y+(\alpha-1)p_0]} \quad \textbf{(20)}$$

En particular, para el borde externo del cilindro:

$$u(b)=b-b_0=\frac{2(1-v^2)b}{\delta\left[\alpha-1+(1+\alpha)\left(\frac{b}{c}\right)^2\right]} \quad \textbf{(21)}$$

La determinación del campo de desplazamientos en la zona plástica requiere el uso de una regla de flujo plástico. Se supone que mientras ocurre la fluencia, la deformación total se descompone aditivamente en componentes elásticos y plásticos.

Para la expansión de un cilindro, la regla de flujo de Mohr-Coulomb no asociada puede ser expresada como:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_r^p}{\dot{\varepsilon}_\theta^p}=\frac{\dot{\varepsilon}_r-\dot{\varepsilon}_r^e}{\dot{\varepsilon}_\theta-\dot{\varepsilon}_\theta^e}=-\frac{1}{\beta} \quad \textbf{(22)}$$

Donde:

$$\beta=\frac{(1+sen\Psi)}{(1-sen\Psi)} \quad \textbf{(23)}$$

Sustituyendo las soluciones de deformación elástica (4) y (5) en la regla de flujo plástico (22) y siendo Ψ el ángulo de dilatación del suelo que compone la cavidad, se obtiene:

$$\beta\dot{\varepsilon}_r+\dot{\varepsilon}_\theta=\frac{1-v^2}{E}\left[\left(\beta-\frac{v}{1-v}\right)\dot{\sigma}_r+\left(1-\frac{\beta v}{1-v}\right)\dot{\sigma}_\theta\right] \quad \textbf{(24)}$$

La distribución de esfuerzos y deformaciones en el suelo al inicio de la fluencia plástica se obtiene de las ecuaciones (4) a (8) haciendo $p=p_0$ y definida la ecuación (18).

Sujeta a esta condición inicial (14) puede integrarse para dar la siguiente relación esfuerzo-deformación total:

$$\beta\dot{\varepsilon}_r+\dot{\varepsilon}_\theta=\frac{1-v^2}{E}\left[\left(\beta-\frac{v}{1-v}\right)\sigma_r+\left(1-\frac{\beta v}{1-v}\right)\sigma_\theta+(\beta+1-\frac{v(1+\beta)}{1-v})p_0\right] \quad \textbf{(25)}$$

Para tener en cuenta el efecto de la gran deformación en la zona plástica, se adoptan deformaciones logarítmicas, tales como:

$$\varepsilon_r=\ln\left(\frac{dr}{d\theta}\right) \quad \textbf{(26)}$$

$$\varepsilon_\theta=\ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \quad \textbf{(27)}$$

Sustituyendo las definiciones de deformación anteriores y las ecuaciones en la zona plástica (24) se tiene:

$$ln\left[\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\frac{1}{\beta}}\frac{dr}{dr_0}\right]=\ln(\eta)-\omega\left(\frac{c}{r}\right)^{\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \quad \textbf{(28)}$$

Siendo:

$$\eta=exp\left\{\frac{(\beta+1)(1-2v)(1+v)}{\delta(\alpha-1)\beta}\right\} \quad \textbf{(29)}$$

$$\omega=\frac{1+v}{\delta\beta}\left(\beta-v-\beta v+\frac{1-v-\beta v}{\alpha}\right)\left[\frac{1}{\alpha-1}-\frac{\left(\frac{c}{b}\right)^2-1}{(\alpha-1)\left(\frac{c}{b}\right)^2+1+\alpha}\right] \quad \textbf{(30)}$$

Mediante la siguiente transformación:

$$\theta=\omega\left(\frac{c}{r}\right)^{\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \quad \textbf{(31)}$$

$$\xi=\omega\left(\frac{r_0}{c}\right)^{\frac{\beta+1}{\beta}} \quad \textbf{(32)}$$

Y utilizando la ecuación (21) para r=c, la ecuación (28) puede ser integrada para un intervalo cerrado [r,c], obteniendo:

$$\frac{\eta}{\gamma}\left\{\left[1-\frac{(1+v)g}{\delta}\right]^{\frac{\beta+1}{\beta}}-\left(\frac{r_0}{c}\right)^{\frac{\beta+1}{\beta}}\right\}=-\omega^\gamma\int_\theta^\omega e^\theta\theta^{-\gamma-1}d\theta \quad \textbf{(33)}$$

Donde:

$$\gamma=\frac{\alpha(1+\beta)}{(\alpha-1)\beta} \quad \textbf{(34)}$$

$$g=\frac{1-2v}{\alpha-1+(1+\alpha)\left(\frac{b}{c}\right)^2}+\frac{1}{(\alpha-1)\left(\frac{c}{b}\right)^2+1+\alpha} \quad \textbf{(35)}$$

Introduciendo series finitas:

$$e^\theta=\sum_{n=0}^{\infty}\frac{\theta^n}{n!} \quad \textbf{(36)}$$

Y haciendo $r=a$ y $r_0=a_0$ en la ecuación (33) resulta:

$$\frac{\eta}{\gamma}\left\{\left[1-\frac{(1+v)g}{\delta}\right]^{\frac{\beta+1}{\beta}}-\left(\frac{a_0}{c}\right)^{\frac{\beta+1}{\beta}}\right\}=\sum_{n=0}^{\infty}A_n^1 \quad \textbf{(37)}$$

Donde A_n^1 puede ser definida como:

$$A_n^1\begin{Bmatrix}\frac{(\alpha-1)\omega^n}{\alpha n!}ln\frac{c}{a} & si\ n=\gamma\\ \frac{\omega^n}{n!(n-\gamma)}\left[\left(\frac{c}{a}\right)^{\frac{(\alpha-1)}{\alpha}(n-\gamma)}-1\right] & \forall\ n\neq\gamma\end{Bmatrix} \quad \textbf{(38)}$$

Como ω es una cantidad pequeña, se puede demostrar fácilmente que las series utilizadas en las soluciones convergen muy rápidamente para todos los valores realistas de α y β.

3 PROCEDIMIENTO DE RESOLUCIÓN

Se han obtenido todas las ecuaciones necesarias para determinar la curva completa de presión-expansión. En este trabajo se utilizó el siguiente procedimiento para construir las curvas completas:

i. Elegir los parámetros del suelo E, ν, C, $\emptyset$, Ψ, p_0 y las condiciones geométricas de la cavidad cilíndrica.
ii. Calcular los parámetros G, Y, a, β, γ, δ.
iii. Si la presión interna de la cavidad es menor que p_{1Y}, la expansión de la cavidad se obtiene de la ecuación (8).
iv. Si la presión interna de la cavidad es mayor que p_{1Y}, serán necesarias las ecuaciones (17), (21) y (37).
    a) Elegir un valor de c/b (mayor que a_0/b_0 y menor que 1), calcular c/a_0 y c/b_0 de (20), y c/a y a/a_0
    b) Calcular la presión interna requerida para expandir la cavidad cilíndrica en un radio a/a_0 de la ecuación (37).

La repetición de los paso i-iv.a,b variando la relación c/b, proporciona los datos de la curva completa de presión-expansión.

Se ha aplicado el procedimiento descrito anteriormente a una cavidad cilíndrica de suelo ubicada a una profundidad de 3m, sometida a una presión externa p_0 debida al empuje horizontal del terreno, considerado en reposo, con un peso unitario de γ_h=15kN/m³. Esta hipótesis corresponde a una situación típica de un micropilote hincado e inyectado en su fuste, en los suelos de Córdoba.

Con la finalidad de observar la sensibilidad del cambio en el comportamiento de la cavidad al expandirse hasta que se logra la plastificación completa (c=b), se realizaron variaciones en cada uno de los parámetros intervinientes, obteniendo así, familias de curvas presión-expansión para cada caso correspondiente.

4 MATERIALES

Los parámetros utilizados corresponden a suelos del tipo limo-arenosos, comunes de la Provincia de Córdoba, y fueron obtenidos de la amplia base de datos que posee el CIGEF, el cual dispone de mas de 1000 sondeos ubicados en distintas zonas.

La Tabla 1). muestra los valores de cada uno de los parámetros a utilizar.

Tabla 1. Valores de parámetros para suelos limo-arenosos de Córdoba

Parámetros	Valores
Módulo de Elasticidad [kPa]	2500-5000-7500-10000-15000
Coeficiente de Poisson	0,30
Cohesión [kPa]	10
Ángulo de fricción interna Ø [°]	15-20-25-30-35
Ángulo de dilatación Ψ [°]	0-10-15-20

5 RESULTADOS

En este apartado se muestran los resultados obtenidos para la solución analítica de la teoría de expansión de cavidades cilíndricas en un medio finito. Se presentan familias de curvas Presión-Expansión para cada uno de los casos analizados.

5.1 *Variación del Módulo de Elasticidad (E)*

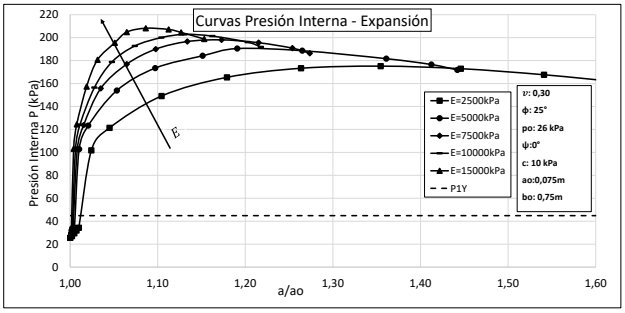


Figura 3. Curva Presión interna–Expansión, para cada rango de variación del módulo de elasticidad

5.2 *Variación del Ángulo de fricción interna (∅)*

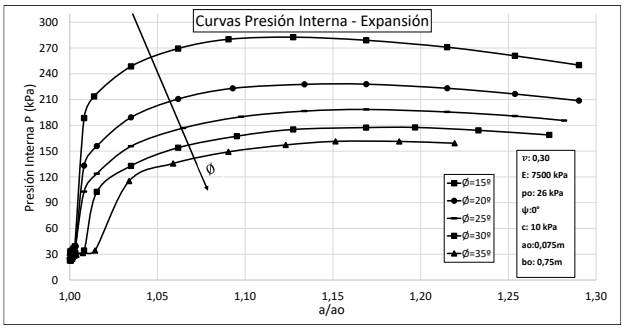


Figura 4. Curva Presión interna–Expansión, para cada rango de variación del ángulo de fricción interna

5.3 *Variación del Ángulo de dilatancia (Ψ)*

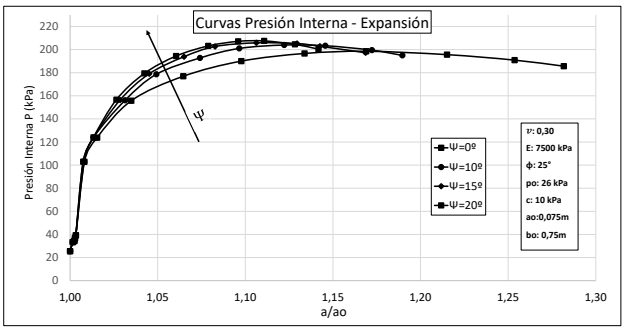


Figura 5. Curva Presión interna–Expansión, para cada rango de variación del ángulo de dilatancia

5.4 *Variación de la relación de radios iniciales b_0/a_0*

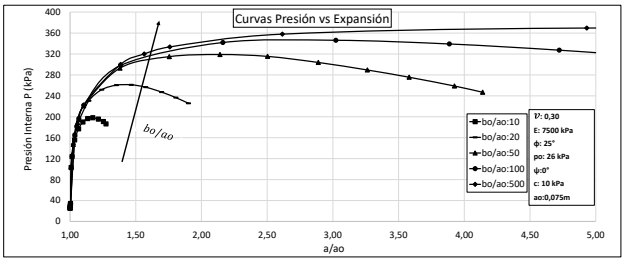


Figura 6. Curva Presión interna–Expansión, para cada rango de variación de la relación de radios iniciales

6 CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos en el presente trabajo, se han podido formular las siguientes conclusiones:

- La mayor variación tanto de presión interna, como de expansión de la cavidad, se produce en el campo elasto-plástico.
- La presión externa aplicada posee un rol fundamental en la expansión de la cavidad.
- La presión de Fluencia es independiente del módulo de elasticidad y depende del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo.
- Un aumento del Módulo de Elasticidad produce:
    a. Mayor presión interna necesaria para lograr la plastificación completa de la cavidad ($c/b = 1$).
    b. Menor expansión de la cavidad para lograr la plastificación completa de la cavidad.
    c. Aumento de las pendientes de la curva antes y después de la presión interna máxima.
- Aumentar el ángulo de fricción interna del suelo que compone la cavidad, produce una disminución de la presión interna necesaria para lograr la plastificación de la cavidad.
- Aumentar el ángulo de dilatación del suelo que compone la cavidad, produce un aumento tanto de la presión externa, como de la expansión necesaria para lograr la plastificación completa de la cavidad.
- Aumentar la relación de radios iniciales, produce un aumento tanto de la presión externa, como de la expansión necesaria para lograr la plastificación completa de la cavidad.
- Para relaciones de radios iniciales mayores a 100, el valor de presión interna máxima se vuelve asintótica.

7 ESTUDIOS FUTUROS

Teniendo en cuenta que en la implementación de un modelo elasto-plástico perfecto se asume que la resistencia del material permanece constante durante el proceso de carga y descarga, se plantea la implementación futura de un modelo de plasticidad con endurecimiento/ablandamiento de la deformación, basados en el concepto de Estado Crítico.

Adicionalmente, se plantea observar el comportamiento tenso-deformacional de la cavidad, luego de producida la plastificación completa (c=b).

8 AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por la Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional. Los autores agradecen al personal del Centro CIGEF y al Departamento de Ingeniería Civil.

9 REFERENCIAS

Bruce, D.A.; DiMillio, A.F. and Juran, I. (1997). *Micropiles: The state of practice. Part I: Characteristics, ddenitions and classifications.* Ground Improvement Journal. 1, pp. 25-35.

Budhu, M. (2008). Foundations and Earth Retaining Structures. John Wiley & Sons. New Jersey.

Cadden, A.; Gómez, J; Bruce, D. and Armour, T. (2004). *Micropiles: Recent advances and future trends.* Current Practices and Future Trends in Deep Foundations. ASCE.

Yu, H.S. (2000). *Cavity Expansion Methods in Geomechanics.* Springer Science.

Implementación de un sistema instrumentación geotécnica en una excavación a cielo abierto durante un período prolongado de medición

Implementation of a geotechnical instrumentation system in an excavation for a long time period

Pedro Covassi
GIOT, Argentina. AOSA SA, Humberto Primo 722, CABA. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, pedro.covassi@unc.edu.ar

Mauro Codevilla & Julián Dadante
AOSA SA, Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina.

Guillermo Riva
INSUS, Córdoba, Argentina.

RESUMEN: Los sistemas de instrumentación geotécnica se aplican con frecuencia y naturalidad en obras de ingeniería de gran envergadura (represas, puentes, túneles). Por otro lado, existen numerosas obras de arquitectura o ingeniería de mediana envergadura en donde el uso o implementación de dichos sistemas es prácticamente limitado o directamente nulo. Esta realidad se debe en parte por la reducida oferta de este tipo de servicios en el mercado local, como así también por la falta de normativas o reglamentos que exijan este tipo de controles antes, durante y posterior a la construcción. Se presenta un ejemplo de una excavación a cielo abierto para un proyecto de vivienda multifamiliar ubicado en Palermo (ciudad de BsAs). La excavación alcanzó una profundidad máxima de 11 metros y como linderos cercanos se contaba con las líneas de FFCC Mitre y Gral. San Martín. El sistema implementado consistió en un máximo de 16 clinómetros uniaxiales y 2 estaciones de telemetría alojados sobre dos caras laterales e instalados en correspondencia con el grado de avance de la excavación. Se presentan los aspectos más relevantes en lo que respecta al equipamiento tecnológico utilizado y al manejo de más de 350.000 registros adquiridos durante aproximadamente un año de medición. El presente trabajo tiene por objetivo desmitificar ciertos preconceptos e impulsar el uso de nuevas y sencillas tecnologías de instrumentación automatizada, destacando el potencial uso de esta tecnología como parte de un sistema de alerta y control en tiempo real durante el avance de la construcción.

ABSTRACT: The implementation of geotechnical instrumentation systems is frequently used on engineering major projects (dams, bridges, tunnels). In other way, a lot of architectural projects are done with a few applications of those tools or definitely without. This context is a consequence of both the lack of suppliers and the existence of codes or standards. The article shows an excavation work in open pit for an architectural project located on Palermo (CABA). The excavation took a maximum depth at 11m and the neighbours were 2 urban railways lines (FFCC Mitre & San Martin). The instrumentation system consisted on a maximum of 16 uniaxial clinometers and 2 gateways located on the principal edges of the excavation, which were installed following the growing of the excavation. The article shows the main aspects of the implementation of the system and the acquire and processing on more than 350.000 data in a period close to a year. The article points out the use of new technologies about geotechnical instrumentation systems to motivate the common use of this systems like an early alarm and visualization of data on real time inside the project.

PALABRAS CLAVE: instrumentación geotécnica – automatización – sistema de alerta - clinómetros

KEYWORDS: geotechnical instrumentation – automatization – alarm system - clinometers

1 INTRODUCCIÓN

1.1 *La necesidad de tomar "muchas" mediciones*

Los sistemas de instrumentación geotécnica han sido incorporados desde hace ya varias décadas. En los últimos 20 años los sistemas de adquisición, transmisión y levantamiento de datos han crecido con velocidad notable, en parte por la competencia de las firmas especializadas en el rubro como así también por el fuerte avance tecnológico en lo que respecta al desarrollo de hardware y software.

Frente a la pregunta de por qué sería recomendable medir periódicamente en determinadas obras/estructura, algunas de las respuestas podrían ser las que se enumeran a continuación:

- cada obra o estructura es única
- el suelo es un material complejo, heterogéneo
- los cálculos o modelos tienen incertidumbre
- la investigación inicial puede ser escasa
- buscamos minimizar riesgos y daños

1.2 *Evaluación de riesgo geotécnico-estructural*

En la actualidad la normativa correspondiente a los sistemas de instrumentación geotécnica (ej: normas ISO) está en pleno desarrollo, pero todavía no ha logrado formar parte de los pliegos licitatorios estándar, razón por la cual en algunos países todavía se encuentra en un primer estadío de aplicación y/o conocimiento.

2 SISTEMAS DE INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA AUTOMATIZADOS

2.1 *Concepto*

Básicamente, un sistema de instrumentación geotécnica es:

- una herramienta que permite obtener datos en tiempo real en cada etapa del proyecto.
- al ser un sistema automatizado o semiautomatizado, permite brindar abundante información.
- es versátil y se comporta como un sistema de control y alerta antes, durante y posterior a la construcción frente a eventos no deseados.

En la Figura 1 se presenta en forma sintética el concepto de trabajo de los sistemas de instrumentación automatizados.

2.2 *Automatización del registro de datos*

Entre las principales ventajas de la instrumentación automatizada podemos mencionar:

- ver-medir lo que está pasando en tiempo real
- disponer de muchos datos → mejor análisis de comportamiento
- corregir sobre la marcha → minimizar riesgos
- mejora los diseños-procedimientos futuros
- ahorro $$$ (reducción de stand-by en obra)



Figura 1. Instrumentación geotécnica. Concepto (*GIOT*).

En la Figura 2 se muestra un ejemplo didáctico sobre como puede verse modificada la percepción del problema en estudio en función de la toma de datos efectuada. Es decir, si medimos pocas veces un fenómeno, en ciertas ocasiones podemos estar muy alejados del comportamiento real.

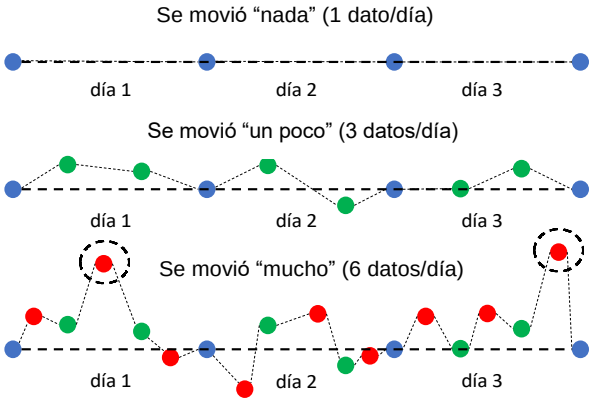


Figura 2. Instrumentación geotécnica. Concepto (GIOT).

2.3 *Planificación de campaña de monitoreo*

Al igual que cualquier tipo de actividad, la instrumentación geotécnica requiere de una serie de premisas antes de planificar el sistema a colocar, a saber:

- 1º - objeto de las mediciones (diseño, control)
- 2º - variables a medir (desplazamiento, fuerza, presión, etc)
- 3º - puntos de medición (accesibilidad, instalación)
- 4º - comunicación (semiautomática, remota)
- 5º - tasa de muestreo (manejo-volumen de datos)

Una manera de complementar este análsis es la propuesta por el Eurocódigo E7, el cual define categorías geotécnicas (GC) en función de clase de complejidad geotécnica (GCC) y clase de consecuencia (CC). En la Figura 3 se muestra en forma sintética la tabla propuesta con las distintas categorías.

Clase de consecuencia (CC)	Clase de complejidad geotécnica (GCC)		
	Baja (GCC1)	Normal (GCC2)	Alta (GCC3)
Alta (CC3)	**GC2**	**GC3**	**GC3**
Normal (CC2)	**GC2**	**GC2**	**GC3**
Baja (CC1)	**GC1**	**GC2**	**GC2**

Figura 3. Clase de complejidad geotécnica (GCC).

Analizando la tabla de la Figura 3, puede deducirse intuitivamente que las clasificaciones ubicadas por encima de la diagonal principal, se refieren a obras con riesgos elevados y que requieren sistemas de monitoreo. Las obras que coincidan con las restantes clasificaciones, en principio no necesitan de monitoreo, pero deben analizarse en cada caso en particular. Considerando que tanto el tipo de proyecto y las condiciones geotécnicas del sitio se encuentran dentro de la categoría “normal”, la categoría geotécnica correspondiente es de tipo GC2.

3 TRABAJO REALIZADO

3.1 *Sitio de implantación y tipo de proyecto*

El proyecto en ejecución constaba de un edificio en propiedad horizontal con ejecución de una importante excavación a cielo abierto. A continuación, se presentan las características más relevantes:

- niveles: 10 plantas + 3 subsuelos
- ubicación: Palermo, CABA
- extensión: impronta 3500 m^2 (prof. máx. 11 m)
- duración excavación: aprox. 11-14 meses

El sistema de contención lateral adoptado consisitió en la ejecución previa a la excavación de un sistema de pilotes perimetrales con viga dintel e instalación de 2 líneas de anclajes activos a diferentes profundidades.

El perfil geotécnico del sitio se compone de las siguientes sub-unidades geotécnicas típicas de la zona ribereña de CABA: i) 0 a 5 m, arcillas plásticas y limos arenosos levemente preconsolidados (Fm. Pospampeano), ii) de 5 m a 20 m, limos no plásticos y arcillas plásticas compactas (Fm. Pampeano), iii) de 20 m a 23-25 m, suelos de transición, iv) 23-25 m en adelante, arenas limosas y arenas limpias densas (Fm. Puelchense).

Como aspecto singular del proyecto, sobre los laterales mayores de la excavación se ubican a menos de 8 m el trazado de las líneas urbanas ferroviarias del FFCC Mitre y San Martín, cuya cercanía a la impronta de la futura excavación generaba incertidumbre en lo referente a la seguridad del paso de los trenes. En el caso particular de las líneas del FFCC San Martín, las mismas se encuentran emplazadas en un terraplén de más de 8 m de altura, cuyo pie se ubicaba a unos 10 m del borde de la excavación del proyecto. Para el caso de las líneas del FFCC Mitre, el terraplén era de 2 m de altura, cuyo pie estaba ubicado a unos 5 m del borde de la excavación del proyecto.

Teniendo en cuenta este importante aspecto y a los efectos

de llevar tranquilidiad a las operadoras de los servicios de las 2 líneas ferroviarias involucradas como así también a la empresa constructora ejecutante, se decidió implementar un sistema de monitoreo automatizado que comprendió la instalación de un total de 16 sensores clinométricos uniaxiales sobre las pantallas de contención lateral en correspondencia con el avance de la excavación.

3.2 *Sistema de instrumentación geotécnica instalado*

El período de medición se desarrolló entre los meses de mayo 2021 y marzo 2022, siendo un total de aproximadamente 11 meses de medición ininterrumpida. A continuación, se presentan las principales características del sistema de instrumentación implementado:

- 2 perfiles de medición sobre lado FFCC San Martín (perfiles P1-A y P2-A).
- 2 perfiles de medición sobre lado FFCC Mitre (perfiles P1-B y P2-B).
- 2 estaciones de telemetría con recepción de datos en forma alámbrica y transmisión posterior mediante red celular 4G.
- cada perfil de medición (total 4) colocado sobre los laterales de la excavación con instalación de 4 clinómetros uniaxiales ubicados cada 3 m.
- tasa de muestreo del sistema: 15 minutos.
- visualización: software de levantamiento de datos en tiempo real mediante acceso remoto a red nube.

Los sensores utilizados consistieron en clinómetros uniaxiales que permiten registrar giros relativos de hasta +/- 15º con respecto a su plano horizontal de apoyo y fueron fabricados a nivel local a excepción del controlador MEMS que tienen incorporado. La descripción detallada de este tipo de sensor ha sido presentada con anterioridad (Covassi *et al.,* 2018).

Tanto las cantidades de sensores como así también las posiciones de colocación se definieron en común acuerdo con el Comitente, en función del despacio y accesibilidad disponible en obra. En las Figuras a 9 se presentan algunas imágenes que describen el sistema de instrumentación geotécnica descripto.

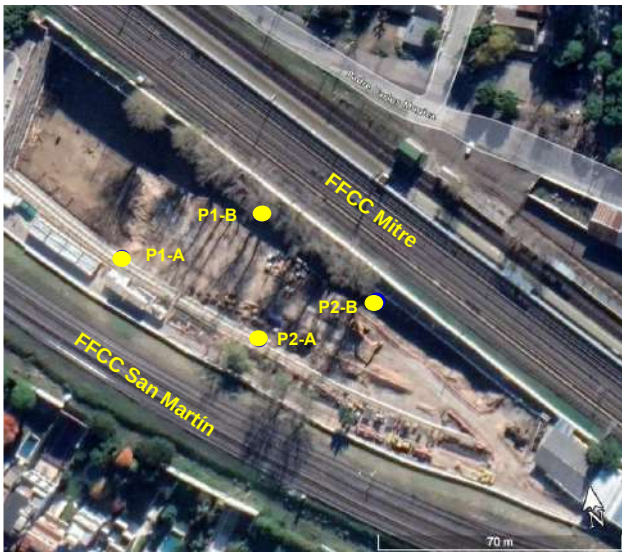


Figura 4. Obra en estudio. Imagen satelital (google), impronta del área de trabajo (área roja) y posiciones de los 4 perfiles de medición alojados sobre el sistema de contención lateral.



Figura 5. Vista general de la excavación hacia FFCC Mitre (instalación posiciones P1-B y P2-B).



Figura 6. Vista general de la excavación hacia FFCC Mitre (instalación posiciones P1-B y P2-B).

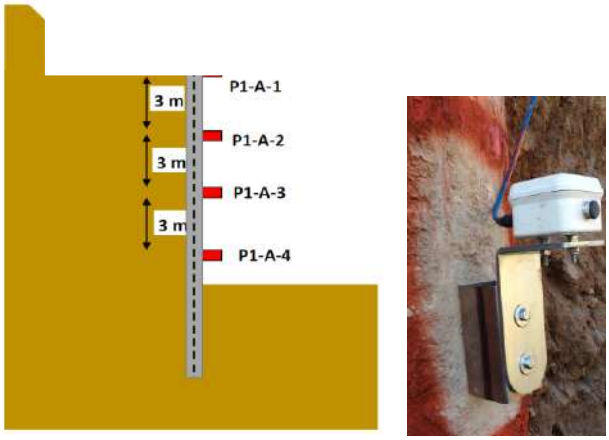


Figura 7. i) Corte transversal en sección P1-A con instalación de 4 clinómetros (P1-A-1 a A-4) en diferentes alturas de la excavación. ii) fijación de sensor clinométrico a pantalla contención lateral excavación.

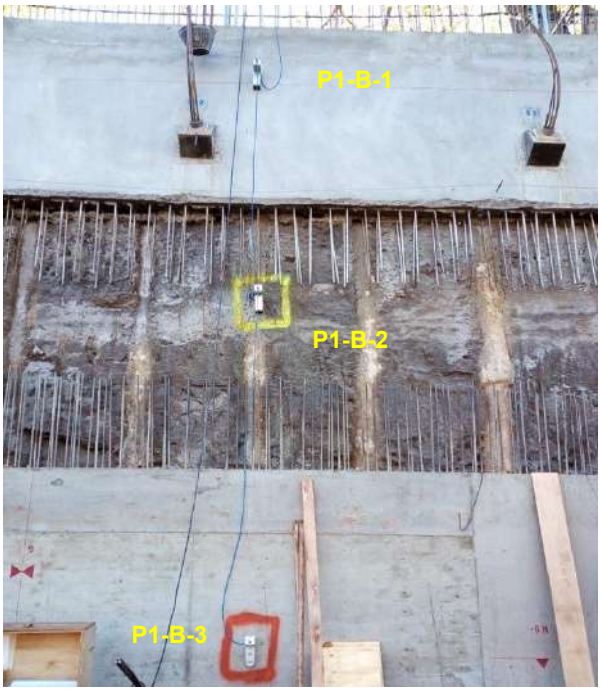


Figura 8. Instalación de sensores P1-B-1 a P1-B-3 fijados a estructura de contención, vinculación alámbrica entre sensores (sector FFCC Mitre).



Figura 9. Estación de telemetria utilizada para levantamiento de datos y transmisión inalámbrica mediante red celular 4G.

4 RESULTADOS OBTENIDOS

3.1 *Desplazamientos horizontales calculados en base a giros relativos*

En la Tabla 1 se presenta la cantidad de datos registrados para cada clinómetro y por cada perfil de medición. Los perfiles P3-A y P3-B fueron incorporados posteriormente debido a que por el avance de la excavación no se podían instalar en posiciones inferiores.

Tabla 1. Cantidad total de datos adquiridos durante toda el período de medición (abril 2021 – marzo 2022).

Perfil de medición	*período*	*datos*
P1-A (FFCC San Martín)	04/05/21-28/12/21	18.774
P2-A (FFCC San Martín)	04/05/21-01/04/22	92.415
P3-A (FFCC San Martín)	02/07/21-01/04/22	38.566
P1-B (FFCC Mitre)	24/04/21-25/03/22	92.763
P2-B (FFCC Mitre)	24/04/21-01/04/22	94.785
P3-B (FFCC Mitre)	28/12/21-01/04/22	17.806
TOTAL		355.109

La selección de la tasa de muestreo adoptada en 15 minutos tuvo en cuenta la finalidad de utilizar este sistema de instrumentación como un sistema de alerta que permita dar aviso temprano en caso de tener un comportamietno no deseado en alguno de los sensores el cual no sería posible determinar mediante un sistema de medición manual con muchísima menor cantidad de datos (ver nuevamente la Figura 2).

Se asumieron las siguientes hipótesis al momento de registrar los datos capturados:

- comportamiento de cuerpo rígido entre los puntos de cada clinómetro.
- desplazamiento nulo de la pantalla de pilotes en correspondencia con la máxima prof. de excavación.

De esta manera, el cálculo efectuado para registrar los movimientos relativos horizontales de los sistemas de contención lateral en coincidencia con los perfiles de medición instalados se realizó mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_h \sim \theta_1 \cdot l_1 + \theta_2 \cdot l_2 + \theta_3 \cdot l_3 + \theta_4 \cdot l_4 \qquad \textbf{(1)}$$

donde δ_h representa el desplazamiento horizontal en coincidencia con el coronamiento, θ_1 a θ_4 representan los giros relativos de cada clinómetro y $l_1 a\, l_4$ representan las distancias fijas entre sensores (aprox. 3 m). Esta expresión se basa en lahipótesis de linearización de los desplazamientos para bajos valores de ángulos de giro.

A modo de ejemplo, en las Figuras 10 y 11 se presentan los registros de desplazamientos horizontales calculados para cada uno de los clinómetros ubicados en los perfiles P1-A (FFCC San Martín) y P1-B (FFCC Mitre) para el período comprendido entre los meses de abril y julio de 2021.

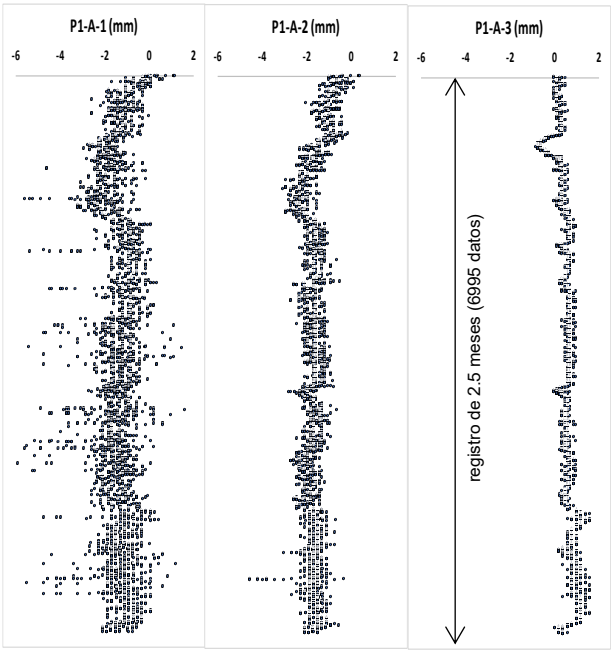


Figura 10. Cálculo de desplazamientos horizontales en P1-A-1, P1-A-2 y P1-A-3, período 13-05-21 al 26-07-21 (total 6995x3 = 20.985 datos).

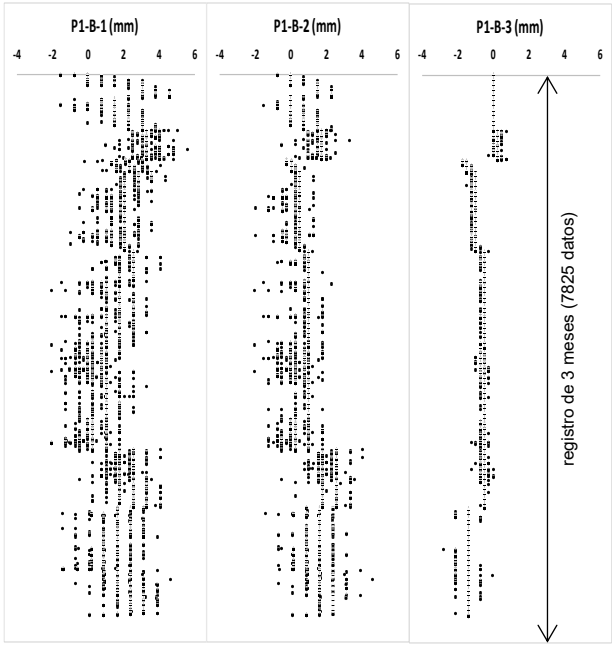


Figura 11. Cálculo de desplazamientos horizontales en P1-B-1, P1-B-2 y P1-B-3, período 26-04-21 al 26-07-21 (total 7825 x 3 = 23.475 datos).

Para esa fecha, los fondos de excavación alcanzaban los 7 m de profundidad respecto del NTN. Considerando un desplazamiento máximo alcanzado a nivel de coronamiento $\delta_h \sim -6.7\ mm$ (P1-A-1) y $\delta_h \sim 5.6\ mm$ (P1-B-1), la relación entre el desplazamiento horizontal y la altura de excavación fue:

- perfil P1-A $6.7\ mm/7000\ mm \sim 0.1\%$
- perfil P1-B $5.6\ mm/7000\ mm \sim 0.08\%$

Los valores de relación de desplazamientos horizontales vs profundiad de excavación medidos, se encuantran dentro de los intervalos de comportamiento aceptable para este tipo de obras, siendo que encuadran dentro de categorías de daño entre despreciablea muy baja (Clough et al., 1989, Boscardin y Cording, 1989, Clough y O'Rourke, 1990,)

5 CONCLUSIONES

Se presentó un caso real de instalación de un sistema automatizado de instrumentación geotécnica en una excavación a cielo abierto. A continuación, se destacan las conclusiones mas relevantes del trabajo realizado:

- el sistema de instrumentación en su conjunto (16 clinómetros, 2 estaciones de telemetría, red alámbrica e inalámbrica, software de visualización y almacenamiento de datos) se ha desempeñado en forma satisfactoria durante un período de aproximadamente 11 meses ininterrumpidos de medición.
- el comportamiento de los sistemas de contención lateral sobre cada uno de los laterales en correspondencia con la traza de las vías de los FFCCs Mitre y San Martín no ha presentado desplazamientos superiores a los 10 -18 mm.
- la existencia de un sistema de medición en forma continuada permitió ver en tiempo real el comportamiento de los sensores a todas las partes intervinientes (cliente principal, contratistas y subcontratistas).
- la instalación del sistema de clinómetros y su estación de telemetría fue sencilla y ágil, lo cual permitió dejar el posterior mantenimiento y cuidado con el personal de obra, sin tener que recurrir en forma permanente.

Por último, el presente artículo tiene por objeto desmitificar ciertos preconceptos o prejuicios en cuanto a la factibilidad local de brindar estos servicios de manera tal que para arquitectos, ingenieros, proyectistas y otros tipos de profesionales que estén a cargo en la dirección de obras civiles les permita:

- entender la conveniencia o no de implementar un sistema de instrumentación (riesgo geotécnico-estructural);
- cuantificar el sistema de instrumentación (tipo de sensores, distribución, tasa de medición, transmisión de datos, etc);
- cuantificar los costos asociados al sistema de instrumentación propuesto;
- interpretar los resultados obtenidos de la instrumentación.
- la posibilidad de utilizar los datos de la instrumentación para mejorar el proceso de diseño de futuras excavaciones y aspectos relacionados con la vida útil de la estructura (especialmente de infraestructuras costosas: puentes, tuneles, etc.).

Los autores del presente trabajo están convencidos de que es posible llevar a la práctica cotidiana estas “nuevas” tecnologías de medición en obras de arquitectura e ingeniería estándar.

5 REFERENCIAS

Bassett R. (2012). *A Guide to Field Instrumentation in Geotechnics. Principles, installation and reading*. CRC Press, Taylor & Francis.

Bao, Minhang (2005). *Analysis and design principles of MEMS devices* The Neherlands: Elsevier, 1er edición.

Boscardin M.D. y Cording E.J. (1989) *Building response to excavation-induced settlement.* Journal of Geotech. Eng. ASCE, Vol. 115, No. 1.

Codalli A., Martini M., Codevilla M., Covassi P., Ledesma G. & Riva G. (2022). *Real time tunnel deformation monitoring during upwards pipe jacking.* 11th International Simposium on Field Monitoring in Geomechanics, Imperial Collegue, London, UK.

Cloug, G.W., Smith, E.M. y Sweeney, B.P. (1989). *Movements control of excavation support systems by iterative design.* ASCE GSP 22 (2), 869-884.

Cloug, G.W., y O'Rourke T.D. (1990). *Construction induced movements of in-situ walls. Design and performance of earth retaining structures.* ASCE GSP 25, 439-470, Discussion ASCE, GT April 1992: 662-664.

Covassi P., Riva G., Kunz R., Nadal D., Bossio C. y Covassi E. (2018). *Vigas clinométricas. Tecnología y aplicaciones*. CAMSIG XXIV, Salta, Rep. Argentina.

Verificación de los efectos originados por las cimentaciones de una nueva estructura sobre conductos subterráneos existentes

Verification of the effects caused by the foundations of a new structure on existing underground conduits

Gonzalo Aiassa, Pedro Arrúa, Marcelo Eberhardt & Facundo Ramos
Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Centro de Investigación y transferencia en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Departamento de Ingeniería Civil. Argentina. gaiassa@frc.utn.edu.ar

RESUMEN: El desarrollo de proyectos de ingeniería en sitios que contienen conductos subterráneos presenta el problema de verificar los efectos ocasionados por las cimentaciones de la nueva estructura, durante la etapa de construcción y operación, sobre las estructuras subterráneas existentes. Este trabajo presenta un análisis geotécnico de un conducto subterráneo existente, destinado a la conducción de agua pluvial, a partir del emplazamiento sobre las proximidades de un cambio de dirección de su traza, de una nueva estructura para un edificio cimentada mediante pilotes excavados. La metodología de análisis se basó en la implementación de modelos analíticos y numéricos. Los resultados obtenidos permitieron concluir sobre la influencia del conducto subterráneo en la capacidad de carga de los pilotes.

ABSTRACT: The development of engineering projects in sites that contain underground conduits presents the problem of verifying the effects caused by the foundations of the new structure during the construction and operation stages on the existing underground structures. This work presents a geotechnical analysis of an existing underground conduit, intended for the conduction of rainwater, from the location on the proximities of a change of direction of its trace, of a new structure for a building founded by excavated piles. The analysis methodology was based on the implementation of analytical and numerical models. The results obtained allowed us to conclude about the influence of the underground conduit on the load capacity of the piles.

PALABRAS CLAVE: conducto subterráneo – pilotes excavados – tensiones inducidas

KEYWORDS: underground conduit – excavated piles – induced pressures

1 INTRODUCCIÓN

A medida que crece la población, el desarrollo de las áreas urbanas involucra la construcción de edificios de gran altura junto a túneles y conductos subterráneos para diversos suministros y transporte para abordar las necesidades del futuro. Como el espacio disponible es limitado, es muy común que la cimentación con pilotes excavados se encuentre cerca de conductos enterrados ya existentes. Malhotra *et*. al (2019). El análisis de cargas externa y diseño de conductos subterráneos se reportan en Moser (2001) y EM 1110-2-2909.

El efecto de los pilotes excavados en los túneles o conductos existentes se puede clasificar en dos partes: la instalación de los pilotes, y su periodo posterior de funcionamiento. Yao et. al (2009).

Es importante verificar los efectos que ocasionan las construcciones sobre los conductos subterráneos, tanto en el ámbito Geotécnico como Estructural, logrando así el diseño de nuevas cimentaciones de manera adecuada, evitando posibles daños y garantizando su correcto funcionamiento durante toda su vida útil.

Uno de los métodos actuales para evaluar los efectos de la nueva cimentación, sobre un túnel o conducto existente, se basa en la implementación de análisis numéricos completos que incluyen el modelado en simultáneo de los pilotes, el suelo y la excavación del túnel o conducto. Un análisis 3D completo es mas adecuado para obtener soluciones de referencia, contra las cuales se pueden comparar análisis de mayor simplicidad, o para obtener la solución de diseño final para grandes proyectos. Basile (2014).

En este trabajo se ha analizado el efecto tensional tridimensional de una nueva construcción emplazada en la cercanía de un conducto subterráneo existente y en operación, que posee un leve cambio de dirección en su traza. El mismo se encuentra ubicado a -16,10m de profundidad. Las nuevas cimentaciones son del tipo Pilotes Excavados y hormigonados in situ, cuya cota de fundación se encuentra a -4,00m. La Figura 1) presenta un esquema donde se visualiza la geometría de cada uno de los elementos y el perfil estratigráfico del lugar.

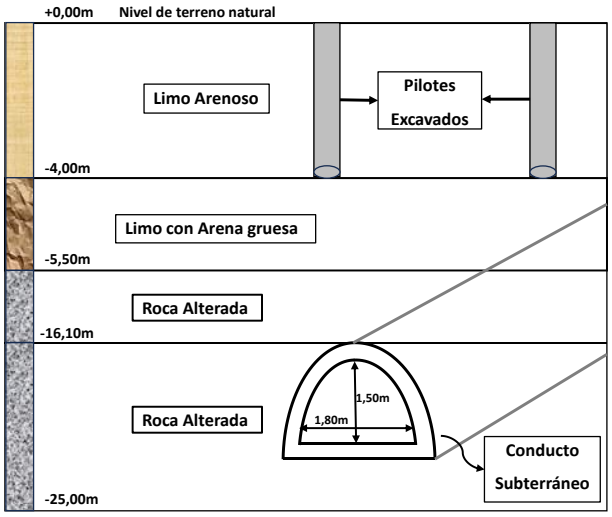


Figura 1. Esquema del caso analizado

2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

A través de ensayos de campo y correlaciones empíricas se ha caracterizado el perfil geotécnico del lugar de emplazamiento, de la siguiente manera:

Profundidad		Descripción	P.U.H (kN/m³)	Módulo de Elasticidad E (kPa)	Coeficiente de Poisson μ	Nspt
4,00m		Limo Arenoso	16	4000	0,30	8
5,50m		Limo con Arena Gruesa	18	20000	0,25	30
25,00m		Roca Alterada	21	70000	0,25	80

Figura 2. Caracterización del perfil geotécnico

3 EMPLAZAMIENTO DE LA NUEVA ESTRUCTURA

La nueva obra civil se compone de una estructura mixta de hormigón armado y acero. La misma transmite al terreno, a través de los pilotes excavados, las siguientes solicitaciones axiales que se muestran en la Figura 3 y en la Tabla 1:

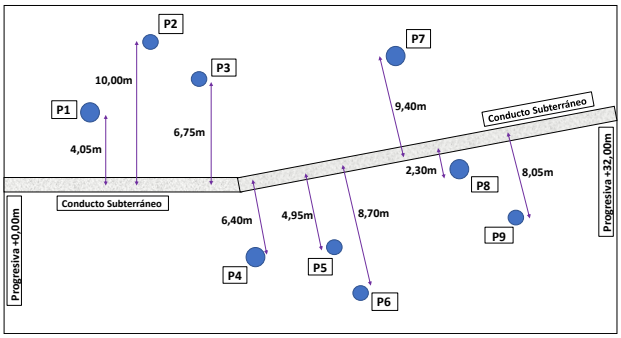


Figura 3. Esquema de la ubicación del conducto y los pilotes en planta

Tabla 1. Diámetros y solicitaciones en estado de Servicio transmitidas al terreno

Designación de Pilote	Diámetro (m)	Carga Axial (kN)
P1	0,90	280,00
P2	0,40	80,00
P3	0,60	200,00
P4	0,90	280,00
P5	0,60	200,00
P6	0,40	110,00
P7	0,90	160,00
P8	0,90	160,00
P9	0,40	80,00

4 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

4.1 *Solución Analítica. Teoría de Boussinesq. Esfuerzo causado por una carga puntual.*

Boussinesq resuelve el problema de los esfuerzos producidos en cualquier punto en un medio homogéneo, elástico e isotrópico como el resultado de una carga puntual aplicada sobre la superficie de un medio infinitamente grande. De acuerdo con la Figura 2), la solución de Boussinesq para esfuerzos normales verticales en un punto A causados por la carga puntual P es:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3PZ^3}{2\pi L^5} \quad \textbf{(1)}$$

Donde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad \textbf{(2)}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad \textbf{(3)}$$

La ecuación (1) también puede escribirse como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2}\left\{\frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z}\right)^2+1\right]^{\frac{5}{2}}}\right\} \quad \textbf{(4)}$$

Se asume para este trabajo, que los pilotes no transmiten carga al terreno a través de su fuste, sino que la totalidad es transmitida a través de su punta. Esta simplificación permite estimar el incremento de tensiones verticales sobre el conducto utilizando la formulación vista anteriormente.

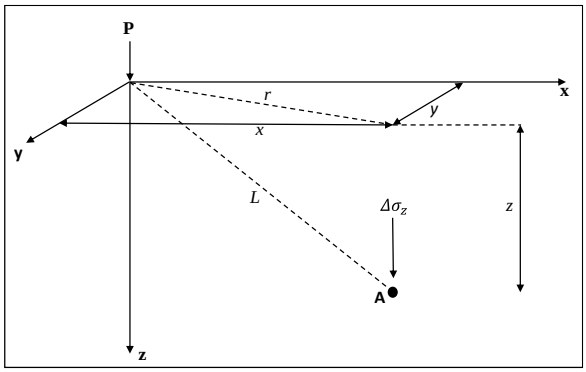


Figura 4. Incremento del esfuerzo vertical en un medio elástico causado por una carga puntual

4.2 *Análisis numérico. Software RFEM5*

4.2.1 *Geometría del modelo*

Se utilizó un modelo tridimensional de cálculo por el método de elementos finitos en el Software comercial RFEM5, a los fines de establecer los incrementos de tensiones verticales que produce la implementación de la nueva obra civil sobre el conducto subterráneo. La totalidad de los elementos han sido idealizados a través de elementos del tipo sólidos. Para esta aplicación, en particular, se estiman bajos niveles de incrementos de tensiones verticales dentro del rango elástico. Por ello, se optó por utilizar un modelo elástico lineal, ya que ofrece una base sólida para poder predecir el estado tensional sobre la traza del conducto y poder comparar los resultados obtenidos con la solución analítica planteada en la sección 4.1. En cuanto a las condiciones de borde del modelo, la superficie inferior se definió como empotrada, mientras que las superficies laterales, fueron definidas como

apoyos móviles en la dirección vertical, y fijos en las dos direcciones restantes. Los esfuerzos obtenidos del modelo generado, fueron contrastados con los resultados obtenidos de la solución analítica. Se presenta en la Figura 5) y 6) el modelo realizado.

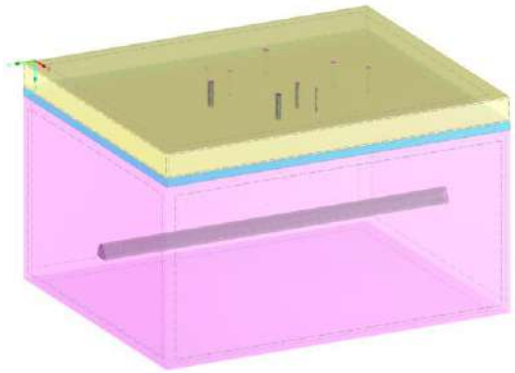


Figura 5. Modelo realizado en RFEM5

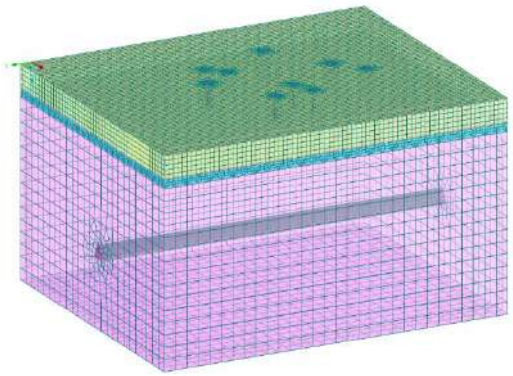


Figura 6. Malla de elementos finitos del modelo generado

4.2.2 *Parámetros del Modelo*

Los pilotes excavados de la nueva obra emplazada y el conducto subterráneo existente, son de Hormigón Armado de tipo H-20. Adicionalmente, con los datos obtenidos en la sección 2), se han confeccionado la Tabla 1 con los parámetros a utilizar en el modelo elástico lineal de elementos finitos.

Tabla 1. Parámetros empleados en el modelo

Descripción	H-20	Limo Arenoso	Limo con Arena Gruesa	Roca Alterada
Peso Unitario Húmedo γ_h(kN/m³)	24	16	18	21
Módulo de Elasticidad E (kPa)	21x10^6	4000	20000	70000
Coeficiente de Poisson μ	0,20	0,30	0,25	0,25

5 PRESIÓN GEOSTÁTICA

Una vez definidos los pesos unitarios para cada estrato, se determina la presión geostática en profundidad como:

$$\sigma_v = \gamma\, z \qquad \textbf{(5)}$$

Siendo γ el peso unitario de cada estrato y z la profundidad. Se supone que el diagrama de presiones geostáticas es invariante a lo largo de la traza del conducto.

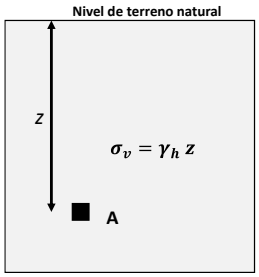


Figura 7. Esquema de la presión geostática.

6 PROCEDIMIENTO

Se identificaron y definieron progresivas sobre la traza del conducto para determinar el incremento de tensiones verticales actuantes a lo largo de su longitud. Considerándose así la influencia tridimensional de todos los pilotes. Se aplicaron ambas soluciones, analítica y numérica.

Se estimó también el valor de la presión geostática sobre la traza del conducto.

Adicionalmente, con el fin de establecer de manera aproximada el número de pilotes que induce tensiones verticales sobre la traza del conducto, a partir de los resultados obtenidos de la solución analítica, se estableció un radio de influencia de 12m sobre cada progresiva de la traza del conducto. Los pilotes por fuera de este valor de radio de influencia, inducen tensiones verticales despreciables sobre el conducto.

7 RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este apartado se muestran los resultados obtenidos y su respectivo análisis.

7.1 *Presión Geostática*

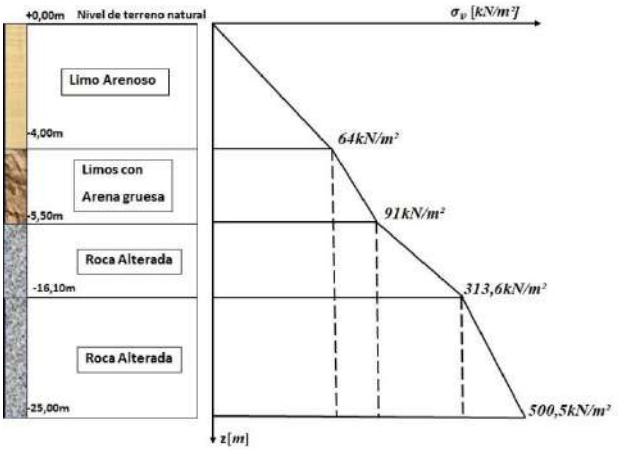


Figura 8. Presión Geostática obtenida en cada Estrato

En la Figura 8 se puede apreciar la presión geostática sobre la traza del conducto subterráneo, la cual se ha considerado invariante a lo largo de la traza del mismo.

7.2 *Tensiones verticales inducidas sobre el conducto debido al emplazamiento de una nueva estructura*

La Figura 9 presenta una comparación entre el incremento de tensiones verticales inducidas sobre la traza del conducto, obtenidas mediante ambas soluciones aplicadas, analítica y numérica. Se puede apreciar que el orden de magnitud entre las soluciones es compatible respecto al orden de magnitud de las fuerzas solicitantes. Se observa también que el incremento máximo de tensiones verticales se ubica entre las progresivas +6,00m y +20,00m, donde se genera además el cambio de dirección de la traza del conducto.

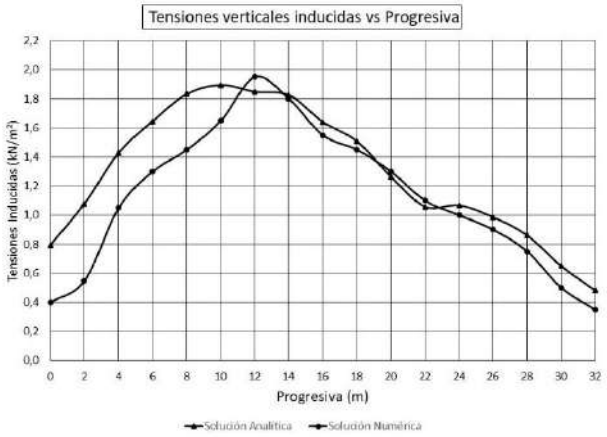


Figura 9. Tensiones verticales inducidas en la traza del conducto subterráneo

7.3 *Variación de las tensiones verticales inducidas sobre el conducto respecto de la solución analítica*

En la Figura 10 se presenta una curva de variación de las tensiones inducidas, respecto de la solución analítica. La mayor variación ocurre en los extremos de la traza del conducto analizado, ya que ambos están ubicados en las cercanías las fronteras del modelo tridimensional de elementos finitos. Esto demuestra que las condiciones de borde que se aplican al modelo, afectan fuertemente los resultados obtenidos en su cercanía.



Figura 10. Curva de variación de las tensiones verticales inducidas sobre el conducto respecto de la solución analítica

7.4 *Influencia de los pilotes sobre la traza del conducto subterráneo*

La Figura 11 muestra, de manera aproximada, el número de pilotes que induce tensiones sobre cada progresiva de la traza del conducto. Es de gran interés notar que las progresivas con mayor número de pilotes influyentes, coinciden en gran parte con las progresivas donde las tensiones inducidas son máximas (Figura 9). Las pequeñas diferencias observadas se deben a que las cargas actuantes en cada pilote son distintas entre sí, como también lo son las distancias de cada uno a la traza del conducto.



Figura 11. Influencia de los pilotes excavados sobre el conducto subterráneo

7.5 *Curva de Tensiones verticales inducidas y Presión Geostática en la traza del conducto*

En la Figura 12 se muestran las tensiones verticales inducidas y la presión geostática a lo largo de la traza del conducto. La curva ha sido elaborada de forma semi-logarítmica a fin de poder observar que la presión geostática es alrededor de 155 veces mayor que la tensión vertical máxima inducida sobre el conducto.

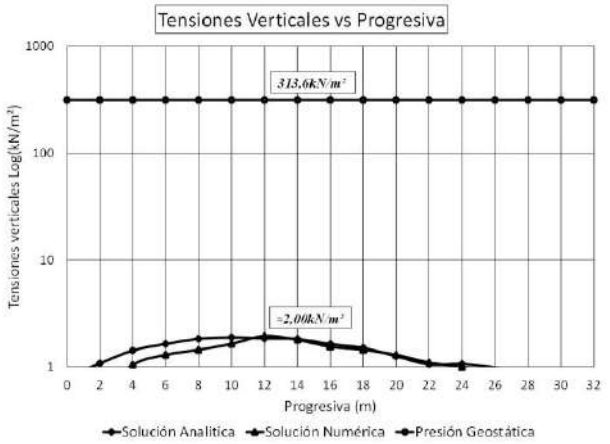


Figura 12. Tensiones verticales inducidas y Presión geostática en cada punto de la progresiva de la traza del conducto

8 CONCLUSIONES

Se ha evaluado el comportamiento tensional y tridimensional que la nueva obra civil y el efecto que producirá sobre el conducto subterráneo existente. A partir de los resultados obtenidos y del análisis realizado en este trabajo, se han podido formular las siguientes conclusiones:

1. La nueva obra no produce un incremento de tensiones verticales apreciable sobre sobre la traza del conducto subterráneo existente.
2. La precisión de los resultados de la solución numérica depende fuertemente del modelo de cálculo elegido y de las condiciones de borde.
3. La solución analítica de Boussinesq se presenta como una alternativa rápida y aproximada de verificación de los incrementos de tensiones verticales en terrenos supuestos como un material elástico, homogéneo e isótropo.
4. El incremento de las tensiones verticales está fuertemente condicionado por la magnitud de la carga

que cada pilote transmite al terreno, y de su distancia a la traza del conducto subterráneo.

En trabajos futuros, se propone ampliar el análisis realizado, con la adopción de modelos constitutivos de mayor complejidad, con la finalidad de observar el comportamiento tenso-deformacional tanto del conducto existente, como de la nueva obra civil emplazada.

9 AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por la Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional. Los autores agradecen al personal del Centro CIGEF y al Departamento de Ingeniería Civil.

10 REFERENCIAS

Basile, F. (2014). "*Effects of tunneling on pile foundations*". Soils and Foundations. The Japanese Geotechnical Society. Vol. 54, Nro (3), pp 280-295.

Das, B. (2008). "*Fundamentals of Geotechnical Engineering*". Cengage Learning. New Jersey.

Dlubal Software. (2020). "*RFEM 5 - User Manual*". Dlubal Software. Germany.

EM 1110-2-2909. "*Engineering and Design Conduits, Culverts, and Pipes*". U.S. Army Corps of Engineers.

Lambe T. y Whitman R. (2012). "*Mecánica de Suelos*". Limusa. México.

Malhotra, M., Sahu V., Srivastava, A. y Misra, A. (2019). "*Impact of pile foundations adjacent to tunnels in sandy stratum*". Sådhanå. Indian Academy of Sciences. Vol. 44, pp 184-194.

Moser, A.P (2001). "*Buried Pipe Design*". Second Edition. McGraw-Hill.

Yao J., Taylor R.N. y McNamara A.M. (2009). "*The effects of loaded bored piles on existing tunnels*". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Taylor & Francis Group.

Edificio histórico Chalet Huergo: coexistencia de diferentes sistemas de cimentación sobre un estrato de muy alto potencial de expansión

Chalet Huergo historic building: coexistence of different foundation systems on a stratum with very high expansion potential.

Sandra Orlandi, Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Docente Investigador, Argentina, sandra.orlandi@gmail.com

Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Politécnica de Madrid, España.

Lorena Moreno
Comisión Nacional de Monumentos, de Lugares y de Bienes Históricos, Argentina.

RESUMEN: El edificio histórico Chalet Huergo, declarado Monumento Histórico Nacional en el año 2019 ha sufrido desde su construcción, en el año 1919, modificaciones, ampliaciones e intervenciones como consecuencia de las patologías que presentaba. En la actualidad coexisten dos muy diferentes sistemas de cimentación y tres refuerzos de cimentación. Como parte del estudio encomendado al Laboratorio de Suelos, Hormigón y Asfaltos (LISHA) de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB) se realizaron perforaciones y calicatas con el objetivo de complementar la escasa o incluso nula información disponible en términos de las cimentaciones y las superestructuras existentes. Con esta información se logró dilucidar el comportamiento de diferentes sectores de la construcción como consecuencia de las deficiencias en las cimentaciones, la presencia de un estrato de muy alto potencial de expansión dentro de la zona afectada por el bulbo de cargas y la gran influencia provocada por modificaciones constantes en la humedad del suelo.

ABSTRACT: The historic building Chalet Huergo, declared Historical Heritage in 2019, has undergone since its construction, in 1919, modifications, extensions and interventions as a result of the pathologies it presented. At present, two very different foundation systems and three recimentation systems coexist. As part of the study entrusted to the Soils, Concrete and Asphalt Laboratory (LISHA) of the Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB), new borings and test pits were performed with the aim of complementing the scarce or non-existent information on the foundations and superstructures present in the building. With this information it was possible to elucidate the behavior of different sectors of the construction as a consequence of the deficiencies in the foundations, the presence of a stratum of very high expansion potential within the area affected by the load bulb and the great influence caused by permanent changes in soil moisture.

PALABRAS CLAVE: patología - Chalet Huergo - Formación Sarmiento - arcilla expansiva.

KEYWORDS: pathology - Chalet Huergo - Sarmiento Formation - expansive clay.

1 INTRODUCCIÓN

Este artículo presenta los resultados de los estudios geotécnicos, el comportamiento de los suelos y la influencia de los diferentes sistemas de cimentación desde el comienzo de la construcción del edificio Chalet Huergo en el año 1919. En la primera etapa de construcción en este edificio se constituyó la Dirección General de YPF. La primera etapa constaba de dos plantas que de acuerdo con la usanza de la época no contaba con sistemas estructurales resistentes. Por otro lado las cimentaciones se limitaban a un refuerzo formado por una doble fila de ladrillos bajo los muros a 40cm de profundidad sin armadura (Figura 1).

Al finalizar la primera etapa de construcción comenzaron a presentarse daños hasta que finalmente en el año 1929 fue solicitado un informe técnico de situación, Este informe condujo a la introducción de cambios en el sistema de cimentación (Figura 2). En el año 1942 se construyó un nuevo sector cuya superficie cubierta duplicaba la superficie existente, también en dos plantas, pero con nuevas tecnologías. En esa época ya comenzaba a construirse con hormigón armado, y con sistemas de cimentación que sí consideraban la estratigrafía en su diseño. De todas estas etapas no existen planos, ni croquis ni informes geotécnicos. Toda la información obtenida de las calicatas y las perforaciones permitió reconstruir la secuencia de construcción y refuerzos efectuados en las cimentaciones.

Luego de la ampliación del año 1942, no se presentaron nuevas grietas, desplazamientos, desplomes o desniveles hasta alrededor del año 1997. En esa ocasión se recimentó de forma parcial un sector de la construcción realizada en 1942. En resumen, hasta el año 1997 el edificio Chalet Huergo atravesó dos construcciones y tres refuerzos de cimentación (Figura 3). Actualmente se encuentra con un grado de deterioro muy avanzado, requiriendo por ello una intervención integral que incluya el rediseño y refuerzo de la cimentación y superestructuras.

Para situar en contexto la geotecnia en los años en que se realizaron las dos etapas de construcción, se considera a Terzaghi como el padre de la Geotecnia con su publicación de 1925 “Erdbaumechanik”, en español “Mecánica de la Construcción sobre el Suelo” (Terzaghi, 1925). Luego, en 1929, Terzaghi y Casagrande (quien fue alumno y posteriormente discípulo de Terzaghi) instalaron en Viena el centro geotécnico más grande de ese momento. La primera etapa de la construcción del Chalet Huergo fue simultánea al inicio de la Geotecnia como la conocemos. Teniendo esto presente, sería correcto considerar que la segunda etapa de la construcción ya pudo ser desarrollada con el conocimiento de la tecnología del hormigón y la geotecnia las cuales se encontraban en pleno desarrollo.



Figura 1. En el costado izquierdo se observa hacia el fondo el Chalet Huergo antes de la segunda etapa de construcción (gentileza Fototeca Municipalidad de Comodoro Rivadavia).



Figura 2. Primera etapa de construcción del edificio histórico Chalet Huergo. Esta fotografía muestra el frente (orientación este) el cual luego será un muro interno compartido con la segunda construcción (de frente al Mar Argentino) (gentileza Fototeca Municipalidad de Comodoro Rivadavia).



Figura 3. Fotografía del Chalet Huergo tomada en el año 2019. Esta fotografía muestra el contrafrente orientación oeste (de espaldas al Mar Argentino).

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 *Perforaciones y calicatas*

La primera etapa del estudio geotécnico incluyó tres perforaciones que triangularon la construcción. Se alcanzaron los 15 m de profundidad en cada una de ellas y se monitoreó la presencia de agua de formación a lo largo de dos años. En cada perforación se muestreó cada metro, se realizaron ensayos de caracterización, y en aquellos materiales que clasificaban dentro de los de potencial de expansión alto a muy alto se realizó la determinación de la presión de hinchamiento. El agua de formación fue muestreada en un afloramiento en un talud cercano. Se realizaron ensayos que permitieron determinar contenidos de sales y materia orgánica con el fin de identificar y comprobar su origen. En la Figura 4 se señala el posicionamiento de las perforaciones

La segunda etapa del estudio geotécnico incluyó una serie de calicatas internas y externas, las cuales fueron ubicadas de acuerdo con la información con que se contaba y la que se quería obtener. Estas calicatas debieron reubicarse en varias oportunidades debido a que la historia descriptiva de la construcción junto con sus cimentaciones se develaba a la par de la apertura de las calicatas (Figura 5).



Figura 4. Posicionamiento de las perforaciones en torno al Chalet Huergo.



Figura 5. Posicionamiento final de las calicatas materializadas durante la campaña geotécnica.

2.2 *Ensayos de laboratorio sobre muestras alteradas e inalteradas*

En la Tabla 1 se presentan los resultados de ensayos sobre muestras inalteradas. En algunos casos se realizaron ensayos para conocer su potencial de expansión los que resultaron de potencial de expansión alto a muy alto. CH1 corresponde al primer estrato expansivo, CH2 al segundo estrato expansivo. No se obtuvieron muestras inalteradas de un tercer estrato expansivo (Tabla 2). Las Tabla 1 y Tabla 2 No corresponden a un único pozo, la información obtenida corresponde a los datos compilados de los tres pozos, las calicatas y las muestras recolectadas a cielo abierto. Las propiedades de los materiales por debajo de los 15m fueron determinadas sobre muestras recolectadas de taludes cercanos. El estudio de estos estratos se realizó debido a que el talud costero cercano al Chalet Huergo se encuentra en un acelerado proceso de erosión que comienza a afectar el predio en el que se encuentra implantada la construcción. Dentro del

estudio encomendado también se encontraba la propuesta de estabilización del talud mencionado.

Tabla 1. Resultados obtenidos sobre muestras inalteradas pertenecientes a la Formación Chenque y Sarmiento.

	Muestra	Prof. [m]	Pozo	LL	SUCS	$\omega_{nat.}$	Golpeo	c_{uu} [kPa]
CH1	029/20	3	1	66.3	MH	34.65	8+10	401
	037/20	11	1	62.3	CH	27	>30	
CH2	036/20	10	1	64.6	MH	28	>30	111
	050/20	8	2	67	CH	30	>30	

Tabla 2. Características de los estratos muestreados.

	SUCS	Humedad	LL	IP	NSPT
m-2.0m	SC	31.57	39.8	17.9	7
2.0m-6.8m	CH	38.59	88.7	47.1	15
6.8m-17.0m	CH	26.73	59.6	30.4	>30
17.0m-22.5m	SM	18.38	42.3	11.63	>30
22.5m-44.7m	CH	35.25	111.52	63.02	>30
44.7m-50.2m	MH	34.5	77.23	38.38	>30

La determinación de la permeabilidad se realizó sobre los materiales del primer metro debido a que el estudio del escurrimiento superficial y la protección contra la erosión fueron considerados dentro de las propuestas de remediación (Tabla 3).

Tabla 3. Humedad natural del suelo y permeabilidad obtenida sobre muestras reconstituidas.

Pozo	prof. [m]	N°	k [cm/s]	ω_f[%]
3	0.5	058/20	6E-08	23.43
2	0.5	042/20	4E-09	21.39
2	0.5	042/20	3E-09	22.63
2	1	043/20	5E-09	18.64
2	1	043/20	5E-09	29.35
1	1	027/20	2E-09	36.03
1	1	027/20	4E-09	37.01

Tabla 4. Resultados y métodos empleados en su obtención del análisis del agua de formación.

Analito [unidad]	Resultado	Método analítico
Turbiedad [NTU]	1	St. Meth. 17 ed.
pH [unidades de pH]	8.25	Potenciómetro
Bicarbonatos [mg/l CaCO3]	605	St. Meth. 17 ed (modif.)
Carbonatos [mg/l CaCO3]	136	St. Meth. 17 ed (modif.)
Cloruros [mg/l]	231	St. Meth. 17 ed
Conductividad [mS/cm]	535	Potenciómetro
Sulfatos [mg/l]	2072	St. Meth. 8 ed
Nitratos [mg/l]	64.97	St. Meth. 17 ed
Sodio [mg/l]	4295.28	St. Meth. 17 ed (modif.)

2.3 *Ensayos sobre el agua de formación*

El análisis del agua de formación buscaba esclarecer si éstas se encontraban contaminadas por efluentes cloacales y determinar la distancia desde el origen. Las condiciones del agua de formación coincidieron con las de un suelo de origen marino, sin contaminación por petróleo o aguas grises.



Figura 6. Imagen de las condiciones actuales del talud costero sometido a un profundo proceso de erosión.

2.3 *Relevamiento de daños*

Una de las etapas importantes en la evaluación de cualquier patología es el relevamiento de los daños y análisis de la peligrosidad. En el caso que presentamos cabe destacar que la construcción ha sido monitoreada desde el año 2013 por el equipo de Mecánica de Suelos de la UNPSJB. Las patologías actuales se encuentran asociadas no solo al suelo de cimentación, y a los diferentes sistemas de cimentación y recimentación que se encuentran coexistiendo, sino también de la falta de estructuras resistentes. Adicionalmente, cabe destacar que el talud costero retrocede año a año desde el año 1997, y en corto plazo comenzará a afectar el predio ocupado por la construcción e inclusive a la construcción misma. En las Figura 6 y Figura 7 puede observarse el talud y la posición relativa del Chalet Huergo.

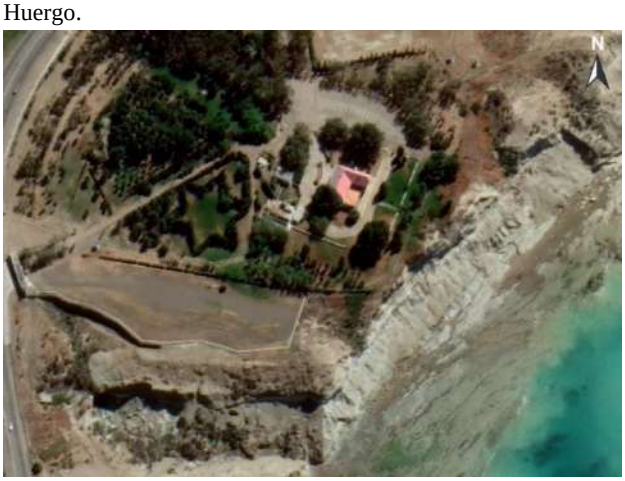


Figura 7. Posición relativa de la construcción respecto del talud en proceso de erosión

En términos del relevamiento de los daños, en las Figuras 8, Figura 9, Figura 10 y Figura 11 se presentan las cuatro vistas. El relevamiento permitió identificar las zonas de la construcción más afectadas pero al no contar con los planos de cimentación y de estructuras no se logró identificar claramente los actuadores.

La información obtenida con la apertura de las calicatas permitió avanzar en el conocimiento de los sistemas de cimentación.

La Figura 12 corresponde a la planta baja donde se muestran desniveles y roturas en pisos y contrapisos.



Figura 8. Vista lateral orientada al Sur. Sector derecho correspondiente a la parte de la construcción más antigua.



Figura 9. Actual contrafrente, orientado al Oeste.



Figura 10. Actual frente, orientado al Este.



Figura 11. Vista lateral orientada Norte**.** El sector derecho corresponde a la construcción más antigua.

2.4 *Información obtenida de las calicatas*

La apertura de las calicatas permitió identificar las siguientes características de cada una de las etapas de construcción o refuerzo de cimentación (Figura 13):

- La primera etapa constructiva fue realizada sin eliminar el espesor de suelo vegetal. En la Ca2 se encontró petróleo producto de un derrame superficial ocurrido previamente a la construcción original.
- En C1 (bajo la vereda) se encontraron elementos metálicos que dan cuenta de la existencia de un pozo abandonado, este pozo sería el P86. A pesar de que el abandono de pozos productores comenzó a realizarse en la década del ’80, este pozo fue informalmente abandonado en forma previa a la primera etapa de construcción. El abandono de las instalaciones no fue realizado de acuerdo con la normativa.

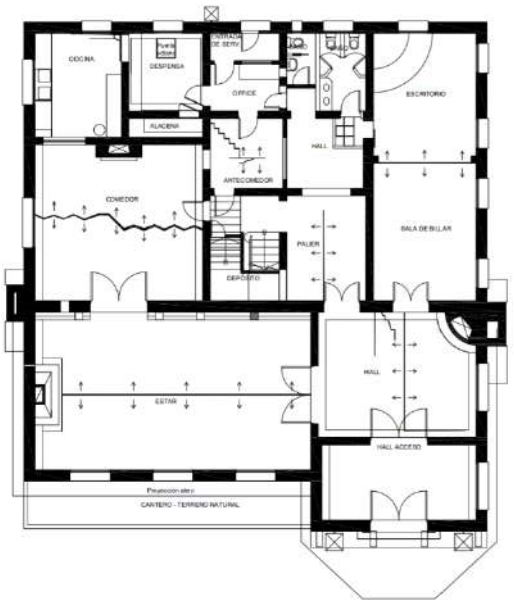


Figura 12. Planta baja: desniveles, roturas y asientos.

- El material de relleno bajo la vereda perimetral se encontraba mal graduado y compactado, socavado en prácticamente todo el perímetro por el efecto de la erosión.
- Las conducciones de aguas grises empleadas son de hierro fundido, se encuentran completamente corroídas y en algunos casos son inexistentes. Como se encuentran aún en uso se produce el vertido sobre el suelo. Analizando el contenido de sales del agua presente en el suelo, se concluyó que la corrosión es consecuencia de la falta de aislación de las tuberías. Esto se observó en Ca3.
- En las calicatas Ca1, Ca3, C1 y C2 se observó que la construcción antigua no contaba con sistema de cimentación de origen, pero en Ca1 y C1 se encontraron refuerzos debajo de las esquinas. Estos refuerzos estaban constituidos por columnas de ladrillos cocidos con juntas tomadas con mezcla cuyo agregado era material granular redondeado con nula adherencia. Por cuestiones de seguridad no se excavó más allá del metro de profundidad. Las dimensiones de las columnas era 0,4m x 0,4m.
- La Cb1, única calicata interna, al ser descubierta mostró un refuerzo de cimentación de hormigón armado en forma de cruz, hay evidencia de esto en un plano del año 1951. Los bordes de la cimentación poseían un biselado a 45° el cual es un detalle constructivo empleado en los años 40.
- Las Ca2 y C3 coinciden con dos chimeneas que fueron construidas en la transición entre la construcción original y la ampliación. Al descubrirlas se encontró una viga de cimentación de 1,20 m de ancho de hormigón armado, fundada sobre un par de pilares de sección cuadrada de 60 cm de lado. Por cuestiones de seguridad para la construcción se decidió no excavar más allá del metro de profundidad. Esta gran viga parecería atravesar longitudinalmente los puntos entre Ca2 y C3 y su función habría sido reforzar la construcción antigua y actuar como fundación en la ampliación.
- La C4 muestra que debajo del muro existe una viga de cimentación que une las calicatas C3 con C5, la cual sería de hormigón armado.
- Al ser excavada la C5 dejó al descubierto un entramado de oquedades, algunas de ellas mayores a los 40 cm de diámetro y más de 2 m de longitud. Bajo el encuentro de los muros se encontró aproximadamente a 50 cm de profundidad un refuerzo monolítico de hormigón que descansaba sobre una pila romana de al menos 1 m de diámetro. Por la seguridad de la construcción se optó por la no verificación de existencia de

armaduras ni la profundidad de cimentación. Este refuerzo fue construido después del año 1997 siguiendo las pautas de un estudio de suelos de esa época. En este informe la fundación ubicada en C3 también debía ser reforzada. Al excavar y encontrar una pantalla de hormigón optaron por no demolerla, aunque si se comenzó con las tareas, las cuales abandonaron después de un pequeño avance.

- En las C1, C3 y C2 se encontró un muro de hormigón monolítico vertical, con los bordes biselados a 45°, que tenían su cota superior cercana a los 50 cm por debajo de la cota de terreno natural. Esta pared vertical pudo verificarse forma parte de un canal evacuador subsuperficial el cual permitiría redireccionar el agua en su escurrimiento. En una serie de informes a los que se tuvo acceso, y cuyo año de emisión era 1929, se hace referencia a este canal y su construcción. En estos informes no figuran los planos.

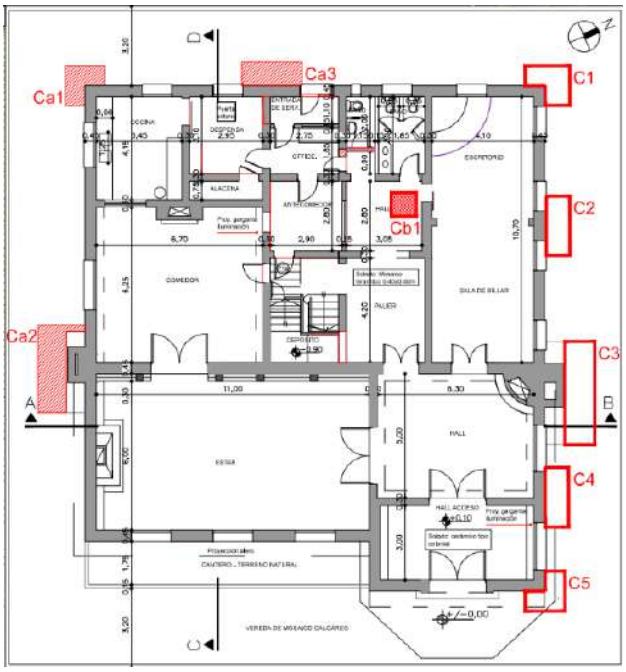


Figura 13. Posición en planta de las calicatas.

- En la planta baja se encuentran dos sótanos que también fueron empleados para obtener información sobre el comportamiento del conjunto. El primero y más grande de los sótanos se encuentra lindero a la Ca3. Ese sótano presenta afloramientos de sales muy importantes procedentes del suelo. Estas sales se presentan en forma de acículas. El segundo de los sótanos, más profundo y pequeño se encuentra fuertemente afectado por fracturas. Este sótano se ubica en cercanías al centro de la construcción y su piso apoya directamente sobre el estrato más superficial de arcilita de características fuertemente expansivas (perteneciente a la Formación Sarmiento).

2.5 *Información adicional*

Junto con los estudios que comúnmente se realizan en el abordaje de una patología se consideraron factores adicionales relacionados con la estabilidad del talud y los cambios de humedad. Estos estudios incluyeron:

- Análisis de precipitaciones en un período de 30 años: recurrencia y períodos de sequía.
- Estudio de las mareas en los últimos 30 años: pleamares y bajamares extraordinarias.
- Cambios en la geometría del puerto y la costa en los últimos 30 años. Escurrimientos superficiales, análisis de la vegetación presente en el predio, análisis del sistema de riego.
- Estado de las construcciones complementarias.

Estos estudios complementarios comprobaron algunas hipótesis planteadas durante la campaña. Las hipótesis eran:

- La ocurrencia de las lluvias mayores a 20 mm superaría las cuatro semanas. Una de las características que potencian el accionar de las arcillas expansivas son los períodos de sequía prolongados, mayores a cuatro semanas.
- La ocurrencia de pleamares y bajamares extraordinarias que someterían a largos períodos de sequía un sector del talud compuesto por dos estratos expansivos de la Formación Salamanca.
- La modificación de la geometría del puerto introducía la modificación en la incidencia del tren de olas lo cual provocaría la erosión del pie del talud costero inmediato al Chalet Huergo (Figura 14 y Figura 15).



Figura 14. Imagen del puerto año 1950



Figura 15. Imagen del puerto año 2019

- El edificio fue cedido para su uso en el año 1997. Múltiples actividades se desarrollaban en ambas plantas. Gran cantidad de personas ingresaban a lo largo de toda la jornada. Tanto la cocina como los baños comenzaron a ser empleados con mucha frecuencia. Las cámaras cuyo funcionamiento era ineficiente permanecerían con agua por largo tiempo.
- El sistema de riego sería antiguo, poco controlado, con períodos de sequía e inundación. Existirían zonas donde se produciría el encharcamiento tanto del agua de lluvia como de riego.

3 CONCLUSIONES

El estudio de las patologías presentadas en el edificio Chalet Huergo involucró: estudios geotécnicos, calicatas, registros fotográficos sostenidos en el tiempo, estudio de escurrimientos superficiales, revisión y análisis de los sistemas de riego, recopilación de registros históricos, estudio de precipitaciones y mareas. Con toda esta información pudo reconstruirse el origen de las diferentes patologías:

- El suelo sobre el que se fundó la primera etapa del Chalet Huergo no poseía condiciones para soportar construcciones sobre él. No fue desmontado el espesor de suelo vegetal, ni compactado, ni reemplazado por material seleccionado. Se construyó de acuerdo con la usanza de la época, año 1919, muros apoyados sobre ensanchamientos sin bases ni estructuras. No se utilizaba hormigón armado.



Figura 16. Asientos diferenciales producido a ambos lados de la rigidización de la transición entre ambas construcciones.

- El movimiento de los suelos era acompañado por la construcción, la cual al ser rígida reflejaba en forma de grietas todos los movimientos. La construcción comenzó a mostrar grandes roturas lo que propició, cuatro años después de construida, la consulta a profesionales de la construcción. Estos profesionales sugirieron reforzar cimentaciones y generar una canalización que impidiese el accionar del agua de escurrimiento superficial y subsuperficial.
- En el año 1942 se introdujeron modificaciones en la construcción original, y en forma adicional se construyó una ampliación con estructuras de hormigón armado empleando varillas de hierro lisas y encofrados que generaban un bisel de 45°. Los refuerzos de las cimentaciones de la construcción original provocaron redistribución de tensiones y asientos diferenciales. Las cimentaciones no superaron el espesor activo ni fueron diseñadas para resistir el accionar del estrato expansivo cuyo techo se encuentra cercano a los -3,5 m.
- Las grandes variaciones de humedad provocadas por el riego artificial y el anegamiento del agua de riego o el agua de lluvia afectan directamente el comportamiento del suelo expansivo. La falta de estanqueidad de las instalaciones sanitarias agrega humedad al suelo afectado por el bulbo de tensiones.
- La presencia de un suelo altamente expansivo en la cota -3,5 m añade complejidad al problema. Este estrato a pesar de encontrarse con una muy alta humedad desarrolló, en los/ ensayos de laboratorio realizados sobre muestras inalteradas, una presión de hinchamiento superior a la presión descargada por la construcción.
- El escurrimiento del agua de riego y pluvial provoca la remoción y pérdida de suelos superficiales que clasifican como suelos erosionables. Esto puede observarse en la pérdida de material en la zona más externa de las veredas perimetrales o inclusive debajo de la vereda misma.
- La segunda etapa de la construcción también sufrió problemas como consecuencia de los asentamientos diferenciales. Estos asientos surgieron como consecuencia del refuerzo que se realizó en la zona donde ambas construcciones, coincidían (Figura 16).
- El refuerzo de cimentación construido en 1997 únicamente rigidizó una esquina de la construcción realizada en 1942. El estudio geotécnico recomendaba rigidizar toda la cara Norte de la construcción.
- La intervención aislada de sectores de ambas construcciones complejiza la interpretación del comportamiento general.
- La presencia del pozo P86, abandonado de forma incorrecta, muy cercano a la primera construcción, favoreció los asentamientos en esa esquina.
- Las conducciones totalmente deterioradas y las cámaras de inspección profundas obturadas completamente por raíces producen el estancamiento de las aguas grises. Esto altera de forma importante la humedad del suelo.



Figura 17. En la imagen puede observarse la construcción original cuando funcionaba como Administración General de YPF.

4 RECOMENDACIONES

Las soluciones constructivas requerirán ajustes al plan de trabajo acordes a los hallazgos que se realicen durante la etapa de remediación ante el descubrimiento de las cimentaciones en general y en particular. La solución deberá incluir:

- Verificación y rediseño del sistema integral de riego, incorporando el escurrimiento superficial, evitando el anegamiento.
- Reconstrucción de veredas perimetrales que incluyan una pantalla vertical (nariz) de 60 cm en su borde externo.
- Diseño integrado de las cimentaciones. el cual requerirá ajustes en la medida que se avance con las obras.
- Control de erosión y protección del talud costero.
- Reconstrucción del sistema de evacuación de aguas grises y conducción de agua potable.
- Impedir la ocurrencia de erosión superficial.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración de la Historiadora Celina Leonori, el Licenciado Claudio Pascal y el Ingeniero Djaparidze, al personal del LISHA de la UNPSJB, Dirección de Arquitectura de la MCR, Dirección General de Proyectos de Arquitectura de la UNPSJB Directora Paula Ivanovic.

5 REFERENCIAS

Archivo Histórico Municipal.
Banco de imágenes del Área de Investigación del Museo Chalet Huergo. Fondos de: Susana García y Teodoro Nürnberg.
E. y P.No.1047. 4/12/1929. "S/Grietas casa Dirección General.
Expediente D.T.108. 24 de septiembre 1929. Respuestas de solución.
Expediente OWT108! Objeto: "Por grietas casa Dirección General (Chalet Huergo) (1929).
Informe del departamento Técnico elaborado el 29 de agosto de 1929 recibido el 30 de agosto de 1929. Dirigido al administrador de YPF.
Informe sobre los antiguos pozos de petróleo N° 68 y N° 97.
Plano de submuración Chalet Huergo. Servicio Ingeniería. División Estudios y Proyectos 6-IV-1951.
Estudios del suelo expedidos por la oficina de muestras, 25/ 09/1929.

Estudio de inestabilidades que afectan al Chalet Huergo: propuesta de remediación costera y estabilización.

Study of instabilities affecting Chalet Huergo: Proposal for coastal remediation and stabilization

Diego Manzanal, Ricardo Guerreiro, Cecilia Laskowski, Juan Cruz Barria, Sandra Orlandi, Santiago Consiglio, Maximiliano Cortés & Nelson Escobar
Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Profesor visitante, Argentina, diego.manzanal@gmail.com

Diego Manzanal & Cecilia Laskowski
Universidad Politécnica de Madrid, España

RESUMEN: Durante las últimas dos décadas, se ha observado un notable incremento en la inestabilidad de los taludes verticales que rodean la zona del patrimonio histórico nacional "Chalet Huergo" en la ciudad de Comodoro Rivadavia. El presente trabajo se enfoca en analizar las causas principales de esta inestabilidad, a través de un estudio geotécnico para evaluar los parámetros geotécnicos de la zona. Además, se realiza un análisis de estabilidad mediante programas de elementos finitos y se investiga el impacto de la acción del mar en la zona. Con el objetivo de abordar estas inestabilidades, se propone un plan de soluciones integral. En primer lugar, se plantea llevar a cabo una remediación costera utilizando un escollerado a partir de la cota +3,00 y una estabilización desde pie del talud hasta la cota +46,00 a través de una serie de terrazas estabilizadas. Por último, se propone una urbanización que se centrará en la unión sur-norte a lo largo de la costa, buscando una armonización entre la conservación del patrimonio histórico y el desarrollo urbano. Esta propuesta de solución busca mitigar los riesgos asociados a la inestabilidad de los taludes, garantizar la seguridad y preservar el valioso patrimonio histórico de la zona y promover un crecimiento urbano sostenible y responsable.

ABSTRACT: During the last two decades, a remarkable increase in the instability of the vertical slopes surrounding the area of the national historical heritage site "Chalet Huergo" in the city of Comodoro Rivadavia has been observed. The present work focuses on analyzing the main causes of this instability, through a geotechnical study to evaluate the geotechnical parameters of the area. In addition, a stability analysis is carried out by means of finite element programs and the impact of sea action in the area is investigated. To address these instabilities, a comprehensive solution plan is proposed. First, a coastal remediation is proposed using a riprap from +3.00 and a stabilization of the slope from the foot of the slope to +46.00 through a series of terraces stabilized. Finally, an urbanization is proposed that will focus on the south-north junction along the coast, seeking a harmonization between the conservation of the historical heritage and urban development. This proposed solution seeks to mitigate the risks associated with slope instability, ensure safety and preserve the valuable historical heritage of the area, while promoting sustainable and responsible urban growth.

PALABRAS CLAVE: estabilidad de taludes – escollerado - arcillas expansivas

KEYWORDS: slope stability – rockfill - expansive clays

1 CONTEXTO HISTORICO

El Chalet Huergo está ubicado a 3 kilómetros en dirección al norte del casco céntrico de Comodoro Rivadavia sobre Ruta Nacional N°3 – Av. Libertador Gral. San Martín, a la altura del antiguo pozo petrolero N°68 y cerca de la Terminal de tanques de hidrocarburos de la empresa YPF del barrio General Mosconi y limita al SE con un talud cuasi-vertical con un proceso erosivo marino en desarrollo (Figura 1).

El Chalet Huergo es uno de los edificios más antiguos de la ciudad de Comodoro Rivadavia. El edificio y su entorno de 5 hectáreas fueron declarados patrimonio cultural y natural de Comodoro Rivadavia el 3 de mayo de 2007.

El Chalet Huergo tiene una historia ligada a los inicios de la explotación petrolífera en el país. Lleva el nombre del primer presidente de la comisión de la Dirección General de Explotación de Petróleo, el ingeniero Luis Augusto Huergo. Esta Comisión lo construyó entre 1919 y 1921 para ser destinado al alojamiento de personal de nivel Gerencial e invitados. En 1929 se recopilaron informes que indican la presencia de grietas en paredes según muestra la Figura 2 y se registran indicios de una primera remediación.

En 1941, el edificio fue modernizado y ampliado. Se consolidaron muros que estaban afectados por un gran agrietamiento y se construyó un nuevo cuerpo.



Figura 1. Ubicación de la zona de estudio



Figura 2. Reporte de agrietamientos en las paredes del Chalet Huergo en 1929. (Imagen cedida por Arq. Moreno)

Desde noviembre de 2019, el chalet Huergo es reconocido como Monumento Histórico Nacional, aunque el edificio no está habilitado para ningún uso por el estado de deterioro.

En la situación actual, el Chalet Huergo es un edificio con un elevado grado de fisuración en paredes y pisos que ha progresado en menor medida en los últimos seis años. Para el cabal entendimiento del comportamiento general de la construcción y los daños provocados se ha requerido de un profundo estudio de las cimentaciones y las modificaciones incorporadas casi desde el inicio. Un análisis detallado de la fisuración y daños se presenta en Manzanal y Orlandi (2021) y Orlandi et al. (2023).

Parte de la situación de deterioro general es consecuencia de los diferentes sistemas de cimentación que coexisten hoy en día y de la presencia de suelos expansivos situados dentro del bulbo de cargas. Los suelos expansivos de Comodoro Rivadavia han sido caracterizados y estudiado extensivamente en su comportamiento saturado (Orlandi et al. 2015, Manzanal et al. 2019) y parcialmente saturado (Manzanal et al. 2020), como así la estabilización con polímeros (Orlandi et al. 2019, Fernández et al. 2020) variando su presión de hinchamiento entre 160kPa a 1200kPa.

2 SITUACION ACTUAL DE INESTABILIDADES

En los últimos 26 años se ha producido un retroceso de la línea de costa debido a la acción del oleaje y las mareas que impactan directamente sobre el pie del talud. Esto produce un ciclo de humedecimiento y secado que degrada los suelos situados sobre la restinga, facilitando la erosión, y desestabilizando la masa de suelos superiores. El pie, al perder estabilidad, genera inestabilidades en los mantos superiores los cuales previo a su falla presentan grietas de tracción en su superficie.

Estas grietas, ante los cambios cíclicos estacionales de humedad, se desprenden. Esto conduce a la rotura retrógrada del talud vertical que ha evolucionado hasta zonas muy cercanas al Edificio del Chalet Huergo.

El acantilado que recorre toda la traza de estudio posee unos 250m de desarrollo en planta: desde el cañadón al sur en la parte inferior del estacionamiento actual del Chalet Huergo, hasta el cañadón norte cercano a la escollera existente que protege la terminal de tanques de YPF (Figura 1). En este desarrollo, el acantilado tiene una altura variable entre 35 a 48 m, alcanzando las alturas mayores en la zona media cercana al edificio del Chalet Huergo.

La Figura 3 muestra el proceso descripto de generación de grietas de tracción en la cabeza del talud y su posterior deslizamiento. Las imágenes muestran el retroceso del coronamiento del talud presentado entre los años 2015 y 2020. La grieta de tracción 3 se encuentra en la parte interior del cerco construido en el año 2018, mostrando que este proceso no finalizará mientras no se proceda a proteger y estabilizar el pie del talud, involucrando también la eliminación del material que ya se encuentra movilizado o desprendido.

El estado actual del cañadón sur, debajo del estacionamiento del Chalet Huergo, desde la parte superior. Se observan laderas naturales con escasa vegetación autóctona y zonas erosionadas por escurrimiento superficial. La zona cercana a la Ruta Nacional Nº3 se encuentra estabilizada por un muro de gaviones en buen estado y que presenta buen comportamiento estructural. Por el cañadón escurren de forma natural aguas de lluvia encauzadas desde la cuenca situada entre el cerro Chenque y el cerro Viteau.

En las laderas naturales en el final del cañadón sur se observa suelo en la parte inferior del talud de matriz limo-arcillosa degradado por los cambios de humedad. El efecto del oleaje parece amortiguado por el cañadón por lo que el proceso erosivo se ve reducido comparado con otras zonas. Los afloramientos de agua y sales se encuentran únicamente en la zona de la arenisca, repitiéndose a lo largo de la traza. Debajo de la arenisca se observa material vertido en forma de sedimento transportado.

Se observa la ausencia total de gravas en la zona de la costa dejando al descubierto la limolita del talud. Se observa presencia



Figura 3. Desarrollo de grietas de tracción entre los años 2015 y 2020.

de bolos aislados. Entre la limolita y la arenisca se encuentra un depósito de sedimentos transportados.

El banco de arenisca se encuentra en el talud con una pendiente vertical. Este banco es un estrato subhorizontal con una leve pendiente SE que se encuentra a lo largo de toda la zona de estudio.

El afloramiento de agua de formación en banco de areniscas es variable entre su cota inferior y superior, cambiando la humedad del estrato subyacente. El estrato de suelo de matriz arcillosa que apoya sobre el banco superior de arenisca se ve claramente degradado y erosionado por la acción del viento y los cambios de humedad estacional tanto en su parte superior como en su superficie expuesta que provocan el retroceso de la cabeza del talud.

Se observan en la costa al norte del Chalet Huergo la escollera de protección de la Terminal de Tanques de YPF. Los taludes del cañadón hacia el norte tienen una pendiente moderada y el proceso erosivo del pie debido a la acción mecánica de las mareas y el oleaje se ve reducido por la protección de rocas existente. No obstante, se siguieron observando inestabilidades y desprendimientos en las laderas.

Como parte del proceso de monitoreo topográfico necesario para evaluar la evolución del talud se colocaron una serie de puntos fijos en la zona cercana tanto al talud como al cerco existente. Esto puede observarse en la Figura 3. Se tomaron registros al inicio del estudio y luego a los seis meses, marzo de 2021. El último registro se realizó luego de un desprendimiento importante ocurrido en ese mismo mes. Los círculos rojos son las mediciones iniciales y los puntos azules corresponden a la segunda medición. Los círculos grises se han perdido debido al desprendimiento. Los desplazamientos observados varían entre los 2 a 5 cm en dirección Este.

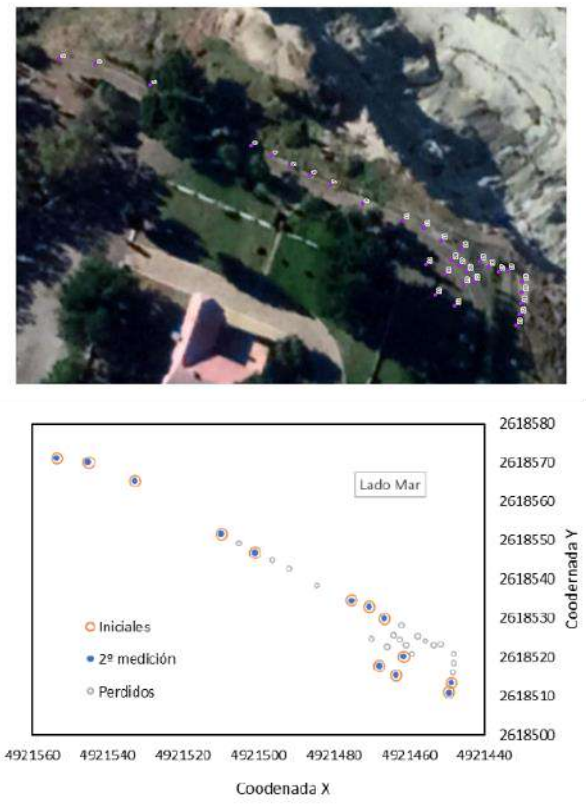


Figura 4. Puntos topográficos antes y después del evento del marzo 2021.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Geología*

El área de estudio es un acantilado activo sobre la costa atlántica patagónica que se asienta sobre rocas de las formaciones Sarmiento (Spalletti y Mazoni, 1979) y Chenque (Bellosi, 1990).

Las primeras, más antiguas, de edad Eoceno-Oligoceno, se encuentran aflorando sobre la plataforma de abrasión, comúnmente llamada restinga. Estas se conforman por estratos tabulares de rocas principalmente piroclásticas, es decir, compuestas por un gran contenido de ceniza proveniente del arco volcánico andino, activo para ese entonces. Entre estos depósitos se destaca la presencia de chonitas, tobas, bentonitas, de colores blanco amarillentos con una importante cantidad de fósiles de antiguos mamíferos. En algunos lugares de la Cuenca del Golfo San Jorge se hallan en esta secuencia de rocas, coladas y diques de composición basáltica (Bellosi, 1995). Las rocas de la Formación Sarmiento representan acumulaciones sedimentarias sobre la superficie continental, cubriendo llanuras y áreas de mayor relieve, distribuidas por sistemas fluviales y por la acción eólica.

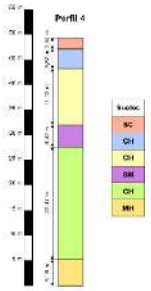
Apoyada sobre estas últimas, se establecen las sedimentitas de la Formación Chenque. Las mismas presentan un origen distinto a las anteriores. Estas se depositan como producto de varios ingresos del mar al continente, denominados transgresiones, debido a la combinación de un aumento del nivel del mar y el hundimiento o subsidencia de la cuenca del Golfo, durante el período Oligoceno-Mioceno. Esto da lugar a una línea de costa ubicada mucho más al oeste, en comparación con la actual, y a la sedimentación de rocas de origen marino (Fm. Chenque). En su composición se encuentran areniscas medianas a gruesas, gris verdosas, areniscas tobáceas, arcilitas verdes alteradas y coquinas (Sciutto et al. 2008). La columna estratigráfica de esta formación demuestra una frecuente presencia de rocas piroclásticas en la sección inferior (debido a la continuidad de la actividad volcánica del arco andino, como en la Fm. Sarmiento) que va disminuyendo hacia el techo de esta. El ambiente sedimentario varía del mismo modo, desde un sistema deposicional profundo de baja energía (Sección inferior) a uno costero de alta energía (Sección superior).

2.2 *Estudios geotécnicos*

La zona de estudio se encuentra sobre la Formación Chenque dividida en varios estratos geotécnicos subhorizontales con inclinación hacia el SE. Con base en los estudios geotécnicos realizados (Manzanal et al. 2021), estudios geotécnicos previos, y publicaciones analizadas (Orlandi et al 2019, Manzanal et al. 2021 Barletta et al. 2008, 2009), la secuencia estratigráfica se muestra en la Figura 5 y se podría describir de la siguiente forma:

Los primeros 70 cm a 90 cm superiores están formados por material con alto contenido orgánico, restos de ostrones, material fino de plasticidad variable. A continuación, y hasta los 2,00m continúa un material granular con alto contenido de finos de plasticidad variable. Este se apoya sobre un suelo fino de matriz arcillosa, cuya clasificación corresponde a un material de alto a muy alto potencial de expansión que se encuentra muy cercano a su humedad de saturación. El espesor de este estrato varía entre 8,00m y 9,00m. El estrato siguiente está formado por una roca de matriz arcillosa de alta plasticidad con fracción arenosa que se incrementa en porcentaje con la profundidad. Este estrato tiene un espesor variable entre 3 a 4m y se apoya sobre un banco de areniscas. En la interfaz del estrato descrito y el banco de areniscas se encuentra la base de un acuífero. El flujo de agua procedente del acuífero aflora en un talud casi vertical orientación SE que también forma parte del presente estudio. Este manto de areniscas cuya permeabilidad es superior a la permeabilidad de los estratos suprayacentes, posee un espesor variable entre 1m a 2m. Por debajo de las areniscas se encuentra

un estrato conformado por lutitas fuertemente preconsolidadas, de origen marino, con muy alto contenido de sales. Este estrato sobreyace en un macizo rocoso localmente denominado "restinga". El manto de lutita, cuyo cementante es soluble en agua, posee un potencial de expansión clasificado como muy alto (Ruiz et al, 2012, Orlandi et al, 2019). Al ser sometido a ciclos de humedecimiento y secado ya sea como consecuencia de las lluvias, mareas o escurrimiento superficial de agua, sufre la pérdida de una parte importante de su capacidad resistente. Como consecuencia de esta pérdida se produce un fenómeno de erosión progresiva que compromete la estabilidad del talud desde su base.



Estrato	Descripción	Cotas	Peso específico Seco	Peso específico Húmedo	Ángulo fricción	Cohesión	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidad estático	Módulo de Corte
		z	γ_d	γ_h	φ'	c'	ν	E_s	G_s
		[m]	[kN/m^3]	[kN/m^3]	[°]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
1	Arena limosa	0.00 a -2.50	14.1	18	20	60	0.2	40,3	16,8
2	Arcilla alta plasticidad	-2.50 a -6.50	13.3	18.5	22	80	0,20	75,8	31,6
3	Arcilla alta plasticidad	-6.50 a -17.00	15.9	18,5	27	100	0,20	192,7	80,3
4	Arenisca	-17.00 a -22.00	16,8	18,5	23.9	300	0,20	242,9	101,2
5	Arcilla alta plasticidad	-22.00 a -44.50	16.2	17,0	32	150	0,20	363,3	151,4
6	Limonita	-44.50 a -49.50	13.7	17,0	38	300	0,30	527,6	219,8

Figura 5. Secuencia estratigráfica y parámetros de los seis estratos del modelo geotécnico para el estudio de estabilidad.

Con base en los estudios realizados, en el reconocimiento visual en el terreno y a los ensayos efectuados se determinaron las características generales de la estratigrafía explorada. El análisis de las perforaciones en la cercanía del Chalet Huergo y los ensayos de laboratorio realizados se describen en Orlandi et al., 2023.

En la Figura 5 muestra el modelo geotécnico adoptado, se muestran las respectivas alturas respecto al nivel del mar.

2.3 *Análisis de inestabilidades*

Las inestabilidades progresivas del acantilado orientación SE son producto del efecto combinado de:

1) erosión del pie del talud debida a la acción mecánica del oleaje y las mareas las cuales además producen ciclos de humedecimiento y secado en una zona activa del pie, degradando los suelos inferiores para luego ser arrastrado por el mar.

2) degradación y erosión eólica de los mantos superiores debido a los cambios de humedad estacional y/o riego y la pérdida de sustentación de los estratos inferiores. Esto produce grietas de tracción y posterior desprendimiento.

Se realizó un análisis de estabilidad en base a los parámetros geotécnicos de cada estrato con un programa de elementos finitos por el método de reducción de parámetros resistentes. Para el análisis de la situación actual se evaluó el perfil crítico representativo del sector (Perfil Nº5 – Figura 6) utilizando el modelo geotécnico (Figura 5) y adoptando parámetros residuales para la zona de las grietas de tracción. Los resultados arrojaron factores de seguridad cercanos a la unidad. Se adoptó como coeficiente de seguridad mínimo requerido para la estabilidad al deslizamiento de 1.50.

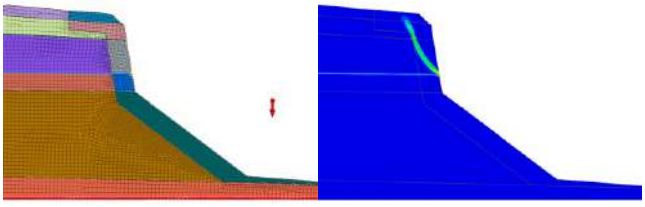


Figura 6. Modelo adoptado para calculo numérico MEF y cálculo de estabilidad de las condiciones iniciales.

3. SOLUCIÓN PROPUESTA

Los resultados confirman las inestabilidades que se han observado progresivamente. Los mecanismos de falla que se observan están relacionados con roturas localizadas en la zona cercana al acantilado entre 8 m a 10 del borde superior. Estas roturas están vinculadas con el hecho de que los materiales cercanos al talud están fuertemente degradados en sus parámetros resistentes debido a la causa (2) enunciada anteriormente. Este tipo de rotura continuará progresando como quedó demostrado en la Figura 3.

El diseño de propuestas de estabilización y mitigación del proceso erosivo costero se centró en:

- Interrumpir el proceso erosivo de la costa con un núcleo y subcapa de material granular de diferentes tamaños y una coraza de escollera de roca natural que se desarrolla desde cota +3,00 a +11,00 y se dispone de un recubrimiento hasta cota +14,00. La escollera tiene un coronamiento con un ancho mínimo de 4,00 metros. La coraza se apoya sobre una trinchera excavada en la "restinga" de 0,50m de profundidad por la proyección horizontal del espesor de la coraza, todo a lo largo de la traza. El desarrollo longitudinal de esta solución, se propone se realice entre el perfil Nº1 (zona cañadón sur) y el perfil Nº8 (zona escollera existente) (Figura 7) .

- Fortalecer el pie del talud con material granular seleccionado compactado de acuerdo a parámetros de diseño determinados en laboratorio desde el terreno natural del pie del talud hasta cota +20,00, uniendo transversalmente el talud existente con la protección de escollera a construir según se explicará en la sección siguiente. Su desarrollo longitudinal varía según la topografía entre los perfiles Nº2 y Nº8 (Figura 7).

- Eliminar el material de la zona superior del talud que se encuentra movilizado y degradado (grietas de tracción) generando terrazas contenidas por estructuras de HºAº (Figura 6) entre los perfiles Nº4 y Nº6. Los distintos niveles se unen con el estacionamiento existente y con los jardines a través de rampas y/o pasarelas adecuadamente revestidas y con sistema de conducción de agua de escorrentía. La correcta recolección y disposición del agua de escurrimiento superficial es fundamental tanto para extender la vida útil de las obras como para evitar la erosión de las superficies de escurrimiento y superficies diseñadas.

- Establecer una protección por hormigón proyectado y drenaje adecuado entre las cotas +20,00 a cota +34,00 con desarrollo longitudinal entre los perfiles Nº2 y Nº7. El sistema de drenaje y conducción del agua de formación que aflora en la zona de arenisca debe ser adecuadamente diseñado para los caudales previstos en las diferentes épocas del año. Es recomendable establecer alguna protección contra vandalismo entre la cota +20,00 a +24,00 para evitar la degradación acelerada de la contención.

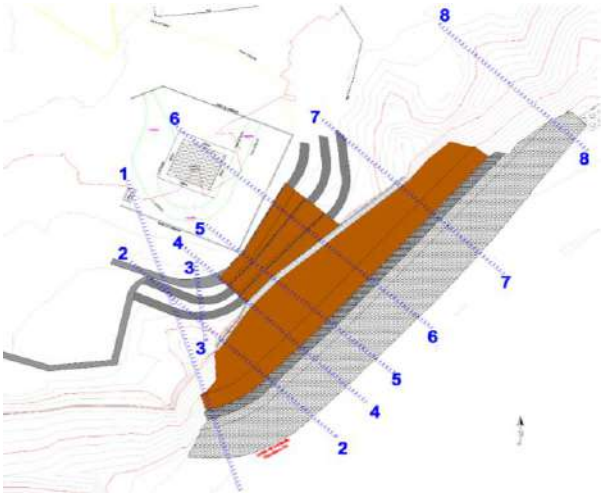
Esta solución tiene tres niveles de aterrazamiento en la zona superior estabilizados con muros de hormigón armado (HºAº) entre los perfiles Nº4 y Nº6 (Figura 8). Se diseñan tres rampas de acceso que se unen con el estacionamiento y los jardines. Estos accesos permitirían el uso recreativo o deportivo de la comunidad. En una etapa posterior podría establecerse la vinculación de alguno de estos senderos con la zona costera del barrio General Mosconi (Km3) y su paseo costero. Esto aportaría un sendero costero turístico a la ciudad el cual contaría con paisajes atractivos y amaneceres únicos.

El sistema de defensa contra el oleaje y las mareas incluye una escollera que recorre toda la traza de estudio según se desarrolla en el sección siguiente. Se reconstituye y protege el pie del talud hasta cota +20,00 con un suelo seleccionado compactado. En la zona de interacción entre materiales compactados y la estructura de los materiales de la escollera se prevé la colocación de geotextiles para evitar la migración y pérdida de suelos de menor granulometría.

Entre la cota +20,00 y +34,00 se prevé un recubrimiento superficial con hormigón proyectado con malla metálica abulonada a la roca existente (arenisca y arcilita) (Figura 8). Para ello, se prevé retirar parte del material superficial degradado presente entre las cotas +20,00 y +26,00 (variable según perfil).

4. PROTECCIÓN COSTERA

Como se explicó en la sección anterior, se propone la ejecución de un escollerado de protección a los efectos de evitar la acción



mecánica de las mareas y el oleaje sobre el pie del talud, que podría provocar un retroceso de la línea de costa. Las condiciones de los cálculos realizados se desarrollan a continuación.

Figura 7. Esquema en planta de la solución propuesta**.**

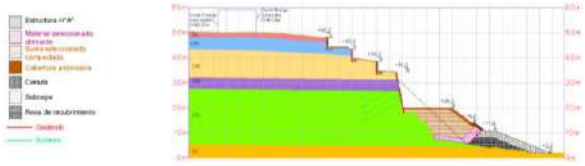


Figura 8. Esquema conceptual del perfil 5 de la solución propuesta**.**

4.1 *Condiciones Físicas de Base*

4.1.1. Altimetría.

Los datos relativos a la altimetría se obtienen de la información topográfica provista por el Municipio de Comodoro Rivadavia, y de las cartas marinas H-357A y H-357B elaboradas por el Servicio de Hidrografía Naval Argentina. Hidrografía Naval Argentina estima que existe una diferencia de unos 14 cm. entre el 0 de la Tabla de Mareas y el 0 del Ministerio de Obras Públicas, que se usa como referencia para la obra. A los efectos del presente trabajo se los toma como equivalentes, en función de lo reducido de la diferencia y su escasa implicancia para los distintos valores calculados.

El terreno natural de fundación de la zona bajo estudio se lo conoce como “restinga”. Es una superficie de abrasión que se inclina suavemente hacia el mar. Está sumergido durante varias horas al día, aunque queda en descubierto durante marea baja. En este momento, la extensión máxima que emerge frente a la zona bajo estudio es de alrededor de 500 metros en dirección E-O, y significativamente menor en la dirección N-S.

4.1.2 Mareas

En la República Argentina, el estudio y predicción de las mareas compete al Servicio de Hidrografía Naval Argentina (SHN), que hace pública la información mediante tablas anuales en donde se indican diariamente los datos de las pleamares y las bajamares astronómicas, junto con otras estadísticas.

La marea es un fenómeno astronómico cíclico que se repite con un período de 19 años (Ciclo de Metón), y durante este ciclo la cota de la marea máxima es del orden de los 6,45 metros y la cota de la marea mínima del orden de los 0,00 metros. SHN en sus tablas de marea indica en forma genérica para el litoral patagónico que por eventos atmosféricos pueden producirse sobreelevaciones adicionales de hasta 0,7 m.

4.1.3 Olas

En (1), se ha realizado un estudio de las alturas de olas a partir de las bases de datos ERA-40 provista por la ECMWF (“European Centre for Medium-Range Weather Forecasts”) y NWW3, provista por la NOAA (“National Oceanic and Atmospheric Administration”). Se concluye que para olas provenientes del E y período de recurrencia 50 años la altura de ola significativa es de aproximadamente 4,30 m y su período medio 8 segundos. Para olas provenientes del SE y período de recurrencia 50 años la altura de ola significativa es de aproximadamente 6,50 m y su período medio 14 segundos.

4.1.4 Rocas disponibles

En la zona se dispone de dos tipos de rocas ígneas, aptas para su uso en obras de defensa marina. Estos son pórfidos provenientes de la zona de Cerro Dragón, con un peso específico del orden de 2,82 t/m³, y rocas provenientes de la zona de la cantera de caliza de Petroquímica, con un peso específico cercano a 2,45 t/m³.

4.2 *Determinación de la ola de diseño.*

Para el cálculo de la defensa es necesario determinar la deformación que la ola sufrirá en su tránsito desde aguas profundas hasta llegar al pie de obra. Las olas, cuando se propagan hacia la costa, cambian su geometría como consecuencia de los cambios en la profundidad. Estos cambios se producen por distintos fenómenos, como el asomeramiento, la refracción, la difracción y la rotura. Para el caso particular de esta defensa, y debido a la presencia de la restinga, el fenómeno principal es la rotura, donde la onda pierde su forma regular y se genera un proceso turbulento en el que se forma la característica espuma blanca que identifica la ola rota. Esta turbulencia disipa la energía de la ola y reduce su altura.

Para determinar la altura de la ola de diseño a pie de obra, se considera la influencia de los fenómenos de deformación de ola mediante la utilización de la herramienta informática de simulación física SWAN.

Puesto que la zona bajo estudio está protegida de la acción de las olas provenientes del E por la restinga, el análisis se realiza respecto a las olas provenientes del sector SE. Debe considerarse, además, que las ola de diseño en aguas profundas provenientes del E son considerablemente más bajas que las provenientes del SE.

Para estudiar esta situación, se considera una altura del mar en reposo de +7,50 MOP, una altura de ola en aguas profundas provenientes de SE de 6,50m de altura significativa y período medio de 14 segundos. La altura del mar en reposo surge de adicionar a la altura de marea astronómica, la sobreelevación meteorológica y eventuales diferencias de nivel por la presencia de olas de largo período.

Las simulaciones predicen una altura de ola significativa de diseño de alrededor de 2,50m , con un período medio de 14 segundos. Es importante destacar que en este caso particular, y debido a la presencia de la restinga, el fenómeno de propagación está dominado por la rotura, por lo que la ola incidente de aproximadamente 2,50 metros se produce no solo para el temporal de diseño, sino también para eventos significativamente menores. Las simulaciones muestran que ya para eventos de olas de altura significativa de alrededor de 3,0 metros, se producen alturas de ola frente a la estructura similares a los indicados para la tormenta de diseño. Esta situación es importante, ya que implica que la obra deberá soportar frecuentemente olas cercanas a las olas de diseño.

4.3 *Diseño de la sección.*

4.3.1 Determinación del peso del elemento de la coraza.
Para determinar el peso del elemento individual de la coraza se utiliza las recomendaciones del Shore Protection Manual (SPM) en su versión de 1984 que indica en la Fórmula de Hudson utilizar H1/10 y considerar para la sección del morro de una obra de abrigo un coeficiente de capa Kd=2.

Para determinar H1/10 se utiliza una relación estadística a partir de suponer que la altura de olas de la tormenta de diseño cumple con una distribución tipo Raileigh. Si bien esto no es cierto para un campo de olas afectado por el fenómeno de rotura, esta suposición se coloca del lado de la seguridad.

De esta manera, se deduce que el peso medio del elemento de coraza W50 debe ser del orden de los 5.800 kg, lo que implica rocas con un diámetro promedio de 1,59 m.

La coraza se colocará en dos capas, apoyadas por una subcapa consistente en rocas de W50/10, también colocada en 2 capas.

Se admitirán rocas entre 0,75*W50 a 1,25*W50 cuidando que el promedio resulte W50.

4.3.2 Determinación de la cota de coronamiento.
Cuando una ola impacta sobre un talud, se produce el ascenso del agua sobre el mismo. Este fenómeno se conoce como el alcance de la ola. Utilizando los criterios propuestos por CIRIA (5) en su sección 5.1.2.1, el alcance puede en el orden de los 4,20. Con estas consideraciones, se estima que el agua del mar podría llegar hasta cotas del orden de +10,70m MOP. Para este punto en particular, se considera el nivel de marea astronómico sin considerar las perturbaciones meteorológicas ya que la ocurrencia de la tormenta de diseño junto con la máxima elevación meteorológica es un evento con un período de ocurrencia mucho mayor que los eventos individuales que lo componen. Considerar el evento máximo incrementa sustancialmente el volumen de obra. Además, se proyecta un revestimiento superior de talud para controlar el sobrepaso.

4.3.3 Determinación del sobrepaso.
Cuando una ola impacta sobre un talud, además del ascenso del agua sobre el mismo, se genera una proyección vertical de gotas de agua que puede ocasionar daños por detrás de la obra de abrigo, en particular si esta zona está constituida por material fino, como las arcillas. Por esta razón, se diseña una capa adicional de roca. La cota de coronamiento de esta protección se establece en +14,00 MOP. Para determinar la seguridad de esta cota propuesta, se utiliza la metodología según lo indicado en Van der Meer (2018) en particular la herramienta basada en Redes Neurales.

5 CONCLUSIONES

El trabajo resume el estudio de inestabilidades de los taludes cercanos al Chalet Huergo, un diagnóstico de las posibles causas y una propuesta de estabilización y protección costera para evitar la continua degradación de los taludes costeros en las inmediaciones del Chalet Huergo.

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Laboratorio de Investigaciones de Suelos, Hormigones y Asfaltos, en particular al Ing. Oscar Miura y la Inga. Alejandra Espelet por la coordinación de los ensayos de laboratorio duranta el período de pandemia. A la Municipalidad de Comodoro Rivadavia por permitir la publicación de resultados del *Informe técnico sobre « Estudio de geotécnico de la zona del edificio del Chalet Huergo y los taludes cercanos »*.

7 REFERENCIAS

Bellosi, E.S., 1990. Formación Chenque: registro de la transgresión patagoniana de la Cuenca del Golfo San Jorge. 11° Congreso Geológico Argentino, Actas 2: 57-60. San Juan.

Bellosi, E.S. 1995. Paleogeografía y cambios ambientales de la Patagonia central durante el Terciario medio. Boletín de Informaciones Petroleras, 44: 50-83.

Barletta, R., Capdevila, E., Flores, R., Galazzi, G. y Massabie, A., 2008. IATASA. Estabilidad de taludes del faldeo Sur del Cerro Chenque, 9 p, XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, La Plata.

Barletta, R., Barletta, G., Capdevila, E. y Galazzi, G., 2009. IATASA.Propuesta de estabilización de taludes en la Ruta Nacional N° 3. (Faldeo Este del Cerro Chenque), 17p, XV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, Mar del Plata.

Estudio Numérico de los Procesos Costeros de la zona de Comodoro Rivadavia, Informe Final Proyecto Investigación, Facultad de Ingeniería, UNPSJB.

Fernandez, M., Orlandi, S., Piqué, T., Codevilla, M. , Manzanal, D. 2021. Performance of Calcium Lignosulfonate as stabilizer of highly expansive clay. Transportation Geotechnics. Vol. 27:100469. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100469.

Manzanal D. y Orlandi, (2021). *Informe técnico sobre « Estudio de geotécnico de la zona del edificio del Chalet Huergo y los taludes cercanos »*. Solicitado por Municipalidad de Comodoro Rivadavia.

Manzanal D., Orlandi S., Miranda, E., Robinson, M. Barría J. C. (2019). *Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia city*. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges N. P. López Acosta et al. (Eds.). IOS Press Publisher. 17-20 November 2019. Cancún, México. doi:10.3233/STAL190107.

Manzanal, D., Orlandi, S., Fernandez, M., Pique, T., Laskowski, C. 2021. *Soil-water retention of highly expansive clay stabilized with a bio-polymer*. May 2021. Conference: UNSAT2021At: Brazil. San Pablo. DOI: https://doi.org/10.1051/matecconf/202133701006.

Orlandi S., Manzanal D. (2019). *Caracterización mineralógica y geomecánica de tres suelos locales potencialmente activos*. En: Resúmenes VII Jornadas de las Ciencias de la Tierra “Dr. Eduardo Musacchio” (Eds. De Sosa Tomas, A. y Casal, G.), 2019. p. 34, Comodoro Rivadavia, Argentina.

Orlandi, S., Laskowski, C., Ancalao, M., Da Silva, F., Saez, S., Manzanal, D. (2021) *Evaluación de los métodos de determinación de la presión de hinchamiento de un suelo expansivo modificado con un bio-producto.* CAMSIG 2021. Misiones. Argentina

Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B. (2018) Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. EurOtop, 2018.

Manzanal D., Orlandi S., Miranda, E., Robinson, M. Barría J. C. (2019). Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia city. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges N. P. López Acosta et al. (Eds.). IOS Press Publisher. 17-20 November 2019. Cancún, México. doi:10.3233/STAL190107.

Orlandi S., Manzanal D. (2019). Caracterización mineralógica y geomecánica de tres suelos locales potencialmente activos. En: Resúmenes VII Jornadas de las Ciencias de la Tierra “Dr. Eduardo Musacchio” (Eds. De Sosa Tomas, A. y Casal, G.), 2019. p. 34, Comodoro Rivadavia, Argentina.

Orlandi, S., Laskowski, C., Ancalao, M., Da Silva, F., Saez, S., Manzanal, D. (2021) Evaluación de los métodos de determinación de la presión de hinchamiento de un suelo expansivo modificado con un bio-producto. CAMSIG 2021. Misiones. Argentina

Orlandi, S., Manzanal, D., Ruiz, A., Ávila, M., Graf, V. (2015) *A case study on expansive clays on Comodoro Rivadavia city*. From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (15th PCSMGE), Manzanal D. and Sfriso A. Editors 15-17 November, Buenos Aires, Argentine. Ed. IOS Press. Pages 2276 – 2283. doi: 10.3233/978-1-61499-603-3-2276.

Sciutto, J.C., Césari, O., Iantanos, N. 2008. Hoja geológica 4569-IV Escalante, escala 1:250000: Programa Nacional de Cartas Nueva unidad litoestratigráfica del grupo Chubut. 95 Geológicas de la República Argentina, Secretaría de Minería de la Nación, Dirección Nacional del Servicio Geológico, Boletín 351, 76p. Buenos Aires.

SWAN - http://www.swan.tudelft.nl

SPM – Shore Protection Manual. Volume II. Coastal Engineering Research Center. Department of the Army. Waterways Experiment Station

EJE TEMÁTICO

“GEOTECNIA VIAL – ENSAYOS DE LABORATORIO E IN SITU”

Refuerzo de base en plataforma ferroviaria.

Base reinforcement on railway platform

Augusto Mendiz & Felipe de Loyola
Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires / CORIPA S.A, Argentina, amendiz@coripa.com.ar

RESUMEN: En el marco de la renovación de la estación de trenes de Retiro ubicada en la ciudad de Buenos Aires, el presente trabajo describe los principales aspectos técnicos del diseño y ejecución del mejoramiento de base de las playas ferroviarias utilizando geosintéticos de refuerzo, en particular de las líneas Mitre y San Martín. En reemplazo a los métodos tradicionales de tratamiento con cal, en este proyecto se utilizaron geogrillas biaxiales de polipropileno a nivel del plano de formación lo cual permitió alcanzar la condición soporte necesaria para la superestructura de vía, teniendo en consideración las cortas ventanas de trabajo y el beneficio ambiental de la reutilización del balasto reciclado generando una reducción considerable de la duración de las tareas. Además del refuerzo, la inclusión de un geotextil no tejido con función de filtro y separación justo bajo el balasto, mejora el drenaje del agua superficial y evita la migración de suelos finos dentro de la grava, manteniendo sus propiedades y mejorando la capacidad portante del balasto.

ABSTRACT: Within the framework of the renovation of the Retiro train station located in the city of Buenos Aires, this paper describes the main technical aspects of the design and execution of the base improvement of the railway yards using reinforcement geosynthetics, particularly the Miter and San Martín lines. In replacement of the traditional methods of treatment with lime, in this project polypropylene biaxial geogrids were used at the level of the formation plane, which allowed reaching the necessary support condition for the track superstructure, taking into account the short working windows and the environmental benefit of the reuse of recycled ballast generating a considerable reduction in the duration of the tasks. In addition to the reinforcement, the inclusion of a non-woven geotextile with a filter and separation function just under the ballast, improves the drainage of surface water and prevents the migration of fine soils into the gravel, maintaining its properties and improving the bearing capacity of the ballast.

PALABRAS CLAVE: geogrilla – geosintéticos – refuerzo de base – FFCC – Retiro

KEYWORDS: geogrid – geosynthetics – base reinforcement – FFCC – Retiro

1 INTRODUCCIÓN AL PROYECTO

El proyecto consiste en el refuerzo de la base de la playa ferroviaria de la estación de Retiro, ubicada en la ciudad de Buenos Aires, Argentina. La superficie a reforzar supera los 50.000m2 y es uno de los trabajos contemplados dentro de la obra global denominada "Modernización, renovación y ampliación de la playa de Estación Retiro FFCC General Mitre e integración con FFCC General San Martín" que también incluye renovación de vía y aparatos de vía, señalamiento y electrificación con el objetivo de modernizar y mejorar la operatoria a cargo de Trenes Argentinos Infraestructura (ADIF – Administración de infraestructura ferroviaria sociedad del estado).

2 LA VÍA FÉRREA

Para garantizar el correcto funcionamiento del ferrocarril es necesario conformar un paquete que pueda transmitir las cargas que aparecen con el movimiento del material rodante. Es importante garantizar condiciones de servicio, confort y seguridad para lo cual cada componente de la vía férrea tiene una colaboración en el traspaso de los esfuerzos hasta la base.

La vía férrea está compuesta por la superestructura y la infraestructura. La primera, está conformada por el emparrillado (más precisamente rieles y durmientes), balasto, eclisas, bulones, fijaciones, etc. En cuanto a la infraestructura, la misma corresponde a la plataforma y será la encargada de soportar en último término todos los esfuerzos tanto estáticos como dinámicos producidos por la marcha del tren.

Entre la plataforma y el emparrillado se intercalan las capas de asiento que incluyen la capa de balasto, sub-balasto y la plataforma. Cabe destacar que el buen comportamiento de una vía férrea en cuanto a su rigidez, estabilidad y drenaje, depende en gran parte de la naturaleza y el espesor de las capas de asiento. A su vez, la plataforma debe brindar una capacidad soporte adecuada de acuerdo con la naturaleza y condiciones propias del proyecto de tal manera que se alcance el valor soporte requerido para la superestructura de vía.

A lo largo de este trabajo, particularmente en lo que responde a la renovación de la playa ferroviaria del ferrocarril Mitre ubicada en la estación de Retiro de la ciudad de Buenos Aires, se presentarán los beneficios adquiridos por la utilización de geosintéticos tanto entre el balasto y subbalasto, como en el plano de formación. De esta manera se buscó mejorar la capacidad portante del paquete en su conjunto y alcanzar los valores requeridos de diseño utilizando geosintéticos.

3 MÉTODOS Y MATERIALES

3.1 *Problemática y propuesta original.*

La licitación 80/2016 de la ADIF contemplaba la renovación de la playa ferroviaria del ferrocarril Mitre en la estación de Retiro ubicada en la Ciudad de Buenos Aires. La misma presentaba soluciones tradicionales de mejoramiento de suelos y un paquete establecido de infraestructura sugerido a partir de estudios de suelos e informes geotécnicos.

En lo que respecta a estos últimos, se efectuaron 8 sondeos de 15 metros de profundidad para reconocer el perfil estratigráfico del terreno destinado a la construcción de la obra de referencia. A su vez, se realizaron ensayos SPT, triaxiales, de evaluación de la napa freática, entre otros. Se deduce que el perfil investigado es homogéneo y parejo. La capa superior hasta -3,5 m está conformada por material arcillo limoso y consistencia blanda

perteneciente al subgrupo CL del Sistema de Clasificación Unificado.

En lo que respecta a la capacidad de carga, según los mencionados estudios fue posible identificar las características y requerimientos de diseño básicos. A nivel de suelo natural se disponía de un CBR de 2.5% o, según el estudio geotécnico, una capacidad de carga de 0,8 kg/cm2, lo cual resultaba insuficiente para la demanda de carga exigida para el administrador del servicio ferroviario.

La ADIFSE entre sus lineamientos requiere aumentar la capacidad soporte de la infraestructura de vía, a un valor de 1,5 kg/cm2 a nivel del plano de formación, es decir casi duplicar el valor de carga admisible existente.

En función de lo antes mencionado, el proyecto original establecía un paquete estructural de la plataforma que en parte contemplaba 20 cm de suelo seleccionado con otros 20 cm de suelo-cal compactado. Ver Figura 1.

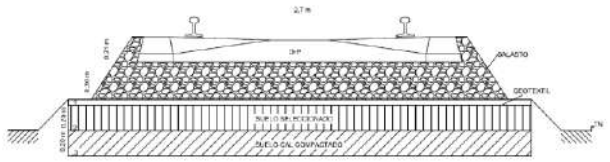


Figura 1. Paquete propuesto por estudio geotécnico para mejorar la capacidad soporte de la infraestructura ferroviaria.

A su vez, para el paquete propuesto se establecían las siguientes recomendaciones:

a) Suelo cal compactado: Escarificar y recompactar la subrasante en un espesor de 0,20 m con una densificación no menor al 96 % del Proctor Standard de Laboratorio AASHO T 99. La adición de cal en polvo en una proporción del 2% en peso de suelo seco excavado (aproximadamente 3 bolsas por cada 12 m2).
b) Suelo seleccionado: Sobre este material colocar una capa de 0,20 m de suelo de las siguientes características: Límite Líquido (LL) menor a 40 % e Índice de Plasticidad (IP) menor a 10%, compactada al 97 % de la densidad correspondiente al Proctor de Laboratorio (PUVS in situ ≥ 97 % PUVSmáx AASHO T 99).
c) Interponer un elemento separador (geotextil) entre el material de aporte y el balasto, evitando la contaminación de una capa con la otra.
d) Encima de esta plataforma colocar el manto de balasto y toda la superestructura.

A continuación se detalla la sección propuesta adaptada a las condiciones de proyecto (Figura 2).

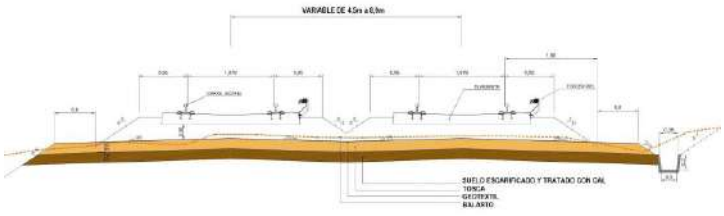


Figura 2. Sección tipo propuesta en primera instancia para el proyecto de renovación de la playa de la estación Retiro del Ferrocarril Mitre.

Dada la dificultad de ejecución del paquete, el movimiento de suelos requerido y la poca eficiencia ambiental que este tipo de solución pregona es que se da lugar a la utilización de geosintéticos como solución alternativa de mayor eficiencia.

Dentro de los posibles geosintéticos de refuerzo a utilizarse se encuentran los geotextiles tejidos, geogrillas o inclusive geoceldas. En este caso particular, se optó por geogrillas biaxiales de polipropileno con las siguientes propiedades:

Tabla 2. Propiedades de la geogrilla a utilizarse.

Materia prima principal	PP (Polipropileno)
Abertura de malla nominal	40 mm
Módulo de rigidez al 2% de deformación (EN ISO 10.139 / ASTM D-6637) en dirección longitudinal y transversal	≥ 600 kN/m
Módulo de rigidez al 5% de deformación (EN ISO 10.139 / ASTM D-6637) en dirección longitudinal y transversal.	≥ 480 kN/m
Coeficiente de Interacción (ASTM D 6706)	≥ 0,95 kN/m

*Propiedades especificadas en términos de valores MARV.

3.2 *Solución propuesta y metodología de cálculo adoptada*

La incorporación de una geogrilla de refuerzo de alta rigidez en la infraestructura de la vía férrea tiene como finalidad principal permitir el aumento de esa condición inadecuada hasta un nivel de soporte apropiado acorde a la demanda de capacidad señalada.

Dentro de los métodos reconocidos de diseño se encuentran el método de Giroud-Han, AASHTO o de la SVG (Swiss Association for Geosynthetics), entre otros. Para el presente trabajo se optó por este último para calcular el paquete estructural requerido a partir de la colocación de la geogrilla.

Mediante el gráfico desarrollado por la SVG es posible determinar el espesor de base requerido para alcanzar dos condiciones de soporte en la parte superior de dicha capa de apoyo: CBR > 11% y CBR > 40 % (Ver Figura 3). De igual forma, dicha metodología permite la evaluación de los casos con y sin la presencia de una geogrilla de refuerzo (Módulo de rigidez a 2 % ≥ 600 kN/m). Este nomograma está basado en el análisis de un número significativo de datos experimentales obtenidos de ensayos de campo para diversos tipos de suelos de base (granulometría y capacidad de carga). Para el siguiente trabajo y sus respectivos cálculos se consideró al Valor de Soporte Relativo equivalente al California Bearing Ratio (CBR).

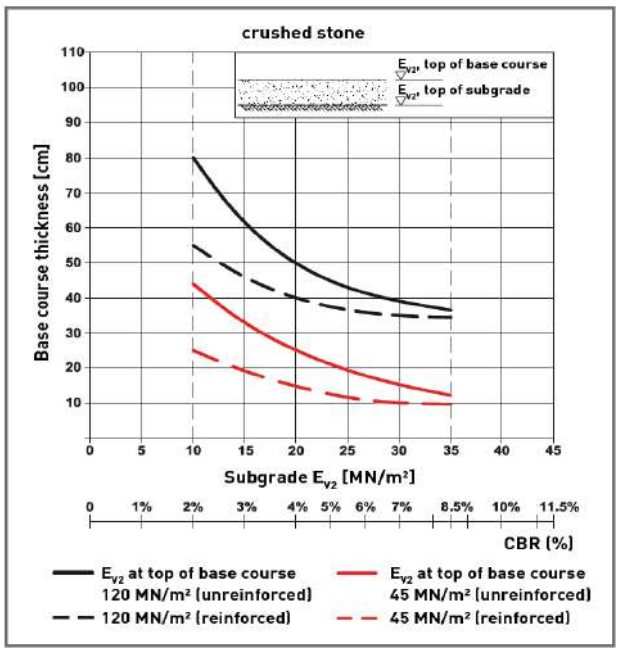


Figura 3. Nomogramas de diseño de la SVG (Swiss Association for Geosynthetics) para geogrilla de polipropileno de 600 kN/m de rigidez al 5% de deformación para arena, arena-gravosa y piedra partida.

A modo de referencia, se puede decir que un módulo de 45 MN/m2 se corresponde a un CBR del 11% mientras que un Ev

de 120 MN/m2 se corresponde a uno del 40 % según correlaciones entre el CBR y Ev.

En este caso particular, se busca alcanzar una condición soporte de CBR > 11% y de acuerdo al nomograma se obtiene el valor del espesor de base necesario para garantizar tal condición.

3.2.1 *Datos de partida del terreno natural y cálculo realizado.*

De acuerdo al estudio geotécnico se obtuvieron los parámetros del terreno natural (manto superior – CL) y mediante los ensayos correspondientes se pudo estimar la capacidad soporte de la subrasante (insuficiente ante lo requerido como se mencionó anteriormente).

Tabla 1. Valores obtenidos a partir de estudio geotécnico. Se utilizaron distintas correlaciones para obtener la capacidad de soporte inicial.

Valor Soporte Relativo (CBR) promedio para los 5 ensayos disponibles en condición embebida	*CBR=*	*2.54%*
Número de golpes SPT considerado para el manto superior (promedio sondeo 1)	Nspt=	4.33

Con los datos mencionados en la tabla 1 y las ecuaciones de correlación entre el ensayo SPT y la resistencia al corte no drenado (D.F. McCarthy) se obtiene:

$$Cu\ [\frac{Kg}{cm2}] = 0.06\ \times Nspt \times Pa \quad \textbf{(1)}$$

$$Cu\ [psi] = Cu\ [\frac{Kg}{cm2}] \times 14.223 \quad \textbf{(2)}$$

Siendo Pa=presión atmosférica

Resistencia al corte no drenada	Cu=	0.25 Kg/cm2
Resistencia al corte no drenada	Cu=	3.61 psi

Según los parámetros obtenidos, es posible realizar una estimación del valor soporte relativo de la subrasante y consecuentemente obtener el módulo de deformación inicial. Estos servirán como punto de partida para el cálculo. A su vez, como se mencionó anteriormente, el informe geotécnico indica una capacidad de carga admisible en la subrasante insuficiente. A continuación se detallan los valores:

Capacidad de carga admisible	Q_{adm}=	0.8 Kg/cm2
Valor Soporte Relativo (CBR) aproximado	CBR=	2.24 %
Módulo de deformación inicial	$E_{v2inicial}$ =	13.7 MN/m2

De esta manera, bajo las condiciones iniciales calculadas e ingresando al nomograma de diseño desarrollado por la SVG (ver figura 2) con un Ev2 inicial de 13.7 MN/m2 y de acuerdo al tipo de suelo de relleno se busca llegar a la condición CBR=11% (Ev2 final= 45 MN/m2). Esta condición es suficiente para los parámetros requeridos por la ADIFSE y ampliamente superior al valor de soporte relativo inicial (CBR). Se optó por la utilización de balasto reciclado como sub-balasto, por lo tanto, se utilizó el nomograma correspondiente a piedra partida como material de relleno para el refuerzo.

A continuación, se presenta la tabla resumen donde se detalla el espesor necesario para arribar a dichas condiciones junto con los resultados obtenidos utilizando el nomograma de la SVG:

Tabla 3. Resumen de resultados

Módulo de deformación inicial	$E_{v2\ inicial}$=	*13.7MN/m2*
Módulo de deformación final	$E_{v2final}$=	45 MN/m2
Espesor de base necesario a partir del SVG para alcanzar CBR mejorado con refuerzo	h_{refor}=	20.56 cm
Valor Soporte Relativo mejorado	CBR_{mejor}=	11 %

De lo expuesto se observa que la nueva capacidad de carga con base reforzada es superior a la requerida por diseño y por la ADIFSE. Además, se genera un ahorro en la altura del paquete muy considerable, de aproximadamente el 50%.

4 SUSTENTABILIDAD

La playa de retiro, previo a la intervención, disponía de aproximadamente 25.000 toneladas de balasto existente para su retiro y tratamiento, pero la solución con geogrillas de refuerzo permitió incorporar ese balasto reciclado como subbalasto y material de relleno a trabajar solidariamente con el refuerzo.
Este tipo de material de granulometría alta, a su vez mejora la interacción con el refuerzo cuya trama del mallado dispone de aberturas de 40mm x 40mm siendo ideal para trabajar junto con el balasto reciclado.

Por lo tanto, la colocación de sub-balasto como relleno de la geogrilla con material reciclado representó alrededor de 20.000 toneladas, quedando menos de 5.000 toneladas para transporte y disposición final por estar contaminado con hidrocarburos u otros agentes.

La reutilización del balasto reciclado fue uno de los componentes claves de diseño para la ADIFSE ya que no solo permitía reutilizar un material de excelentes propiedades, sino que reducía considerablemente los volúmenes a transportar y disponer.



Figura 4. Paquete esquemático resultante luego de la inclusión del refuerzo geosintético.

5 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos pueden ser establecidas las siguient es conclusiones y observaciones:

- La disposición de la geogrilla de refuerzo (Módulo de rigidez a 2 % ≥ 600 kN/m) en la infraestructura permite superar el nivel de soporte requerido en el terraplén para las condiciones de operación segura de la ferrovía.
- El refuerzo geosintético permite obtener la capacidad de carga requerida minimizando el movimiento de suelos. Permitió reducir alrededor del 50% del espesor de suelo de la plataforma de la solución básica eliminando completamente la necesidad de utilizar suelo-cal.
- Este tipo de geogrillas es de composición tejida lo que la hace flexible, permitiendo minimizar los posibles

daños mecánicos durante la instalación, principalmente por el relleno de piedra (balasto).

Otros efectos beneficios generados por el uso del refuerzo geosintético no cuantificados son:

- Homogeneización, distribución y reducción de las tensiones sobre el suelo de apoyo, compensando eventuales heterogeneidades en el comportamiento mecánico de la subrasante (ej. puntos específicos de consistencia más blanda o subsidencias).
- Redistribución y absorción de potenciales vibraciones producidas por el tráfico ferroviario continuo.
- Disminución de deformaciones horizontales en el suelo de fundación y reducción de los asentamientos verticales asociados al 'spreading' lateral de las capas de balasto y subbalasto.
- Optimización de los trabajos de compactación de la superestructura en terrenos de baja capacidad soporte.
- Reducción de la frecuencia de mantenimiento de la vía.

Otro factor importante a considerar es el beneficio ambiental generado por el ahorro de suelo a disponer. Un ahorro en espesor de paquete implica menor movimiento de suelos con un consecuente beneficio ambiental y económico.

A su vez, se el uso de un geotextil no tejido como elemento de separación, filtro y drenaje otorga ventajas adicionales para el desempeño de la estructura aumentando la vida útil, evitando la contaminación de las capas superiores (balasto) por bombeo de material fino (subrasante), así como el control parcial de los tenores de humedad en las capas superiores. Este material por sus características es permeable, pero su trama aleatoria de fibras permite alcanzar aberturas aparentes de poros lo suficientemente cerradas para evitar la migración de partículas finas, haciendo que el balasto conserve sus propiedades por más tiempo.

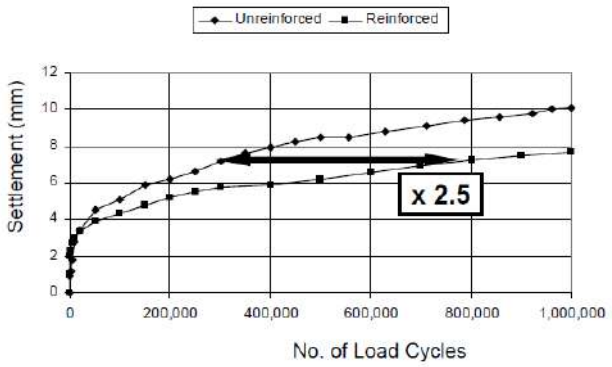


Figura 5. Desempeño entre una vía férrea con inclusión de geogrillas y sin refuerzo alguno. Asentamiento vs Ciclo de carga. (Railfound Conference – Birmingham 2006)

Cabe destacar que el geotextil no tejido debe colocarse bajo la geogrilla de refuerzo, esto permite cumplir su función de filtro y separador sin alterar la interacción geogrilla-piedra fundamental para lograr la restricción de deformación lateral del sub-balasto.



Figura 6. Colocación del balasto reciclado por encima de la geogrilla de refuerzo para lograr adecuada interacción.



Figura 7. Vista de la geogrilla sobre el geotextil no tejido, previo a la colocación del balasto.

A la fecha se encuentran realizando las pruebas de paso de formaciones, si bien se continúan probando aparatos de vías, señalización y demás cuestiones que hacen a la operación, la infraestructura de vía y la capacidad soporte de la misma ha cumplido las expectativas de diseño.



Figura 8. Superestructura de vía montada sobre el refuerzo geosintético.

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la ADIFSE (Administración de infraestructura ferroviaria sociedad del estado) por haber incorporado una solución alternativa con geosintéticos en un proyecto de gran envergadura y reconocen el esfuerzo y el gran trabajo realizado por los ingenieros y todo el personal a cargo de la obra. Especial agradecimiento a la contratista adjudicataria Tecnología en servicios urbanos S.A. - Panedile S.A. - Siemens S.A. – UTE por permitirnos visitar su sitio de construcción para observar el desarrollo de las tareas de colocación de geosintéticos y documentar el avance de la obra.

7 REFERENCIAS

S F Brown, N H Thom and J Kwan *Optimising the Geogrid Reinforcement of Rail Track Ballast.* Railfound Conference, Birmingham.

Buddhima Indraratna, Sd. K. Karimullah Hussaini, and J. S. Vinod *On The Shear Behavior of Ballast-Geosynthetic Interfaces*.

Terzaghi K. , Ralph B. Peck, Gholamreza Mesri. *Soil Mechanics in Engineering Practice.*

ADIFSE Licitación Pública Nacional e Internacional 80/2016*, Modernización, renovación y ampliación de la Playa de estación Retiro FFCC General Mitre e integración con ferrocarril General San Martín.*

Proyecto para la renovación de la playa de la estación de Retiro del Ferrocarril Mitre, ANEXO 5: Geotécnica. Consultora GPO. Marzo 2015

Estudio del comportamiento de la subrasante en pavimentos a través de deflexiones y su vinculación con el origen geológico de los suelos

Study of subgrade behavior in pavements through deflections and its relationship with the geological origin of the soils

Valentina Cornelius Reyes, Mariano Neme Gamarra, Mauro de Souza Codina, Daniel Hasard & Pablo Chimenceji

Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Geotécnica, Uruguay, vcornelius@fing.edu.uy

RESUMEN: En el año 2013, la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República adquirió el primer deflectómetro de impacto (FWD) del Uruguay. Desde entonces, se han auscultado pavimentos de todo el país con más de 20.000 mediciones registradas. A partir de estas mediciones, el Laboratorio de Control de Calidad de Pavimentos (LCCP) generó una base de datos georreferenciada, con el objetivo de comparar la respuesta de distintos tipos de estructura a través del cálculo de parámetros estructurales. Este trabajo se centra en el estudio de parámetros asociados a la subrasante, en particular, del módulo resiliente. Este se obtiene a partir del cálculo del módulo superficial para diferentes deflexiones alejadas de la aplicación de la carga. En este documento se estudia la variación de ese módulo en función de la distancia considerada. Por otro lado, se calcula un módulo de superficie diferencial que permite establecer si la respuesta de la subrasante se puede asumir como elástica lineal. Se evalúa la coherencia de estos resultados con las unidades geológicas en el sitio de cada medición, en base a la georreferenciación de los datos y la carta geológica oficial.

ABSTRACT: In 2013, the Faculty of Engineering of the University of the Republic acquired the first Falling Weight Deflectometer (FWD) in Uruguay. Since then, pavements from all over the country have been auscultated with more than 20,000 recorded measurements. Based on these measurements, the Pavement Quality Control Laboratory (LCCP) generated a georeferenced database, with the aim of comparing the response of several types of structure through the calculation of structural parameters. This work focuses on the study of parameters associated with the subgrade, in particular, the resilient modulus. This parameter is obtained from the calculation of the superficial modulus for different deflections far from the application of the load. The document studies the variation of that modulus as a function of the distance considered. Moreover, a differential surface modulus is calculated which allows to establish if the response of the subgrade can be assumed as linear elastic. The consistency of these results with the geological units at the site of each measurement is evaluated, based on the georeferencing of the data and the official geological chart.

PALABRAS CLAVE: geotecnia vial – FWD - base de datos - módulo resiliente - subrasante

KEYWORDS: road geotechnics – FWD – database - resilient modulus - subgrade

1 INTRODUCCIÓN

La capacidad estructural de un pavimento es fundamental para que este pueda soportar las cargas que transitan sobre él, para una determinada vida útil y con condiciones de confort y seguridad adecuadas.

El uso del deflectómetro de impacto (FWD, de su sigla en inglés), se ha extendido a nivel mundial en las últimas décadas como técnica para determinar las deflexiones de un pavimento ante el pasaje de una carga. Este equipo aplica un pulso de carga sobre un plato circular (generalmente de 30 cm de diámetro), que pretende simular el pasaje de un semieje cargado a determinada velocidad. Las deflexiones generadas por esa carga son determinadas a partir de geófonos, que miden la velocidad de la superficie del pavimento, ubicados a diferentes distancias del plato de carga. A partir de estas mediciones se puede construir el cuenco de deflexiones del pavimento.

A partir de 2013, la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (UdelaR), de Uruguay, adquiere equipos tecnológicos para relevamiento de pavimentos por medio de un proyecto de Fortalecimiento a los Servicios Tecnológicos financiado por la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII). Uno de los equipos adquiridos es un FWD marca KUAB. A través de convenios con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), y servicios brindados al medio, se llevan relevados hasta la fecha más de 20 mil mediciones en rutas y caminería de todo el país. La Figura 1 presenta la distribución espacial de las mediciones con FWD consideradas para este trabajo.

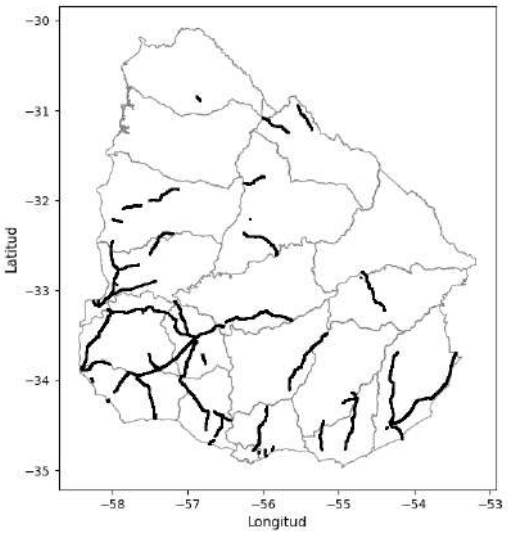


Figura 1. Distribución espacial de las mediciones con FWD en Uruguay

En 2013 se crea el grupo de trabajo Laboratorio de Control de Calidad de Pavimentos (LCCP), quien se encarga del manejo y mantenimiento de estos equipos hasta la fecha.

A partir de los datos relevados se crea una base de datos georreferenciada con el objetivo de facilitar su análisis y poder establecer parámetros representativos en función del tipo de pavimento y la subrasante donde estos se apoyan (Neme Gamarra et al. (2022)).

El presente trabajo se centra en el estudio de parámetros del cuenco de deflexiones que permitan evaluar el comportamiento de la subrasante.

2 CARACTERIZACIÓN DE LA SUBRASANTE DE UN PAVIMENTO

2.1 *Rigidez*

La rigidez y el comportamiento de la subrasante de un pavimento son propiedades que deben determinarse para el diseño estructural de las capas que se apoyan sobre esta. El comportamiento tensión-deformación de un suelo suele tener una dependencia con el estado tensional al que está solicitado. Esto genera que el módulo de deformación adquiera diferentes valores según el estado tensional. Las tensiones que llegan a la subrasante dependen de la carga aplicada y la estructura de pavimento que se encuentre sobre el suelo considerado (Angelone & Martínez (1999)). El parámetro utilizado en los métodos de diseño, en general, es el módulo resiliente (Mr). Este se obtiene a partir de ensayos de laboratorio donde se somete al suelo a cargas cíclicas y se determinan valores de Mr para diferentes niveles de estado tensional. Esto permite tener en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos al evaluar cómo responde la subrasante bajo el tensor desviador, generado por las cargas aplicadas en las capas superiores.

El ensayo para determinar el Mr no es económico en comparación a otros ensayos más rutinarios: requiere de equipamientos sofisticados y personal capacitado para poder interpretar correctamente los resultados. Eso hace que todavía no sea un ensayo de uso habitual en el país, y a la hora de dimensionar un pavimento se deba recurrir a estimaciones a partir de correlaciones con otros ensayos, por ejemplo, con el ensayo CBR. Esto provoca que en general se trabaje con un valor de Mr constante, sin tener en cuenta su variación con el estado tensional. Diseñar bajo estas hipótesis puede motivar la realización de diseños deficientes, con un costo relativo mayor si se tiene en cuenta la vida útil del pavimento diseñado (Cauhapé et al. (2010)).

2.2 *Módulo superficial*

Cuando se estudia el cuenco de deflexiones de un pavimento, suele utilizarse la definición del módulo superficial (SM, de su sigla en inglés), el cual puede calcularse a partir de la deflexión registrada por cada uno de los sensores. Este se define a partir de la adaptación de las ecuaciones de Boussinesq, donde se asume un medio elástico lineal y homogéneo. La variación de este módulo con la distancia puede utilizarse para identificar si el comportamiento de la subrasante es elástico lineal, o responde con un módulo que depende del estado tensional (Ullidtz (1987)). Este módulo, en general, decrece a medida que se considere un sensor que esté más alejado de la carga. Además, tiende a un valor asintótico cuando la subrasante tiene una extensión "semi-infinita" en profundidad y su comportamiento es elástico lineal, lo que implica un módulo elástico que no varía en profundidad.

El SM, según este autor, puede calcularse según las ecuaciones 1 y 2.

$$SM_0 = \frac{2.\sigma_0.(1-\nu^2).a}{D_0} \quad \textbf{(1)}$$

$$SM_r = \frac{\sigma_0.(1-\nu^2).a^2}{r.D_r} \quad \textbf{(2)}$$

Donde a: radio del plato de carga, r: distancia a la cual se mide la deflexión, σ_0: tensión aplicada, ν: módulo de Poisson, D_0: deflexión medida en el centro de aplicación de la carga, D_r: deflexión medida a una distancia r, SM_0: SM calculado en el centro de aplicación de la carga, SM_r: SM calculado a una distancia r.

Ullidtz (1987) define diferentes tipos de tendencia de la variación del SM con la distancia para evaluar la linealidad de la subrasante. Se establecen tres tipos de comportamiento de la subrasante en base a estas tendencias (ver la Figura 2):

- Elástico lineal (SM adquiere valor asintótico con la distancia)
- No lineal con aumento del Mr al aumentar el nivel de tensiones (SM disminuye con la distancia)
- No lineal con disminución del Mr al aumentar el nivel de solicitación (SM aumenta con la distancia).

Para poder clasificar el comportamiento de la subrasante en estas categorías, Horak (2008) define un diferencial de módulo superficial (SMD, de su sigla en inglés), obtenido como la diferencia entre los SM considerados a una distancia de 600 y 1200 mm respectivamente (ver ecuación 3). Se destaca la importancia de poder establecer el comportamiento de la subrasante para su caracterización como punto de partida para el análisis estructural de un pavimento.

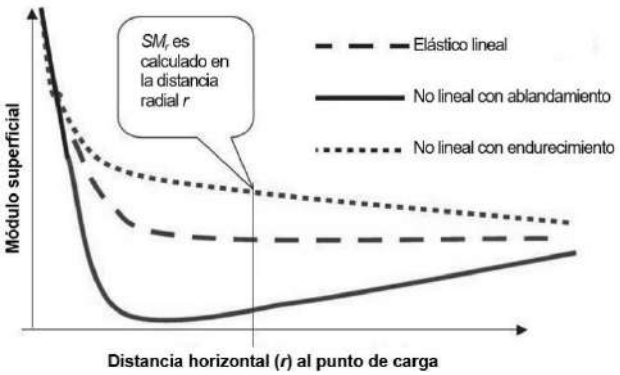


Figura 2. Tipos de comportamiento de la subrasante en función del SM (adaptado de Horak (2008)).

$$SMD = SM_{600} - SM_{1200} \quad \textbf{(3)}$$

Horak (2008) establece que, si el valor absoluto del SMD es inferior a 20 MPa, se puede asumir que el comportamiento de la subrasante es elástico lineal. En caso de que no se cumpla lo anterior, el material tendrá un comportamiento no lineal, donde se distinguen dos casos:

- El SMD es inferior a -20 MPa
- El SMD es superior a 20 MPa

El primer caso indica que el módulo de respuesta de la subrasante aumenta con la profundidad, lo que implica que el material tiene un mayor módulo al disminuir el tensor desviador. El segundo caso, por el contrario, es cuando este módulo disminuye con la profundidad o con el nivel de solicitación. De forma general, en suelos finos, el Mr disminuye al aumentar el tensor desviador. Para suelos granulares, la tendencia es que el Mr aumente al aumentar la traza del tensor de tensiones (suma de tensiones principales).

En suelos de subrasante, al estar a una profundidad en la cual la influencia de la sobrecarga aplicada tiende a ser menor al efecto de las tensiones geostáticas, al aumentar la profundidad disminuye el tensor desviador y aumenta la traza del tensor de tensiones (debido al aumento de tensiones geostáticas). En las

Figuras 3 y 4 se presentan comportamientos típicos para suelos finos y granulares (Al-Refeai & Al-Suhaibani (2002)). En base a esto, es esperable que el comportamiento más típico en subrasantes, en caso de no ser elástico lineal, sea que el SMD es menor a -20 MPa.

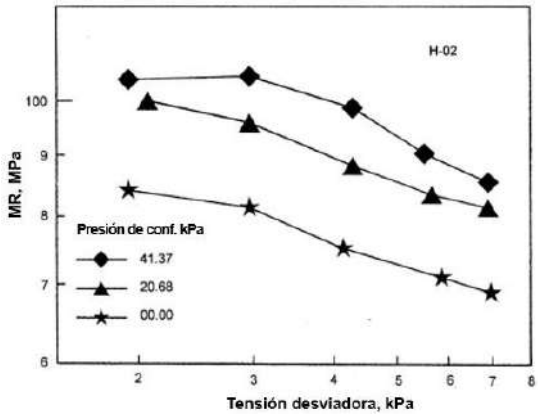


Figura 3. Comportamientos típicos de variación de Mr para suelos finos. Adaptado de Al-Refeai & Al-Suhaibani (2002).

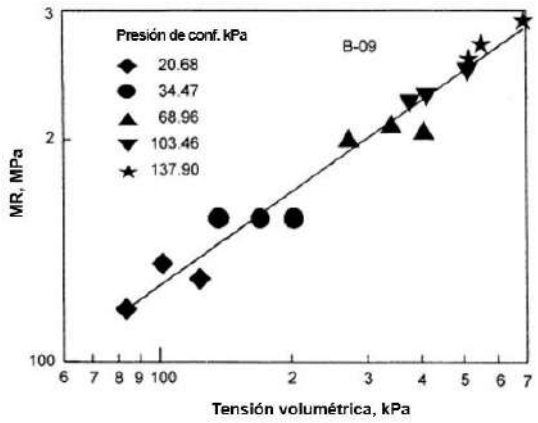


Figura 4. Comportamientos típicos de variación de Mr para suelos granulares (contenido de finos menor al 20 %). Adaptado de Al-Refeai & Al-Suhaibani (2002).

2.3 *Módulo resiliente según guía AASHTO de 1993*

La metodología planteada en la guía de diseño de la Asociación Americana de Carreteras (AASHTO, de su sigla en inglés) de 1993 (AASHTO & NCHRP (1993)), toma la definición de SM para la estimación de un módulo resiliente de retrocálculo, denominado Mrr. Este se obtiene al utilizar la ecuación (2) y considerar un módulo de Poisson de 0.5 (material incompresible) (ver ecuación (4), donde P: carga aplicada). Se establece, en función del espesor del paquete estructural, una distancia mínima, suficientemente alejada de la aplicación de la carga para considerar que el módulo allí calculado puede asociarse a la respuesta de la subrasante. Se sugiere no utilizar una distancia muy alejada de la carga para que los bajos valores de deflexiones no generen que el cálculo del módulo sea menos preciso.

$$M_{rr} = \frac{P.(1-\nu^2).a^2}{\pi.a^2.r.D_r} \cong \frac{0.24.P}{r.D_r} \quad \textbf{(4)}$$

Este método correlaciona el módulo Mrr con el módulo resiliente Mr obtenido en laboratorio multiplicando el valor de Mrr por un factor C, que depende del tipo de suelo y del paquete estructural. En general C adopta valores menores a 1.

3 ANÁLISIS

3.1 *Definiciones*

Se parte de una base de datos de deflexiones ya creada, la cual tiene definidas diferentes categorías de tipos de pavimento. En este trabajo, el estudio se centra en evaluar el comportamiento de las subrasantes bajo diferentes tipos de pavimento y, al asociar cada dato con la formación geológica cartografiada, poder concluir sobre la coherencia de los resultados en base a la litología de la subrasante.

La Tabla 1 resume la nomenclatura utilizada y la Tabla 2 los porcentajes relativos respecto a la cantidad total de datos. A modo de ejemplo, la categoría CANG10+ incluye aquellos que tienen una carpeta asfáltica, recientemente construida, apoyada sobre una base granular y con espesor de carpeta mayor a 10 cm. Los tipos de pavimento CAVC10+ y SPC tienen menos de 100 datos, por lo que no se tienen en cuenta en el análisis (son mediciones asociadas a un solo proyecto).

Dado que la metodología AASHTO mencionada en 2.3 es ampliamente utilizada, se calculan los SM a partir de la fórmula (4). En primer lugar, se busca analizar cómo varía el SM con la distancia a la aplicación de la carga. Para ello se consideran los SM para distancias mayores o iguales a 600 mm; esto incluye las deflexiones de 4 sensores, ubicados a distancias de 600, 900, 1200 y 1500 mm del centro del plato de carga. Para evaluar la variación, se calculan las diferencias relativas porcentuales de SM entre geófonos consecutivos.

Tabla 1. Nomenclatura utilizada para categorizar los pavimentos.

Grupo	*Código*	*Descripción*
Carpeta asfáltica	CA	Carpeta asfáltica
	N	Estado nuevo
	V	Estado no nuevo
	SI	Sin información
	C	Base cementada
	G	Base granular
	10-	Espesor de CA <= 10 cm
	10+	Espesor de CA > 10 cm
Hormigón	CH	Carpeta de hormigón
Tratamiento bituminoso	TB	Tratamiento bituminoso
	C	Base cementada
	G	Base granular
Sin pavimentar	SP	Sin pavimentar
	C	Material cementado
	G	Material no cementado

En los casos en que la respuesta de la subrasante sea del tipo elástico lineal, se espera que estos porcentajes sean bajos a partir de una distancia dada, obteniendo una curva que tiende a un valor asintótico similar a la presentada en la Figura 2. Para clasificar si cada medición presenta este comportamiento, se define como criterio que los porcentajes estén acotados entre -5 % y 10 % a partir de alguno de los sensores considerados. En los casos donde esto se cumple, se establece como distancia de estabilización la posición del geófono a partir del cual la condición se verifique. Cuando la pauta no se cumple, se clasifica la medición como "No estabiliza", lo que indica que, según este criterio, el

comportamiento de la subrasante tiene una tendencia no asintótica (es decir, un comportamiento no lineal).

Tabla 2. Cantidad de puntos por categoría definida (total de puntos considerados: 22,991).

Tipo de pavimento	*Cantidad (%)*
CANC10+	6.3
CANC10-	3.4
CANG10+	5.3
CANG10-	11.0
CASI	6.6
CAVC10+	0.3
CAVG10+	25.9
CAVG10-	5.7
CH	6.5
SPC	0.4
SPG	8.6
TBC	7.5
TBG	12.5

3.2 *Variación de SM con la distancia*

3.2.1 *Evaluación por tipo de pavimento*

La Figura 5 presenta, para los diferentes tipos de pavimentos, los porcentajes relativos de distancias de estabilización clasificadas como el caso antes mencionado.

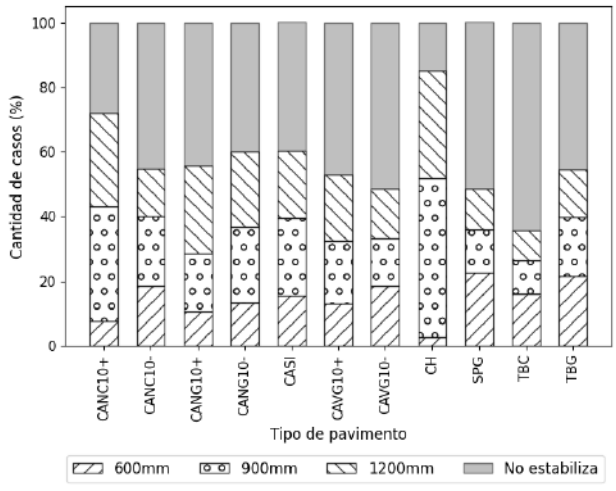


Figura 5. Distancias mínimas a las cuales se estabiliza el SM y mediciones clasificadas como no lineales ("no estabiliza").

Se observa que en el caso de pavimentos más rígidos y con espesores de paquete mayores, disminuye la cantidad de respuestas con comportamiento no lineal (zona gris). Se presentan los menores valores para los pavimentos de hormigón (CH); se obtienen valores mayores para carpetas asfálticas en estado nuevo (CAN) y en el caso de pavimentos flexibles deteriorados (CAV) se obtienen valores similares que en tratamientos bituminosos (TB) y tramos sin pavimentar (SP).

Este resultado se entiende razonable dado que, al aumentar el paquete estructural y su rigidez, se reduce el nivel de solicitaciones que llega a la capa de subrasante y su respuesta en profundidad se vería menos afectada por la no linealidad.

Con respecto a las distancias obtenidas para las cuales el SM se estabilizaría, se observa que al considerar pavimentos más rígidos esta aumenta, lo que implica que se debe evaluar la respuesta de la subrasante a partir de geófonos más alejados de la carga.

Tomando este criterio para establecer la linealidad en el comportamiento de los suelos, se puede concluir que en la mayoría de los casos considerar como lineal el comportamiento de la subrasante no sería una hipótesis acertada (a excepción de los pavimentos más rígidos). También se concluye que este efecto no lineal se incrementa al aumentar el deterioro del pavimento y disminuir la rigidez de sus capas estructurales.

3.2.2 *Evaluación por tipo de subrasante*

Para simplificar el análisis al intersecar los datos con las unidades geológicas cartografiadas, se definen categorías para clasificarlas en base a su litología esperada. En el caso de unidades sedimentarias, que suelen tener mayor variedad litológica, se adopta el comportamiento de la litología más típica para esa formación. Las categorías definidas se presentan en la Tabla 3. La categoría "Suelos sin clasificar" incluye unidades como la "Actual", que suelen asociarse con depósitos más recientes sin una litología típica.

Tabla 3. Agrupamiento de unidades geológicas según litología.

Categoría	*Simbología*	*Cantidad (%)*
Rocas ígneas	RI	14.8
Rocas metamórficas	RM	13.2
Rocas sedimentarias	RS	17.9
Suelos finos de baja plasticidad	SFPB	20.1
Suelos finos de media a alta plasticidad	SFPA	23.8
Suelos granulares	SG	7.0
Suelos sin clasificar	SSC	3.3

A modo de referencia, se plantean clasificaciones esperables de los suelos generados por estas categorías bajo el sistema de clasificación de suelos establecido en la normativa estadounidense aplicada en la construcción de carreteras (AASHTO (2012)). Para el caso de las rocas cristalinas, RI y RM, se espera en general que el contenido de finos y su plasticidad no tengan un rol predominante en el comportamiento de sus suelos residuales; clasificarían en los grupos A-1, A-2 o A-3. En el caso de los suelos finos, los de baja plasticidad, SFPB, se asociarían a los grupos de suelos limosos, A-4 y A-5. Por otro lado, los suelos de media a alta plasticidad, SFPA, estarían asociados a los grupos de suelos arcillosos, A-6 y A-7. En la categoría de suelos granulares, SG, se incluyen formaciones de sedimentos arenosos, por lo que podría asociarse a los grupos de clasificación A-3 o A-2.

En el caso de las rocas sedimentarias, RS, se incluyen rocas compuestas por sedimentos de tamaño variable, por lo que los suelos generados incluirían materiales granulares y materiales limo-arcillosos. Para esta categoría no sería posible indicar con precisión cuál sería la clasificación esperada. Para poder hacerlo, se debería realizar una subdivisión de esta categoría en base al tipo de roca sedimentaria (p. ej. arenisca, limolita, lodolita).

En la Figura 6 se observan las distancias de estabilización por tipo de subrasante. Para los casos que estabilizan, se observa una proporción similar de las distancias para todas las categorías

estudiadas. Esto se considera coherente pues estas distancias estarían más influenciadas por las propiedades del paquete estructural del pavimento que por las de la subrasante.

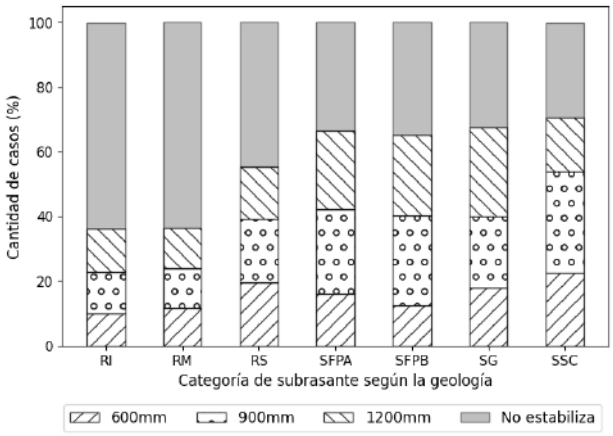


Figura 6. Distancias de estabilización en función de los tipos de subrasante.

Al estudiar la cantidad de datos que estabilizan, se observa una proporción similar entre comportamientos lineales y no lineales en suelos, presentando del orden de un 30 % de subrasantes con comportamiento no lineal. Para el caso de las unidades de rocas predominan las mediciones con comportamiento no lineal. El hecho de que el SM de estas subrasantes cambie con la profundidad puede asociarse a que estas unidades, en general, presentan un perfil de alteración en el cual se dará una transición de suelos a macizos rocosos cada vez menos fracturados al aumentar la profundidad, pudiendo variar considerablemente la calidad de los materiales encontrados. En estos casos no sería adecuado asumir una subrasante homogénea.

3.3 *Evaluación del criterio de SMD para clasificar comportamientos de subrasantes*

Se clasifica el comportamiento de la subrasante en cada medición a partir del criterio definido en 2.2, en base al SMD. Para este trabajo se define la siguiente simbología para representar cada uno de los 3 comportamientos posibles: “EL” para valor absoluto de SMD inferior a 20 MPa, “AB” para SMD inferior a – 20 MPa, y “EN” para SMD mayor a 20 MPa.

3.3.1 *Evaluación por tipo de subrasante*

Se calculan las cantidades relativas de cada comportamiento para cada categoría geológica definida, generando el gráfico presentado en la Figura 7.

Se destaca el porcentaje bajo de comportamientos del tipo EN, resultado que se había anticipado en las conclusiones del capítulo 2.2. Las litologías que presentan una mayor cantidad de este comportamiento son los suelos, en particular los suelos finos, cuyo Mr suele ser más sensible ante los cambios de humedad. Esta tendencia podría estar explicada por el posible aumento de humedad con la profundidad, por ejemplo, en caso de tener presencia de nivel freático cercano a la superficie.

En casi todos los casos, el porcentaje de mediciones con tipo de comportamiento AB supera el 50 %. Las categorías que presentan los porcentajes más elevados de comportamiento AB son las de unidades de rocas, siendo las rocas ígneas las de mayor cantidad, seguidas por las rocas metamórficas y sedimentarias. La baja proporción de comportamientos lineales en unidades de roca es similar a la obtenida en 3.2.2.

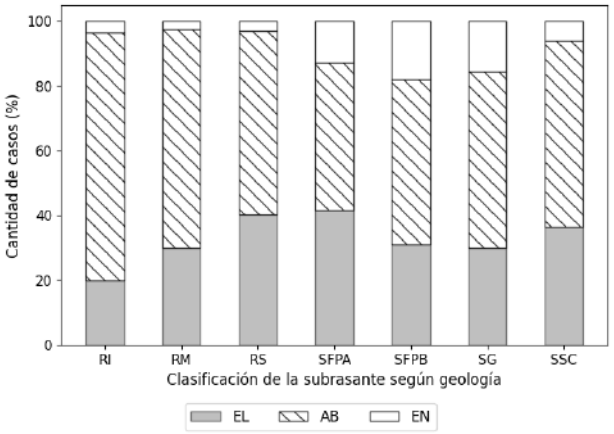


Figura 7. Tipos de comportamiento de subrasante por grupos geológicos según criterio en base al SMD.

3.3.2 *Evaluación por tipo de pavimento*

La Figura 8 expone los porcentajes de cada comportamiento, según el SMD, para cada tipo de pavimento.

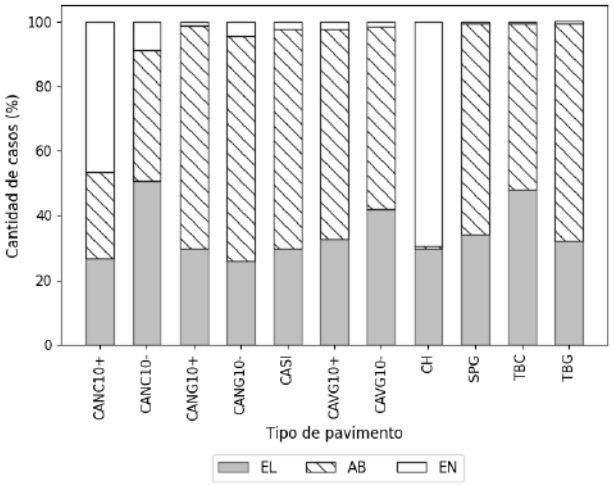


Figura 8. Comportamiento de subrasante por tipo de pavimento según criterio en base al SMD.

En este caso se observa que los pavimentos más rígidos (CH y CANC10+) presentan una elevada proporción de subrasantes con comportamiento tipo EN; para el resto esta proporción es muy pequeña. Dado que los pavimentos más rígidos distribuyen mejor las tensiones, solicitando menos a las subrasantes, los valores de SM para estos pavimentos suelen ser de mayor magnitud.

El criterio considerado del SMD clasifica en base a la variación en la magnitud del SM. Adoptar una variación de 20 MPa genera que el criterio sea más estricto para casos con SM menores y sea menos sensible para casos con SM elevados, como pasaría con las rocas. Eso podría explicar la proporción elevada de comportamientos del tipo EN obtenida en los pavimentos rígidos utilizando este criterio. Es posible que este método se haya definido teniendo en cuenta sólo pavimentos del tipo flexible y para un tipo de subrasante en particular.

4 CONCLUSIONES

Se analizaron los comportamientos obtenidos a partir de una base de datos que incluye diferentes tipos de pavimentos y subrasantes de distinto origen geológico. Se puede concluir, por un lado, que la distancia a la cual se estabiliza el SM para los casos lineales

aumenta con la rigidez del paquete estructural y sería independiente del tipo de subrasante.

Por otro lado, se detecta una cantidad considerable de casos para los cuales no sería adecuado asumir que la subrasante tiene un comportamiento elástico lineal.

Finalmente, se observa que los comportamientos del tipo no lineal predominan más en unidades de rocas en comparación a unidades de suelos sedimentarios.

Como perspectivas de trabajo futuro, se considera pertinente estudiar la definición de un criterio de clasificación del comportamiento de subrasantes que evalúe una variación porcentual en lugar de considerar una diferencia de magnitud fija (criterio en base al SMD). Además, se podrían establecer valores de Mrr típicos para diferentes unidades geológicas en los casos donde se obtenga una estabilización del SM con la distancia.

5 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la ANII por el financiamiento que permitió la Universidad contar con equipamiento tecnológico de evaluación de pavimentos.

6 REFERENCIAS

Al-Refeai T., Al-Suhaibani A. (2002) *Factors Affecting Resilient Behavior of Subgrade Soils in Saudi Arabia*. Journal of King Saud University - Engineering Sciences, Volume 14, Issue 2, Pages 165-181, ISSN 1018-3639, https://doi.org/10.1016/S1018-3639(18)30751-7.

American Association of State Highway and Transportation Officials, & National Cooperative Highway Research Program (1993) *AASHTO guide for design of pavement structures*. AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012) *Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. AASHTO M 145-91*.

Angelone and Martínez (1999) *Aplicación de Modelos No Lineales de Comportamiento de Suelos y Materiales Granulares al Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles*. 10º Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Tomo II, página 1415. Madrid, España.

Cauhapé Casaux, M, Angelone S. M., Giovanon O, Martínez F (2010) *Importancia de una adecuada caracterización de materiales granulares no ligados en el diseño estructural de pavimentos*. Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Mendoza, Argentina.

Horak E. (2008) *Benchmarking the structural condition of flexible pavements with deflection bowl parameters*. Journal of the South African Institution of Civil Engineering. Vol 50 No 2, Pages 2-9, Paper 652.

Neme Gamarra M., Cornelius Reyes V., de Souza Codina M., Molina Terra A. (2022) *Valores estadísticos de parámetros obtenidos a partir de deflexiones con deflectómetro de impacto (FWD) en Uruguay*. XXI Congreso Iberolatinoamericano del Asfalto. Punta del Este, Uruguay.

Ullidtz P. (1987) *Pavement analysis*. New York: Elsevier.

Caracterización del sitio de emplazamiento de la construcción mediante la velocidad media de la onda de corte (Vs30) y el método de Nakamura (HVSR)

Characterization of the construction site using the mean velocity of the shear wave (Vs30) and the Nakamura method (HVSR)

Walter Doña, Ignacio Maldonado, Graciela Maldonado & Diego Buss
Universidad Tecnológica Nacional (UTN), Facultad Regional Mendoza, *Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción, Sismología e Ingeniería Sísmica Facultad Regional Mendoza, CeReDeTeC, Argentina, Mendoza, ngm@frm.utn.edu.ar*

Ignacio Maldonado, Diego Buss & Adrián Fantinel
Universidad Tecnológica Nacional (UTN), Facultad Regional Mendoza, *Laboratorio de Mecánica de Suelos, Departamento de Ingeniería Civil, Argentina, Mendoza.*

RESUMEN: El Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES CIRSOC 103, parte I propone seis categorías de clasificación del suelo para establecer el tipo espectral mediante la medida de la velocidad media de onda de corte (Vsm30), y/o por el número de golpes medio del ensayo de penetración normalizado (Nm), y/o por la resistencia media al corte no drenado (Sum). De su correcta determinación dependerá el espectro de diseño a aplicar para acciones sísmicas en la estructura a construir. El avance tecnológico en el desarrollo de equipos geofísicos ha conllevado que varias reglamentaciones del mundo atenúen el uso de los valores del SPT y hasta descartar Su en sus actualizaciones en estudio y comiencen a clasificar los suelos por medio de parámetros geofísicos como la velocidad media de la onda de corte Vs30 y el periodo fundamental de vibración del suelo T0. En este trabajo, se abordarán dos casos de estudio donde se aplicarán ambos métodos, presentando la ventaja de trabajar en forma conjunta ambos métodos geofísicos. También se demuestra cómo se aplican las técnicas para la determinación de la caracterización del sitio mediante ensayos geofísicos como el método activo de Análisis Multiespectral de Ondas Superficiales (MASW) o el método pasivo de Refracción por Microtremores (ReMi) para la obtención del parámetro Vs30 y el método de Nakamura (H/V) para la obtención del periodo fundamental de vibración del suelo.

ABSTRACT: The Argentine Regulation for Seismic-resistant Constructions INPRES CIRSOC 103, part I proposes six categories of soil classification to establish the spectral type by measuring the average speed of the shear wave (Vsm30), and/or by the average number of blows of Standard Penetration Test (Num), and/or by average Undrained Shear Resistance (Sum). The design spectrum to be applied for seismic actions in the structure to be built will depend on its correct determination. Technological progress in the development of geophysical equipment has led to various regulations around the world mitigating the use of SPT values and even discarding Su in their updates under study and beginning to classify soils by means of geophysical parameters such as the average speed of the shear wave Vs30 and the value of the fundamental period of vibration of the soil T0. This paper, two case studies will be addressed where both methods will be applied, presenting the advantage of working together both geophysical methods. It also demonstrates how techniques are applied to determine the characterization of the site through geophysical tests such as the active method of Multispectral Analysis of Surface Waves (MASW) or the passive method of Refraction by Microtremors (ReMi) to obtain the parameter Vs30 and Nakamura's method (H/V) to obtain the fundamental period of soil vibration.

PALABRAS CLAVE: caracterización del sitio - velocidad de onda de corte - periodo del suelo - ensayos no destructivos - ensayos geofísicos.

KEYWORDS: site characterization - shear wave velocity - soil period - non-destructive testing - geophysical testing.

1 INTRODUCCIÓN.

El Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, INPRES CIRSOC 103 parte I (2018) propone para la determinación de las acciones sísmicas de diseño, la influencia del sitio de emplazamiento de la construcción; donde el terreno se clasifica en seis categorías según las características de los suelos comprendidos en una profundidad de 30 m desde la superficie de terreno natural. La Tabla 2.2 del INPRES CIRSOC 103-I parte I presenta la clasificación de los sitios de acuerdo con la velocidad media de la onda de corte (véase ecuación 1); el número medio de golpes del ensayo de penetración normalizado (véase ecuación 2) o la resistencia media al corte no drenado (véase ecuación 3).

$$Vsm = \frac{30}{\left[\sum\left(\frac{ti}{Vsi}\right)\right]} \quad \textbf{(1)}$$

$$Nm = \frac{30}{\left[\sum\left(\frac{ti}{Ni}\right)\right]} \quad \textbf{(2)}$$

$$Sum = \frac{30}{\left[\sum\left(\frac{ti}{Sui}\right)\right]} \quad \textbf{(3)}$$

Donde:
ti = espesor del estrato i en m
Vsi = velocidad de la onda de corte del estrato i en m/s
Ni = Nº de golpes del ensayo SPT del estrato i
Sui= Resistencia al corte no drenado del estrato i en kPa

Clasificar correctamente el suelo y sitio de la construcción influye directamente en el tipo de espectro de diseño elástico al que se verá sometida la estructura ante acciones dinámicas (capítulo 3, INPRES-CIRSOC 103 parte I, 2018).

Como ejemplo se presenta el espectro de diseño en la Figura 1 para zona sísmica 4 en función de la clasificación del sitio para Suelos Tipo 1 Roca (SA, SB y SC); Suelos Tipo 2 Suelo Duro (SD) y Suelos Tipo 3 Suelo Blando (SE).

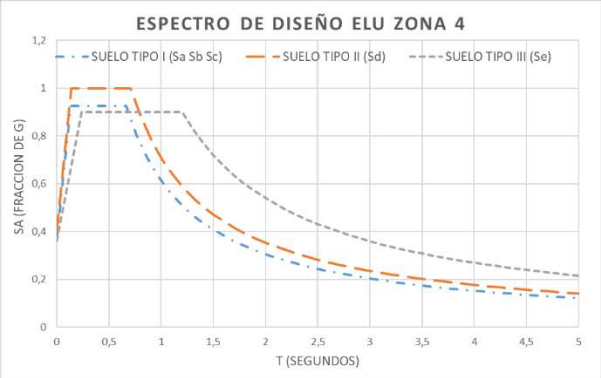


Figura 1. Espectros de diseño en función de la clasificación del sitio

Los efectos de sitio son las modificaciones que experimenta la señal sísmica al pasar por un perfil de suelo debido a las condiciones topográficas de un sitio. Varios autores han concluido que la rigidez del suelo a bajas deformaciones de los estratos superiores, definida por la velocidad de propagación de onda de corte comprendido en una profundidad de 30 m desde la superficie de terreno natural (Vs30), es uno de los parámetros más relevantes para analizar estas modificaciones.

Lecciones aprendidas de sismos destructores recientes han demostrado que la respuesta dinámica o efectos de sitio juegan un papel fundamental en la evaluación, cuantificación y distribución del daño. Sin embargo, diversos investigadores han observado que, a veces, sitios clasificados mediante reglamentos modernos con el mismo valor de Vs30 pueden presentar respuestas dinámicas muy distintas. Por esta razón, estudios actuales están proponiendo un parámetro adicional para la clasificación dinámica de los suelos, utilizando mediciones de micro temblores o vibraciones ambientales para estimar el comportamiento dinámico del sitio. La técnica del cociente espectral horizontal/vertical (H/V), desarrollada por Nakamura en 1989, se utiliza para determinar el período fundamental de vibración del suelo a partir de mediciones de vibración ambiental.

2 ESTADO DEL ARTE DE CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE SUELOS EN NORMATIVAS INTERNACIONALES

Europa: En el Eurocódigo 8 (CEN, 2004), se indican cinco tipos principales y dos tipos especiales de suelo. Para la clasificación es necesario contar con: velocidad de onda de corte equivalente de los 30m superiores del terreno (Vs30), índice de penetración estándar y resistencia al corte no drenado del suelo.

Estados Unidos: En el International Building Code (ICC, 2018), se indican cinco tipos principales y un tipo especial de suelo. Para la clasificación es necesario contar con: Vs30, compresión no confinada, índice de penetración estándar y/o resistencia al corte no drenado del suelo.

Nueva Zelanda: En el NZS 1170.5:2004 (SNZ, 2004), se indican cinco tipos de suelos. Por un lado, es necesario contar con Vs30 y compresión no confinada para rocas. Por otro lado, para suelos es necesario contar con el periodo predominante, índice de penetración estándar, resistencia al corte no drenado del suelo, estratigrafía y/o velocidad promedio de propagación de ondas de corte. Esta configuración de cinco tipos de suelos y sus parámetros característicos es usada igualmente en Australia.

Japón: En Specification for Highway Bridges (JRA, 2012), se indican tres tipos de suelos. Para la clasificación es necesario contar solamente con el periodo predominante del suelo.

China: En el Código para diseño sísmico (MOHURD, 2010), se indican cinco tipos de suelos. Para la clasificación es necesario contar con la velocidad promedio de propagación de ondas de corte.

Chile: En la norma NCh 433 Of. 96 (INN, 2009), modificada por el Decreto 61 (MINVU, 2011), para la clasificación es necesario tener el parámetro de velocidad de onda de corte equivalente de los 30m superiores del terreno (Vs30) y parámetros adicionales asociados a la resistencia del suelo como: compresión no-confinada (qu), índice de penetración estándar normalizado (N1) y/o resistencia no-drenada del terreno (Su)

3 NUEVAS PROPUESTAS EN NORMATIVAS INTERNACIONALES

A nivel mundial, diversos países están trabajando en nuevas propuestas de clasificación sísmica que incorporan el método de razones espectrales (H/V) para predecir el periodo predominante del suelo, manteniendo el parámetro de clasificación de la Vs30.

En Latinoamérica entre otros, el Comité de Ingeniería Geotécnica de la SOCHIGE ha estado trabajando en una nueva propuesta de clasificación sísmica desde 2013 a través del Comité NCh433 (Verdugo y Valladares, 2016) en la que se mantiene el parámetro de clasificación del Vs30 y se incorpora el método de razones espectrales (H/V). Asimismo, en Europa, varios investigadores, entre ellos Pitilakis (2019), están proponiendo modificar el EC8 de forma similar, manteniendo el parámetro de la Vs30 e incorporando los métodos de razones espectrales (H/V).

4 METODOS GEOFÍSICOS

4.1 *Obtención de Vs30*

Los equipos de adquisición de datos para estudios sísmicos de ondas superficiales suelen estar compuestos por una unidad de procesamiento, cables y una serie de geófonos, que se acoplan al suelo o pavimento para detectar las ondas superficiales generadas por distintas fuentes.

El ensayo activo MASW, emplea una fuente de energía controlada, como el golpe de un martillo, para generar una onda sísmica que se propaga a través del suelo. Los geófonos registran las ondas sísmicas generadas y se utiliza un disparador para activar el registro al momento de producirse el evento. El método utiliza la naturaleza de las ondas superficiales cuando éstas se propagan en medios estratificados (Figura 2). Es decir que la velocidad de propagación depende de la frecuencia o longitud de la onda. La dispersión de ondas ocurre porque ondas con diferentes longitudes λ deforman diferentes profundidades en el medio estratificado; ondas con altas frecuencias se propagan con cortas longitudes de onda solamente en los estratos superficiales del suelo estratificado. En cambio, ondas con bajas frecuencias se propagan con largas longitudes de onda a través de estratos más profundos del suelo estratificado (Park, 2005).

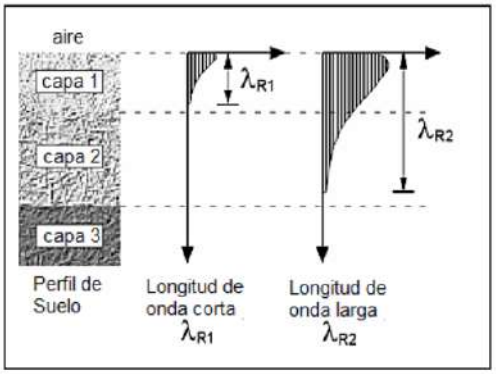


Figura 2. Dispersión de ondas superficiales en medios estratificados

Una onda superficial Rayleigh registrada se puede descomponer en paquetes de distinta frecuencia por medio de la transformada de Fourier, cada uno de estos paquetes tiene una velocidad de propagación diferente CR (velocidad de fase). En el proceso de análisis se descompone por medio de un programa de computación cada registro de geófono y con ello se puede calcular un espectro de energía para la extracción de la curva de dispersión.

Las curvas de dispersión muestran la velocidad de fase de los distintos paquetes de energía que componen las ondas superficiales en función de la frecuencia. Mediante un proceso iterativo de inversión se generan modelos de la velocidad de ondas superficiales (Vs) frente a la profundidad a partir de la curva de dispersión (Figura 3).

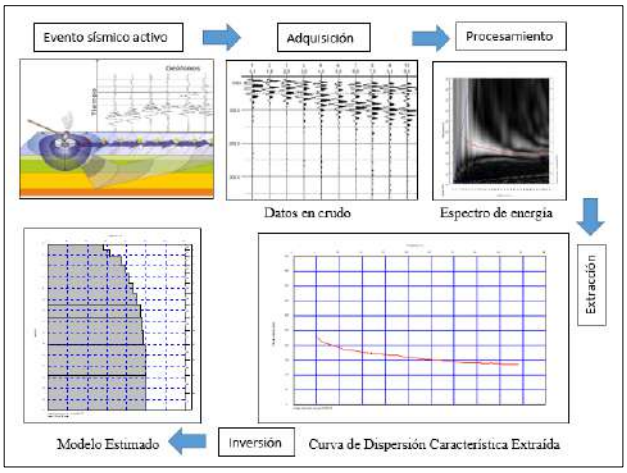


Figura 3. Proceso Generalizado de MASW

En el ensayo pasivo, ReMi, se aprovecha el ruido entrópico del terreno en estudio. Los geófonos registran la onda sísmica generada por el ruido del terreno y se requiere la medición de al menos 20 minutos para obtener suficiente información sobre la estructura del subsuelo. Es un método similar al método (MASW) pero a diferencia de este, no requiere de una fuente sísmica activa para la generación de onda superficiales y por esto es un ensayo pasivo (Louie et al, 2001). El procesamiento ReMi incluye: medición de ruido sísmico, análisis espectral de velocidad, selección de la dispersión Fase-Velocidad Rayleigh y modelado de la velocidad de la onda de corte (véase Figura 4).

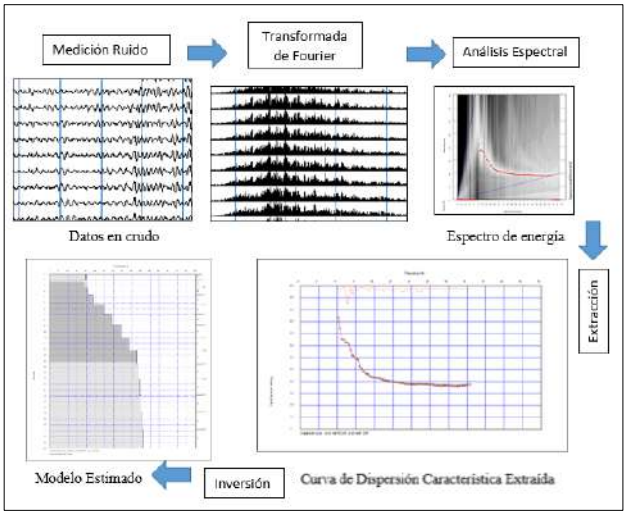


Figura 4. Proceso Generalizado de ReMi

4.2 *Obtención de (H/V)*

Para llevar a cabo esta técnica, se requiere un equipo de adquisición de datos que incluye una unidad de procesamiento, cables y un geófono triaxial que mide las vibraciones en las tres direcciones (x, y, z). La señal registrada por el geófono triaxial es procesada y analizada, y la relación entre las amplitudes de las ondas horizontales y verticales de las vibraciones ambientales se calcula en diferentes frecuencias. La curva resultante se conoce como la Curva H/V (o Razón Espectral H/V) y la frecuencia en la que alcanza su valor máximo se conoce como la frecuencia natural del suelo (Nakamura, 1989).

Esta frecuencia se utiliza para calcular el Período Fundamental del Suelo (T0), que es el tiempo que tarda el suelo en oscilar en su frecuencia natural (Figura 5).

El Criterio SESAME (Site Effects Assessments using Ambient Excitations) es un conjunto de nueve criterios que se utilizan para obtener una gráfica con una Curva H/V confiable y un Peak H/V claro y definido. Estos criterios se enfocan en la selección de la ubicación del geófono, la calidad de la señal registrada, la eliminación de ruido y la evaluación de la confiabilidad de la Curva H/V y el Peak H/V obtenidos.

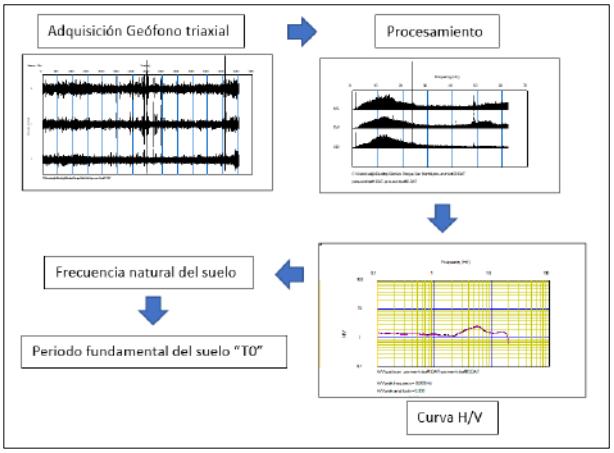


Figura 5. Proceso Generalizado de H/V

4.3 *Software Especializado*

Para procesar los datos obtenidos, existen varios softwares disponibles en el mercado. En este trabajo se utilizó el software de Geometrics, Seisimager, por ser una herramienta avanzada de procesamiento de datos geofísicos que posibilita trabajar con diferentes técnicas geofísicas. Esto permite el análisis conjunto de los resultados obtenidos de estos métodos geofísicos y una evaluación más completa de las propiedades del subsuelo con una mayor precisión en la interpretación de los datos.

5 CASO DE ESTUDIO Nº1

El estudio geofísico se realizó en la calle Necochea de la Ciudad de Mendoza para determinar la caracterización sísmica del sitio, conforme al reglamento INPRES CIRSOC 103 parte I, para la construcción de un edificio de departamentos. Se efectuaron dos estudios mediante el método de multianálisis de ondas superficiales (MASW), dos estudios mediante el método de ReMi, y dos estudios mediante el método de Nakamura o relación espectral horizontal-vertical (H/V). Cabe destacar que la aplicación de este último método no resultó necesaria para la clasificación del sitio y solo se efectuó como complemento de investigación.

Por las dimensiones del terreno el arreglo seleccionado para los estudios de MASW y ReMi fue un arreglo lineal de 24 geófonos en perpendicular a la calle Necochea con una distancia

inter-geófono de 1 metro y una apertura total del arreglo de 24 metros.

Se llevaron a cabo trabajos de gabinete para ambas técnicas, y se verificó que los resultados obtenidos por el método ReMi presentaron una mejor definición que los obtenidos por la técnica MASW.

5.1 *Trabajo de gabinete ReMi*

El equipo registró 20 archivos con una duración de 65.536 milisegundos cada uno, para un total de 1.310.720 milisegundos (aproximadamente 21 minutos). Estos datos se procesaron utilizando el software Seisimager. En la Figura 6 se presenta un proceso simplificado de cálculo, que comienza con los datos crudos, seguido de la transformada de Fourier, la obtención de la curva de dispersión y finalmente la inversión de esta para obtener el perfil de suelos.

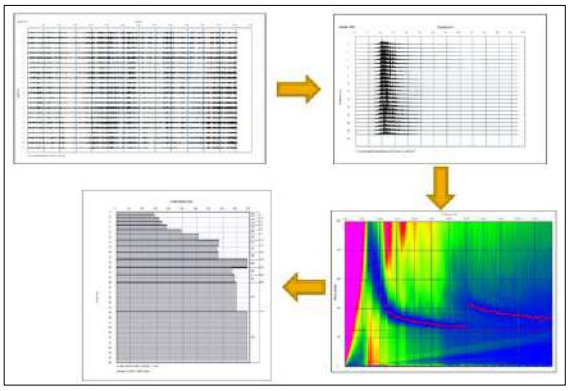


Figura 6. Proceso de cálculo para Caso de Estudio Nº1

5.2 *Clasificación sísmica del sitio*

Luego de la obtención del perfil de suelos el software Seisimager calculó automáticamente cuál es el valor de la Vs30 (Average Vs30) (Figura 7). Con dicho valor se determinó a qué rango de suelo corresponde en la tabla de clasificación de los sitios. Tomando como valor calculado de Vs30 = 289,3 m/s se pudo verificar que la clasificación sísmica del sitio, según el INPRES CIRSOC 103, es un suelo Tipo 2 – SD "Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad y una velocidad media de ondas de corte de 180 a 360 m/s".

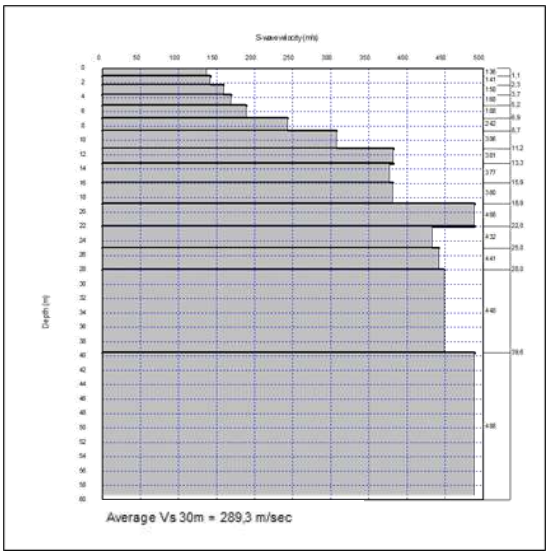


Figura 7. Perfil de suelo para el de caso de Estudio Nº1 con valor de Vs30

Los estudios geotécnicos tradicionales efectuados (excavación de pozo hasta 18 m de profundidad) en la zona de estudio permitieron verificar la coherencia de los datos obtenidos mediante el estudio geofísico. Se clasificó el sitio de construcción según la reglamentación vigente y como complemento, se llevó a cabo un estudio adicional utilizando la técnica de Nakamura o relación espectral (H/V), lo que proporcionó información valiosa sobre la respuesta sísmica del suelo en el área de interés.

Para el planteo si la clasificación dinámica del sitio de construcción es suficiente con solo obtener y clasificar el sitio por medio de la Vs30 y si estos 30 metros son representativos en la forma de vibración del suelo, el software utilizado permite por medio de cálculos obtener la Curva H/V (o Razón Espectral H/V) y la frecuencia máxima es la frecuencia natural de vibración para el perfil de suelos obtenidos por MASW o ReMI (Figura 8).

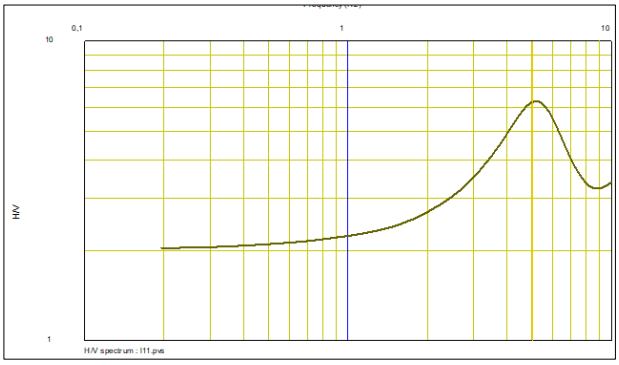


Figura 8. Curva H/V obtenida a partir del perfil de suelos obtenido por ReMi para caso de estudio Nº 1

Para el caso de estudio puede observarse que la máxima frecuencia natural de vibración del suelo para el perfil de suelos obtenido por ReMi es de 5,14 Hz. La inversa de este valor es el periodo fundamental de vibración del sitio T0 = 0,195 segundos.

5.3 *Trabajo de gabinete Relación (H/V)*

A los datos tomados para efectuar el cálculo de la relación espectral (H/V), y respetando que se cumplan los criterios de SESAME (Site Effects assessments using Ambient Excitations), se obtuvo la transformada de Fourier para las tres componentes del geófono y finalmente la relación (H/V). Asimismo, se puede ver en comparativa la curva de relación espectral obtenida a partir del perfil de suelos ReMi y la obtenida por medio del método de Nakamura en la Figura 9.

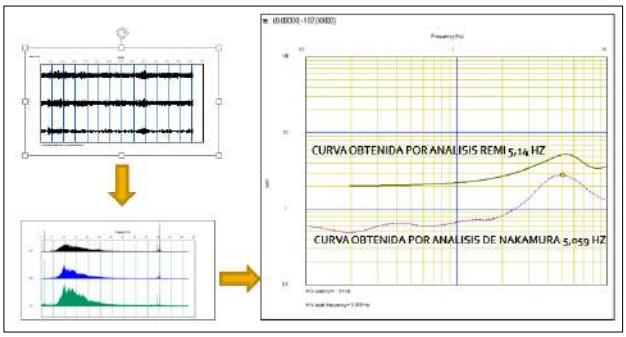


Figura 9. Curva H/V obtenida a partir del método de Nakamura para caso de estudio Nº 1

Para el caso de estudio puede observarse que la máxima frecuencia natural de vibración del suelo para el perfil de suelos obtenido por el método de Nakamura es de 5,059 Hz. La inversa de este valor es el periodo fundamental de vibración del sitio T0 = 0,198 segundos.

6 CASO DE ESTUDIO Nº2

El estudio geofísico se realizó en la calle Primitivo de la Reta de la Ciudad de Mendoza para determinar la caracterización sísmica del sitio, conforme al reglamento INPRES CIRSOC 103 parte I, para la construcción de un hotel. Se realizaron dos estudios mediante el método de multianálisis de ondas superficiales (MASW), dos estudios mediante el método de ReMi, y dos estudios mediante el método de Nakamura o relación espectral horizontal-vertical (H/V). La aplicación de este último método no resultó necesaria para la clasificación del sitio y solo se realizó como investigación.

Por las dimensiones del terreno el arreglo seleccionado para los estudios de MASW y ReMi fue un arreglo lineal de 24 geófonos en perpendicular a la calle Primitivo de la Reta con una distancia inter-geófono de 1 metro y una apertura total del arreglo de 24 metros.

Se llevaron a cabo trabajos de gabinete para ambas técnicas, y se verificó que los resultados obtenidos por el método ReMi presentaron una mejor definición que los obtenidos por la técnica MASW.

6.1 *Trabajo de gabinete ReMi*

El equipo registró 20 archivos con una duración de 65.536 milisegundos cada uno, para un total de 1.310.720 milisegundos (aproximadamente 21 minutos). Estos datos se procesaron utilizando el software Seisimager. En la Figura 10 se presenta un proceso simplificado de cálculo, que comienza con los datos crudos, seguido de la transformada de Fourier, la obtención de la curva de dispersión y finalmente la inversión de esta para obtener el perfil de suelos.

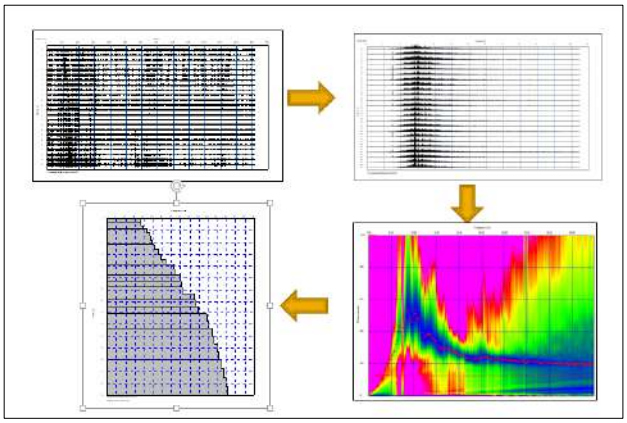


Figura 10. Proceso de cálculo para Caso de Estudio Nº2

6.2 *Clasificación sísmica del sitio*

Luego de la obtención del perfil de suelos el software Seisimager calculó automáticamente cuál es el valor de la Vs30 (Average Vs30) (Figura 11). Con dicho valor se determinó a qué rango de suelo corresponde en la tabla de clasificación de los sitios de acuerdo con la velocidad de la onda de corte (Vsm). Tomando como valor calculado de Vs30 = 397,8 m/s se pudo verificar que la clasificación sísmica del sitio, según el INPRES CIRSOC 103, es un suelo Tipo 1 – SC "Formación de roca blanda o meteorizada que no cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro.
Gravas y/o arenas de densidad media y una velocidad media de ondas de corte de 360 a 760 m/s".

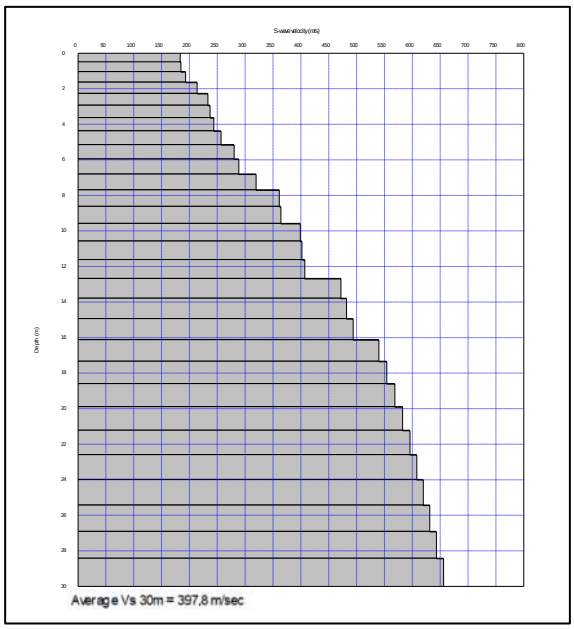


Figura 11. Perfil de suelo para el de caso de Estudio Nº2 con valor de Vs30

Estudios geotécnicos tradicionales efectuados (excavación de pozo hasta 23 m de profundidad) en la zona de estudio permitieron verificar la coherencia de los datos obtenidos mediante el estudio geofísico. Se clasificó el sitio de construcción según la reglamentación vigente y como complemento, se llevó a cabo un estudio adicional utilizando la técnica de Nakamura o relación espectral (H/V), lo que proporcionó información valiosa sobre la respuesta sísmica del suelo en el área de interés.

El software utilizado permite por medio de cálculos obtener la Curva H/V (o Razón Espectral H/V) y la frecuencia en la que alcanza su valor máximo es la frecuencia natural de vibración para el perfil de suelos obtenidos por MASW o ReMI (Figura 12).

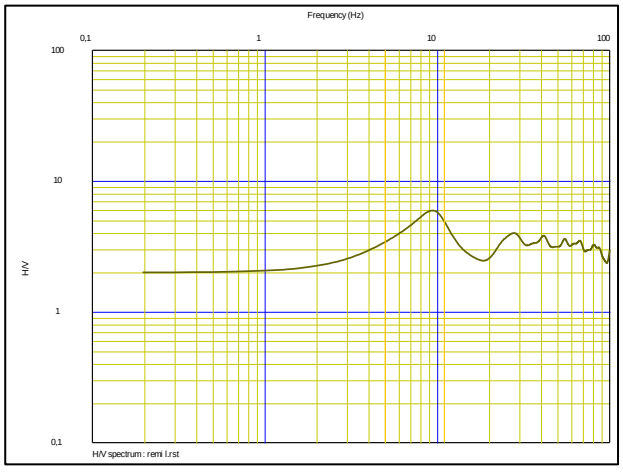


Figura 12. Curva H/V obtenida a partir del perfil de suelos obtenido por ReMi

Para el caso de estudio puede observarse que la máxima frecuencia natural de vibración del suelo para el perfil de suelos obtenido por ReMi es de 9,33 Hz. La inversa de este valor es el periodo fundamental de vibración del sitio T0 = 0,107 segundos.

6.3 *Trabajo de gabinete Relación (H/V)*

A los datos tomados para efectuar el cálculo de la relación espectral (H/V), y respetando que se cumplan los criterios de SESAME (Site Effects assessments using Ambient Excitations),

se obtuvo la transformada de Fourier para las tres componentes del geófono y finalmente la relación (H/V). En la Figura 13 se puede ver en comparativa la curva de relación espectral obtenida a partir del perfil de suelos ReMi y la obtenida por medio del método de Nakamura (1989).

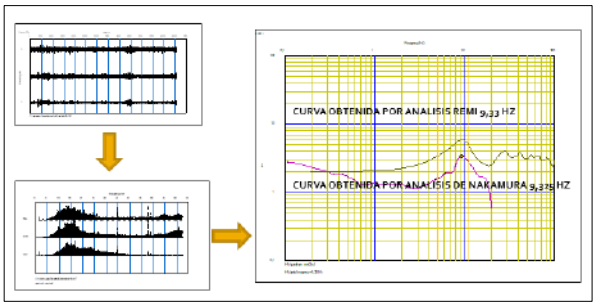


Figura 13. Curva H/V obtenida a partir del método de Nakamura

Para el caso de estudio puede observarse que la máxima frecuencia natural de vibración del suelo para el perfil de suelos obtenido por el método de Nakamura es de 9,325 Hz. La inversa de este valor es el periodo fundamental de vibración del sitio T0 = 0,107 segundos.

7 CONCLUSIONES

Después de trabajar con ambos métodos geofísicos, se han observado las ventajas que dicha metodología presenta, ya que se han obtenido resultados similares por dos métodos distintos. Esto permite corroborar los resultados obtenidos y brinda mayor confiabilidad a los mismos (véase Tabla 1).

Además, se puede estimar que, en ambos casos de estudio, el comportamiento dinámico del sitio de construcción queda bien clasificado. Esto se debe a que la estimación de las frecuencias y periodos naturales de vibración del sitio, obtenidos por el método de ReMi, presentan valores similares a los obtenidos por el método de la relación espectral (H/V) o el método de Nakamura.

Tabla 1. Resumen de resultados obtenidos.

Parámetro	*Caso Estudio Nº1*	*Caso Estudio Nº2*
Vs30 (m/s)	289,3	397,8
Frecuencia Natural a partir de ReMi (Hz)	5,14	9,33
Frecuencia Natural método de Nakamura (Hz)	5,059	9,375
T0 a partir de ReMi (s)	0,195	0,107
T0 a partir de Nakamura (s)	0,198	0,107

Aunque ambos casos de estudio muestran resultados similares, han surgido algunos casos donde las frecuencias y periodos naturales de vibración del sitio, obtenidos mediante el método ReMi, difieren significativamente de los obtenidos mediante el método de la relación espectral (H/V) o el método de Nakamura. En general, la situación más destacada ha sido que las estimaciones de las frecuencias o periodos naturales obtenidas a partir de los estudios de ondas superficiales (MASW o ReMi) son mucho mayores que las obtenidas mediante el método de Nakamura. Esto sugiere que el suelo puede tener una forma de vibrar diferente a la que se expresa en sus primeros 30 metros.

Como se ha mencionado en el planteo del trabajo, algunos países e investigadores están considerando modificar la clasificación de suelos vigente en sus normativas, manteniendo el valor de Vs30 e incorporando los métodos de razones espectrales (H/V). Esto se debe a que estos métodos pueden definir la respuesta sísmica de aquellos sitios en los que ambos métodos geofísicos no convergen en un mismo resultado.

8 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a los integrantes del equipo de Laboratorio de Suelos de la Facultad Regional Mendoza y a los alumnos becarios que colaboraron en el desarrollo de trabajos de campo al efectuar su tesis de grado.

9 REFERENCIAS

https://www.geometrics.com/software/seisimager-sw/

INPRES-CIRSOC 103. (2018) *Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes*. Parte I. INTI. Buenos Aires.

Louie J., et al. (2001) *Refraction Microtremors and optimization methods as alternatives to boreholes for site strength and earthquake hazard assessments*. 14th Annual Meeting, Environmental and Engineering Geophysical Society. Reno, Estados Unidos.

Nakamura Y. (1989) *A method of dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface.* Railways Technol. Res. Inst. Quaterly Reports, 30(1): 25-33.

Park C. B. (2005) *Shear-wave velocity profiling by the surface-wave (MASW) method:* Proceedings of the Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP 2005), Atlanta, Georgia, Estados Unidos.

Pitilakis K. et al. (2018) *Towards the revision of EC8: Proposal for an alternative site classification scheme and associated design response spectra, considering complex subsurface geometry.* Soil Dinamics and Earthquake Engineering, Elsevier. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.03.030

Verdugo R., Valladares G. (2016) *Análisis de registros chilenos y periodo predominante del sitio.* Memorias IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Valdivia, Chile.

Estudio de la fluencia de granos de arcilla expandida

Study of the creep of expanded clay grains

Cecilia Belén Laskowski
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, RPN°1 Ciudad Universitaria km4. Comodoro Rivadavia (CP9000), Argentina. Universidad Politécnica de Madrid, Escuela de Ingenieros de Caminos, Madrid, España. *belen.laskowski@gmail.com*

José Estaire Gepp
Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Calle de Alfonso XII 3, Madrid (CP28014), España.

Elías Roces
Ingeniero Consultor, Madrid, España.

RESUMEN: La arcilla expandida es un árido cerámico ligero, compuesto por un núcleo muy poroso de muy baja densidad y una cáscara exterior vitrificada más resistente y densa. Este árido artificial se fabrica calentando arcilla natural a temperaturas superiores a los 1100 ºC en horno rotatorio, lo que genera una expansión de gases que forman los poros.
Para esta ponencia se han realizado ensayos de fluencia a carga constante sobre granos individuales de arcilla expandida. Tomando como base el tiempo en el que se produce la rotura se propone un modelo probabilístico de rotura de granos a fluencia, en el que el tiempo de rotura de un grano bajo carga constante sigue una distribución de Weibull, en función del tamaño del grano y de la carga aplicada.
Este modelo probabilístico del tiempo de rotura se ha comparado con los resultados de la tensión de rotura de un grano a compresión simple, que también siguen una distribución de Weibull.
Todos los ensayos se han realizado en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en Madrid.

ABSTRACT: Expanded clay is a lightweight expanded ceramic aggregate (LECA), composed of a very porous core of very low density and a more resistant and dense vitrified outer shell. This artificial aggregate is fabricated by heating natural clay to temperatures above 1100ºC in a rotary kiln, which produces an expansion of gases in the inside of the clay, that ends up forming the pores.
In this paper, constant load creep tests were carried out on individual grains of expanded clay. Based on the grain breakage time, a probabilistic model of grain breakage under creep is proposed. In this model, the breakage time of a grain submitted to a constant load follows a Weibull distribution, depending on both the grain size and the applied load.
The probabilistic model of time to breakage developed has been compared with the results of the uniaxial compressive strength of a grain, which also seems to follow a Weibull distribution.
All the tests involved in this research were carried out at the Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid.

PALABRAS CLAVE: LECA – fluencia – Weibull

KEYWORDS: LECA – creep - Weibull

1 INTRODUCCIÓN.

La arcilla expandida (LECA) es un árido cerámico artificial que tiene numerosos usos en construcción, como la fabricación de hormigones ligeros, rellenos geotécnicos ligeros sobre estructuras, rellenos sobre suelos compresibles (Prisco 2007).

Los granos de LECA tienen una forma más o menos esférica y un tamaño que habitualmente varía entre los 10 y 20 mm, si bien hay otros diámetros comerciales.

La resistencia de la LECA, igual que para otros materiales cerámicos presenta una resistencia que se puede ajustar a una función de Weibull y así aparece reflejado en la normativa actual, como por ejemplo la UNE-EN ISO 20501:2022 (AENOR 2022) o la ASTM C1239-13(2018) (ASTM 2018). Este tipo de distribuciones son utilizadas para resistencia a compresión simple de distintos materiales cerámicos, (Roces-Alonso et al. 2021, Anaya et al. 2022) y para otros modos de rotura (Lei et al. 2021, Lei et al. 2020)

La distribución de Weibull ha sido empleada también para materiales no cerámicos, tales como el balasto (Estaire 2015), todouno (Manso et al. 2020) y partículas de carbón (Wang et al. 2019).

Considerando que la rotura de un grano o partícula está asociada con la presencia de defectos en su interior, es más probable que un elemento de mayor volumen tenga más y mayores defectos, por lo que es habitual que la resistencia de los distintos elementos disminuya al aumentar el tamaño de los mismos. De esta forma, es común introducir el volumen del grano en las distribuciones de Weibull resistencia del mismo (McDowell et al. 2013, McDowell et al. 2015). Cabe destacar que este tipo de relaciones presentan algunos problemas para especímenes muy pequeños (Danzer 2006).

De manera general, es posible afirmar que los materiales, presentan una tendencia al crecimiento de las fisuras y defectos internos bajo carga constante (Jones et al. 2012), pudiendo alcanzar la rotura a una carga inferior a la de rotura instantánea. Este tipo de fenómenos de fluencia han sido estudiados para numerosos materiales tanto a temperatura ambiente como a temperaturas elevadas (Zhao et al. 2021, Šajgalík et al. 2022, Ferraris et al. 2022)

A partir de los conceptos de fluencia y de distribución estadística de las tensiones de rotura mencionados con

anterioridad, se han desarrollado estudios con el fin de tratar de determinar una ley estadística de rotura a fluencia de materiales. Uno de los trabajos pioneros en este campo es el estudio experimental y teórico llevado a cabo por Davidge et al. 1973. Posteriorment et al. 2013 propuso un modelo teórico basado en una ley de Weibull, verificado mediante un estudio numérico realizado con DEM.

También se han llevado a cabo análisis numéricos y propuesto distintos modelos para este fenómeno, como lo indican los trabajos realizados por Haque et al. 2019, Wee et al. 2020, Hossain et al. 2021, Guo et al. 2023.

Los estudios experimentales encontrados en la bibliografía técnica son limitados, entre los que se encuentran aquellos desarrollados para fibras de boro (Goda et al. 1996), fibras de grafito (Farquhar et al. 1989), cobre (Farris et al. 1990), acero inoxidable (Kim et al. 2008, Jung et al. 2010), GFRP (Esmaeili et al. 2021), y cerámicas para usos dentales (Gonzaga et al. 2011).

En este artículo, se ha desarrollado un estudio experimental a temperatura ambiente de la rotura a compresión simple sobre granos de arcilla expandida, tanto a carga sostenida en el tiempo como a carga instantánea. Los resultados obtenidos son ajustados al modelo estadístico propuesto por Kwok et al. 2013, modelo en el que se tiene considera el tamaño del grano para determinar las resistencias de estos.

Adicionalmente, se ha ensayado la resistencia a compresión simple remanente de los granos ensayados a fluencia y que no alcanzaron la rotura a fluencia para un tiempo de 40 días. Estos resultados, se han comparado con los obtenidos de ensayar los granos de LECA a compresión simple sin haber sido ensayados previamente a fluencia. Las propiedades remanentes de un material tras ser sometido a fluencia o fluencia han sido estudiadas para distintos metales (Zhang et al. 2020, Chen et al. 2022, Chen et al. 2022), pero no son tan habituales estos estudios para materiales cerámicos.

2 MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 *Materiales*

La arcilla expandida utilizada para los ensayos fue fabricada por Arlita en la planta de Avelar (Portugal). Los principales componentes de la arcilla expandida son óxido de silicio (SiO_2) y óxido de aluminio (Al_2O_3), que suponen más del 75% de la composición total del grano (Roces et al. 2021).

Los granos ensayados tenían un diámetro medio (obtenido como la media de tres diámetros perpendiculares medidos con calibre) de entre 14 y 18 mm, según se muestra en la Figura 1.



Figura 1. Granos de arcilla expandida intactos.

Cada uno de los granos está formado por una carcasa exterior vitrificada y un núcleo poroso que le confiere su característica ligereza. El peso específico seco de los granos ensayados es de 5.7 kN/m3 (Roces et al. 2021).

2.2 *Métodos experimentales*

Para el desarrollo de esta investigación, se ensayaron 340 granos individuales de arcilla expandida. El procedimiento de ensayo de los granos fue el siguiente:

- Determinación del peso de cada uno de los granos mediante una balanza con una precisión de 0,001 g.
- Medición con un calibre de precisión 1/50 mm de tres diámetros perpendiculares (el mayor, el menor y un tercero perpendicular a los dos anteriores). Se desecharon los granos con un diámetro medio inferior a 14 mm o superior a 18 mm.
- Ensayo mecánico sobre los granos. Estos ensayos han sido de dos tipos:
    - Rotura a compresión simple, mediante un equipo tipo Carga Puntual, según la norma ASTM D5731-16 (ASTM 2016). Se registra la carga máxima de rotura del grano. Se realizaron ensayos de verificación y no se observó diferencia en la tensión de rotura a compresión simple entre un grano ensayado con un PLT o un grano roto entre dos superficies planas.
    - Para el ensayo de rotura a fluencia, se montó cada uno de los granos en un equipo tipo edómetro (UNE 103405:1994 (AENOR 1994)). Estos equipos permiten aplicar una carga mediante pesas y mantenerla en el tiempo. Además, se encuentran equipados de un LVDT que realiza una medición continua de desplazamientos en el grano ensayado, de manera tal que es posible determinar el tiempo que tarda en romper un grano, ya que al alcanzar la rotura se observa un notable desplazamiento vertical. La carga de fluencia se aplicó de forma instantánea (menos de 1 segundo)

Para los casos de los granos ensayados a fluencia que no alcanzaron la rotura en un tiempo inferior a 40 días se procedió a su rotura a compresión simple con el equipo de Carga Puntual.

Todos estos ensayos han sido realizados en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en Madrid (España).

3 MODELO

La tensión en un grano sometido a compresión uniaxial puede estimarse de la siguiente fórmula:

$$\sigma = \alpha \cdot \frac{F}{d^2} \qquad (1)$$

Siendo σ la tensión del grano, F la fuerza aplicada al grano, d el diámetro del grano y α una constante que depende del tipo de material, con valores de entre 0,57 y 1,00, en función de la forma del grano ensayado (Bernhardt et al. 2013). En este estudio se utilizará un valor de $\alpha = 1$ como recomienda McDowell et al. 2000.

Según se ha comentado, es habitual ajustar la tensión de rotura de un grano a una función de Weibull, en la que la probabilidad de un grano de no fallar depende de su volumen y de la tensión aplicada, según la ecuación siguiente.

$$P_s = -exp\left[-\left(\frac{V}{V_0}\right)\cdot\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \qquad (2)$$

Siendo m un parámetro de forma de la distribución, que depende de la amplitud de la distribución, V el volumen del grano, σ la tensión aplicada, σ_0 la tensión característica del material y V_0 el volumen de referencia. Para el caso de $V = V_0$ y $\sigma = \sigma_0$ la probabilidad de rotura del grano es aproximadamente igual a 63%.

A partir de esta expresión, Kwok et al. 2013, introdujo el factor tiempo, poniendo en manifiesto que un grano que es capaz de resistir sin romperse una carga instantánea o de corta duración, pero en caso de que esa carga sea mantenida en el tiempo, se

puede producir un crecimiento de fisuras alta llegar al colapso del grano. La siguiente expresión representa la generalización recién mencionada

$$P_s = -exp\left[-\left(\frac{V}{V_0}\right)\cdot\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\cdot\left(\frac{t}{t_0}\right)^k\right] \qquad (3)$$

Donde t es el tiempo de duración del ensayo, t_0 el tiempo de referencia, y k es el exponente temporal, que hace referencia a la velocidad de crecimiento de grietas en el material a carga constante. En este trabajo, t_0 se adoptó igual a un segundo, que es la duración estimada los ensayos de carga puntual llevados a cabo.

En este trabajo se empleará la Ecuación 3 para ajustar los datos experimentales obtenidos.

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 RESULTADOS

Se muestran a continuación los resultados de los ensayos realizados a los distintos granos.

4.1.1 Compresión simple

A partir de los resultados de la fuerza de rotura de los granos a compresión simple se ha realizado la Figura 2, en la que se muestra la fuerza de rotura de los granos en función del diámetro. Se han representado tanto los valores de los granos rotos sin ensayo previo de fluencia como los valores tras los ensayos de fluencia descritos en el punto anterior.

Lo primero que se observa en la figura es la gran dispersión de resultados, lo que claramente justifica un análisis estadístico de los mismos, no siendo representativo el valor medio únicamente.

En la figura, no se observa una tendencia al aumento de la fuerza de rotura con el diámetro, lo que, como se verá más adelante, justifica que la tensión de rotura de los granos es mayor cuanto menor es el diámetro de estos.

Por otro lado, la fuerza necesaria para romper los granos que previamente han sido sometidos a ensayos de fluencia se encuentra en la zona de fuerzas más grandes, lo que se puede explicar, porque los granos menos resistentes rompieron durante la fluencia y solo sobrevivieron los más fuertes. De hecho, los dos granos para los que ha sido necesario emplear más fuerza para alcanzar la rotura, son granos que previamente habían sido ensayados a fluencia durante 40 días con una fuerza de 225 N, 245 N y 265 N respectivamente.

4.1.2 Fluencia

En la Figura 3 se muestran dos curvas tipo de rotura de los granos de arcilla expandida a fluencia. Por un lado, según se aplica la carga, hay un desplazamiento inicial, que está relacionado con la concentración de tensiones que se producen en los puntos de aplicación de la fuerza (Carneiro et al. 2019), como consecuencia de esta concentración de tensiones, en materiales porosos, como la LECA, se produce una fisuración de la zona (Antonyuk et al. 2006).

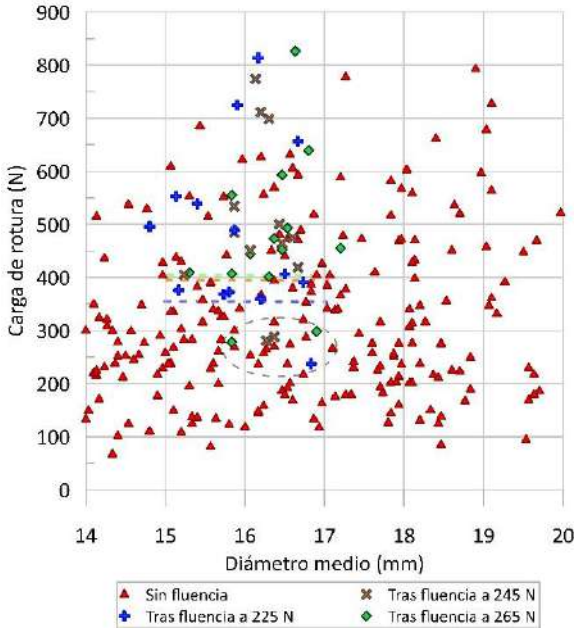


Figura 2. Fuerza de rotura instantánea de los granos ensayados, en función del diámetro. Se han incluido tanto los granos rotos sin ensayo de fluencia, como los granos que han sobrevivido a un ensayo de fluencia de 40 días para las fuerzas indicadas en el gráfico.

Posteriormente, tras este asiento inicial, no se aprecian movimientos significativos en las lecturas de los LVDT hasta que se alcanza la rotura del grano. En general, se han observado dos tipos de roturas de granos:

- Rotura del grano en gajos de eje vertical, lo que provoca que el desplazamiento medido en el LVDT sea pequeño (en general inferior a 2 mm).
- Colapso generalizado del grano, convirtiéndose todo este en polvo o fragmentos de pequeño tamaño, en estos casos, el salto en la lectura del LVDT llega a superar los 10 mm. Debe tenerse en cuenta que el equipo empleado aplica la fuerza por un sistema de pesas, por tanto, la fuerza aplica es independiente del desplazamiento y por tanto se puede producir el colapso generalizado del grano.

En la Figura 3 se muestran ambos comportamientos.

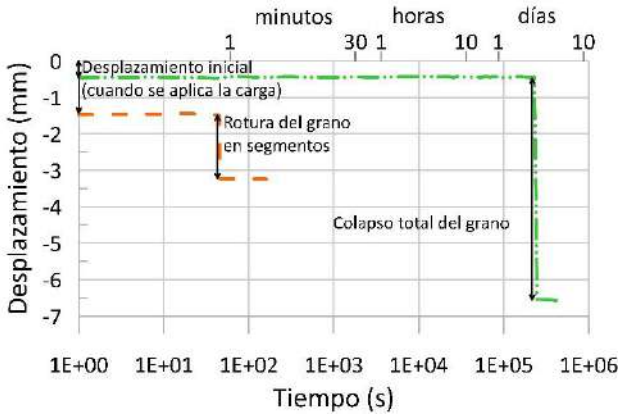


Figura 3. Roturas tipo para dos de los granos ensayados a fluencia.

En la Figura 4 se muestran dos granos rotos a fluencia. Uno de los cuales ha sufrido una rotura en segmentos, en la que se observan las gritas verticales que han dado como resultado la

separación del grano en dos segmentos. El otro grano presentado ha colapsado completamente durante el ensayo.



Figura 4. A) Rotura de un grano en segmentos. B) Colapso total de un grano durante el ensayo se fluencia.

A partir de los tiempos de rotura de los granos, para las dos fuerzas ensayadas se ha preparado la Figura 5 en la que se muestra el tiempo hasta el colapso en función del diámetro medio del grano. Se han representado, además, los granos que han roto antes de alcanzar la fuerza de ensayo (señalado como BB en el eje de abscisas) y los granos que no han alcanzado la rotura tras los 40 días de ensayo (NB en el eje de abscisas).

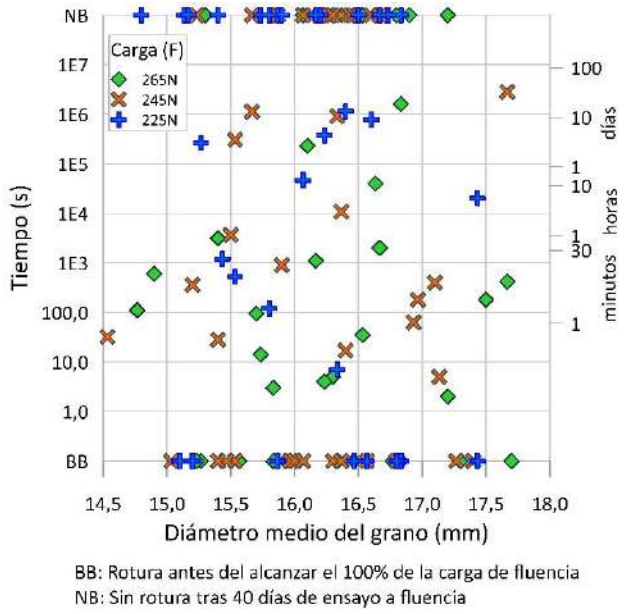


Figura 5. Tiempo necesario para la rotura de los granos ensayados a fluencia, en función de su diámetro y de la carga ensayada. Pendiente de actualizar

4.2 DISCUSIÓN

De los resultados del punto anterior se realiza un ajuste al modelo propuesto por Kwok et al.2013, utilizando la Ecuación 3, mediante el método de la máxima verosimilitud (Pfingsten et al. 2006).

Con este ajuste, se ha elaborado la Figura 6 en la que en la parte A se representa mediante puntos la probabilidad de rotura de los granos ensayados a fluencia en función del tiempo para las dos cargas ensayadas. Sobre cada uno de los puntos se indica el diámetro medio del grano. Adicionalmente se ha representado mediante líneas el modelo de la Ecuación 3, que indica la probabilidad de rotura de un grano para una fuerza de 225, 245 y 265 N, con diámetros variables entre 15 y 17 mm. En la parte B de la figura se ha representado la probabilidad de rotura de un grano en el ensayo de Carga Puntual (tiempo de ensayo 1 segundo). Se han representado los granos ensayados con diámetro medio de entre 14 y 15 mm y entre 18 y 19 mm. Se han incluido las líneas del modelo de la Ecuación 3 para un tiempo de 1 segundo y diámetro de 14,5 y 18,5 mm (media de los diámetros de los puntos representados).

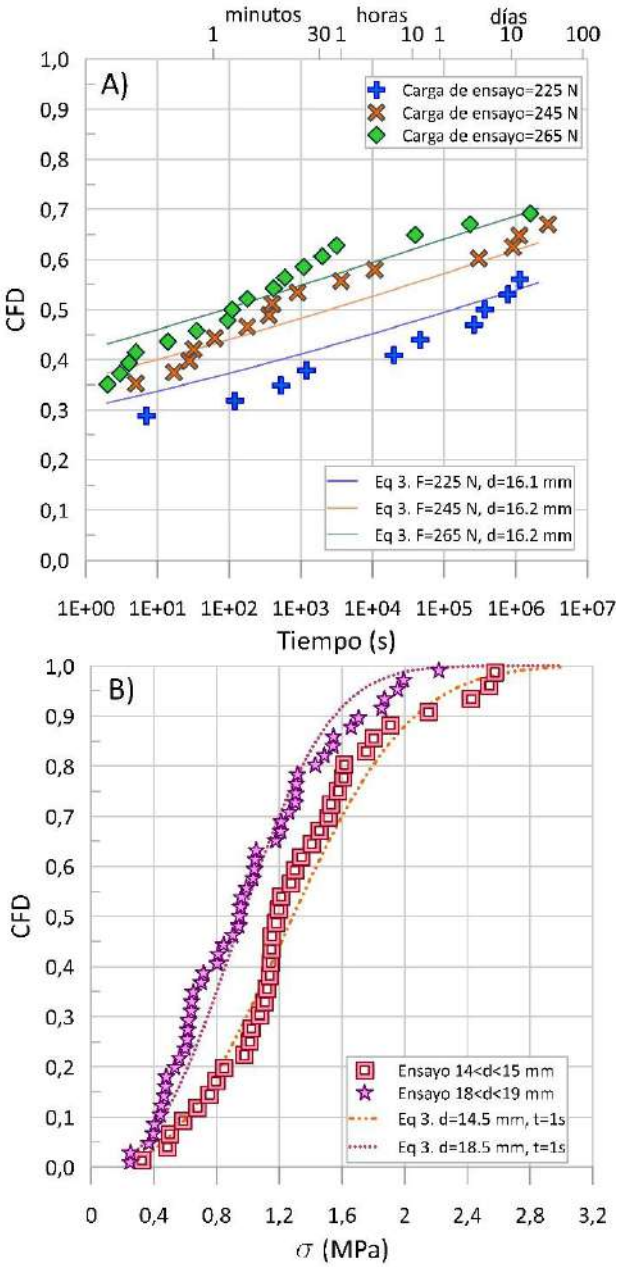


Figura 6. Ajuste del modelo estadístico propuesto por Kwok et al. 2013 (Ecuación 3) a los resultados experimentales. A). Ajuste del modelo para los ensayos de fluencia. Se han representado los resultados de los ensayos de fluencia para las dos fuerzas ensayada (sobre cada punto se muestra el diámetro medio del grano en mm). Se muestran además las tendencias del modelo de la Ecuación 3 para distintos valores de la tensión de rotura a compresión simple y diámetro medio del grano. B) Ensayos de rotura instantánea para tamaño de grano entre 14 y 15 mm y entre 18 y 19 y ajuste del modelo para d=14,5 y 18,5 mm y un t=1s.

Los resultados mostrados en la Figura 6 A muestran una mayor probabilidad de rotura de granos que están siendo sometidos a una carga superior. Por otro lado, los resultados de la Figura 6 B muestran que los granos de menor tamaño tienen una mayor resistencia a compresión simple, lo que va en línea con resultados de trabajos similares realizados sobre LECA, como por ejemplo Almeida 2009, Roces-Alonso et al. 2021.

El ajuste del modelo de la Ecuación 3 a los resultados experimentales, según se muestra en la Figura 6 es bueno, tanto para los ensayos instantáneos (Carga Puntual) como para los ensayos de fluencia. Se define el valor del exponente $n = m/k$ (Kwok et al. 2013), tomando este un valor de 47, que es algo

superior a los valores encontrados en la literatura, que suele estar entre 10 y 40 (Jones et al. 2012), aunque los datos experimentales disponibles son limitados (Kwok et al. 2013).

Respecto de los resultados de los granos rotos a compresión simple tras no alcanzar la rotura, es de esperar que estos granos sean los más resistentes de los ensayados, ya que los menos resistentes han alcanzado la rotura durante el ensayo de fluencia. Por ello, parece lógico suponer que formarían la cola superior de la resistencia a compresión simple de todos los granos ensayados.

En la Figura 7 se muestran las resistencias a compresión simple de los granos ensayados a fluencia y rotos a compresión simple sin ensayo previo de fluencia. Esta representación tiene como objetivo comparar la resistencia a compresión simple de los granos sin ensayos previos con la resistencia remanente en los granos ensayados a fluencia. Teniendo en cuenta la influencia del tamaño del grano en la resistencia, para los granos no ensayados previamente, se han representado únicamente granos con un diámetro de entre 15,0 y 17,0 mm para que las tensiones de rotura sean comparables.

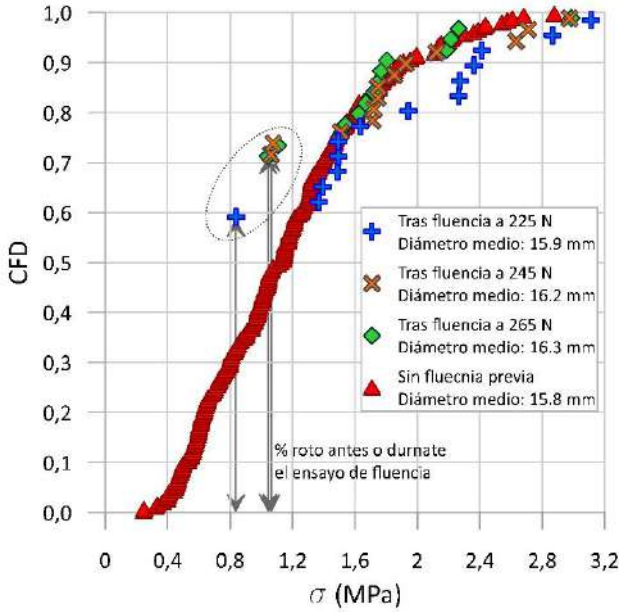


Figura 7. Distribución de la tensión de rotura a compresión simple (σ), de los granos rotos sin ensayo previo de rotura y tras ensayos previo de fluencia. Para que sean comparables, para el caso de los datos sin ensayo previo de fluencia, se han representado únicamente los que tienen un diámetro medio de grano entre 14,8 y 16,8, para sean similares a los diámetros de los ensayos tras fluencia. En la figura se indican los diámetros medios.

Como se puede observar, hay una coincidencia casi exacta entre la cola superior de los granos rotos directamente a compersión simple con los granos rotos a compresión simple tras ser sometidos a fluencia. Por ello, no parece que en los 40 días de ensayos se haya producido un crecimiento significativo de grietas que haya debilitado la estructura de los granos ensayados.

La curva de rotura tras 40 días a 265 N está ligeramente separada de la curva de rotura sin ensayos de fluencia pura, lo que probablemente se deba a que el diámetro medio de estos granos es ligeramente superior al diámetro medio de las otras dos fracciones mostradas y por tanto, la tensión de rotura sea ligeramente inferior.

Un único grano tras 40 días cargado a 225 N y dos granos tras 40 días cargado a 245 N y otros dos tras el ensayo a 265 N, rompen a tensiones claramente inferiores a las de rotura sin que los granos fueran sometidos previamente a fluencia. Es posible que estos granos con menor resistencia se deban a un crecimiento de fisuras internas durante el ensayo, aunque también podrían tratarse de resultados anómalos.

5 CONCLUSIONES

Se ha realizado un estudio experimental de rotura de granos de arcilla expandida a temperatura ambiente, a compresión simple, tanto cargas sostenidas en el tiempo como instantáneas. El estudio incluyó la realización de ensayos sobre 340.

Si bien se trata de un tema analizado habitualmente en la literatura científica, en general se dispone de muy pocos datos experimentales. Es por ello que se considera que el desarrollo de esta investigación es de interés para salvar esta vacante.

Del análisis de los resultados, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- El ajuste del modelo teórico probabilístico de Kwok et al. 2013 (Ecuación 3) para rotura de granos tanto a fluencia como en ensayos de compresión simple instantánea se ajusta perfectamente los resultados experimentales.
- Los granos que no han roto durante los 40 días que han durado los ensayos de fluencia, se han roto a compresión simple. Para la mayoría de los granos no se observa una variación entre la resistencia remanente tras la fluencia y la resistencia original, sin embargo, sí hay algunos ensayos que podrían denotar que para los granos más débiles los ensayos de fluencia previa afectan a su resistencia a compresión simple remanente.

6 AGRADECIMIENTOS

A los autores nos gustaría agradecer el apoyo de Mauro Muñiz y María Santana del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. También nos gustaría agradecer a la casa Arlita, especialmente a Raúl Murciego, que amablemente suministraron el material ensayado.

Además, son apreciados los comentarios realizados por Sandra Orlandi de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Argentina).

7 REFERENCIAS

AENOR, 2022. *UNE-EN ISO 20501:2022 Cerámicas técnicas (cerámica avanzada, cerámica técnica avanzada). Estadísticas de Weibull para datos de resistencia (ISO 20501:2019).* UNE, .

AENOR, 1994. UNE 103405:1994 Geotecnia. *Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro*.

Almeida, P., 2009. *Influência da humidade relativa no comportamento mecânico da leca*. Portugal: Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST Lisboa.

Anaya, R., Martínez, J.M., Hernández, M.F., Herrea, M.S. and Rendtorff, N.M., 2022. *Individual diametral compression behavior of a ceramic proppant*. Ceramics International, 48(21), pp. 32357-32365.

Antonuyk, S., Khanal, M., Tomas, J., Heinrich, S. and Mörl, L., 2006. *Impact breakage of spherical granules: experimental study and DEM simulation*. Chemical Engineering and Processing: Process Intensification, 45(10), pp. 838-856.

ASTM, 2018. C1239-13(2018) *Standard Practice for Reporting Uniaxial Strength Data and Estimating Weibull Distribution Parameters for Advanced Ceramics*.

ASTM, 2016. *D5731-16 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications.*

Bernhardt, M., Tellesbø, H., Justnes, H. and Wiik, K., 2013. *Mechanical properties of lightweight aggregates.* Journal of the European Ceramic Society, 33(13-14), pp. 2731-2743.

Carneiro, V.H., Pereira, J., Lopes, V., Jesus, C. and Puga, H., 2019. *Inverse engineering approach to determine the elastic properties of lightweight expanded clay.* Construction and Building Materials, 216, pp. 11-18.

Chen, H., Li, W., Chen, W., Chen, J. and Zhang, S., 2022. *Influence of prior creep-fatigue exposure on remnant tensile and creep*

properties of AISI 321 austenite stainless steel. International Journal of Fatigue, 159, pp. 106826.

Chen, H., Li, W., Chen, W., Zhou, L., Chen, J., Zhang, S. and Chen, A., 2022. *Remnant tensile and creep properties of aluminized AISI 321 austenite stainless steel under prior creep–fatigue interaction.* Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 45(12), pp. 3746-3763.

Danzer, R., 2006. *Some notes on the correlation between fracture and defect statistics: are Weibull statistics valid for very small specimens?* Journal of the European Ceramic Society, 26(15), pp. 3043-3049.

Davidge, R.W., McLaren, J.R. and Tappin, G., 1973. *Strength-probability-time (SPT) relationships in ceramics.* Journal of Materials Science, 8, pp. 1699-1705.

Esmaeili, Y., Mohamed, K., Newhook, J. and Benmokrane, B., 2021. *Assessment of creep rupture and long-term performance of GFRP bars subjected to different environmental exposure conditions under high sustained loads.* Construction and Building Materials, 300, pp. 124327.

Estaire, J. and Santana, M., 2015. *Comportamiento del Balasto Contaminado con Arena Mediante Ensayos Triaxiales de Gran Tamaño,* From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15–18 November 2015, Buenos Aires, Argentina 2015, IOS Press, pp. 11.

Farquhar, D.S., Mutrlle, F.M., Phoenix, S.L. and Smith, R.L., 1989. *Lifetime statistics for single graphite fibres in creep rupture.* Journal of Materials Science, 24, pp. 2151-2164.

Farris, J.P., Lee, J.D., Harlow, D.G. and Delph, T.J., 1990. *On the scatter in creep rupture times.* Metallurgical Transactions A, 21, pp. 345-352.

Ferraris, M., De La Pierre, S., Akram, Y., Steinborn, C., Puchas, G. and Krenkel, W., 2022. *High temperature creep behaviour of glass-ceramic joined Nextel 610™/Al2O3-ZrO2 composites.* Journal of the European Ceramic Society, 42(12), pp. 5029-5034.

Goda, K. and Hamada, J., 1996. *Creep-rupture lifetime distribution of boron fibers.* Journal of the Society of Materials Science, Japan, 45(6Appendix), pp. 123-130.

Gonzaga, C.C., Cesar, P.F., Miranda Jr, W.G. and Yoshimura, H.N., 2011. *Slow crack growth and reliability of dental ceramics.* Dental materials, 27(4), pp. 394-406.

Guo, S., Gong, J., Zhao, P. and Xuan, F., 2023. *A probabilistic framework of creep life assessment of structural components at elevated temperatures.* Engineering Fracture Mechanics, , pp. 109162.

Haque, M.S. and Stewart, C.M., 2019. *The disparate data problem: The calibration of creep laws across test type and stress, temperature, and time scales.* Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 100, pp. 251-268.

Hossain, M.A. and Stewart, C.M., 2021. *A probabilistic creep model incorporating test condition, initial damage, and material property uncertainty.* International Journal of Pressure Vessels and Piping, 193, pp. 104446.

Jones, D.R. and Ashby, M.F., 2012. *Engineering materials 2: an introduction to microstructures and processing*. Butterworth-Heinemann.

Jung, W.T., Kim, Y.S. and Kim, S.J., 2010. *Weibull Statistical Analysis of Elevated Temperature Tensile Strength and Creep Rupture Time in Stainless Steels.* Journal of Power System Engineering, 14(4), pp. 56-62.

Kim, S., Kong, Y., Roh, Y. and Kim, W., 2008. *Statistical properties of creep rupture data distribution for STS304 stainless steels.* Materials Science and Engineering: A, 483, pp. 529-532.

Kwok, C.Y. and Bolton, M.D., 2013. *DEM simulations of soil creep due to particle crushing.* Géotechnique, 63(16), pp. 1365-1376.

Lei, W., Yu, Z., Zhang, P. and Qian, G., 2021. *Standardized Weibull statistics of ceramic strength.* Ceramics International, 47(4), pp. 4972-4993.

Lei, W., Zhang, P., Yu, Z. and Qian, G., 2020. *Statistics of ceramic strength: Use ordinary Wei*bull distribution function or Weibull statistical fracture theory? Ceramics International, 46(13), pp. 20751-20768.

Manso, J., Marcelino, J. and Caldeira, L., 2020. *Single-particle crushing strength under different relative humidity conditions.* Acta Geotechnica, , pp. 1-13.

McDowell, G.R. and Amon, A., 2000. *The application of Weibull statistics to the fracture of soil particles.* Soils and foundations, 40(5), pp. 133-141.

McDowell, G.R. and De Bono, J.P., 2013. *On the micro mechanics of one-dimensional normal compression.* Géotechnique, 63(11), pp. 895-908.

McDowell, G.R., Yue, P. and De Bono, J.P., 2015. *Micro mechanics of critical states for isotropically overconsolidated sand.* Powder Technology, 283, pp. 440-446.

Pfingsten, T. and Glien, K., 2006. *Statistical analysis of slow crack growth experiments.* Journal of the European Ceramic Society, 26(15), pp. 3061-3065.

Prisco, C.D., 2007. *Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa Leca.* Bregnano (Co), Italia: Leca.

Roces, E., Muñiz-Menéndez, M., González-Galindo, J. and Estaire, J., 2021. *Lightweight expanded clay aggregate properties based on laboratory testing.* Construction and Building Materials, 313, pp. 125486.

Roces-Alonso, E.A., González-Galindo, J. and Estaire, J., 2021. *Experimental study on grain failure of lightweight expanded clay aggregate under uniaxial and biaxial load conditions.* Powder Technology, .

Šajgalik, P., Cheng, Z., Han, X., Zhang, C., Hanzel, O., Sedláček, J., Orlova, T., Zhukovskyi, M. and Mkasyan, A.S., 2022. *Ultra-high creep resistant SiC ceramics prepared by rapid hot pressing*. Journal of the European Ceramic Society, 42(3), pp. 820-829.

Wang, C., Cheng, Y., He, X., Yi, M. and Wang, Z., 2019. *Size effect on uniaxial compressive strength of single coal particle under different failure conditions.* Powder Technology, 345, pp. 169-181.

Wee, J. and Choi, B., 2020. *Stochastic study on effects of material and physical parameters on slow crack growth behaviors of HDPE using the crack layer theory.* International Journal of Solids and Structures, 195, pp. 13-27.

Zhang, W., Zhang, T., Wang, X., Ji, Y. and Gong, J., 2020. *The correlation between prior fatigue damage and remaining creep properties in a high chromium steel welded joint.* Materials Science and Engineering: A, 790, pp. 139717.

Zhao, G., Hu, K., Feng, Q. and Lu, Z., 2021. *Creep mechanism of zircon-added silica ceramic cores formed by stereolithography.* Ceramics International, 47(12), pp. 17719-17725.

Caracterización hidromecánica de hormigones plásticos para la presa El Tambolar

Hydromechanical characterization of plastic concrete for the El Tambolar dam

Germán Rodari, Luciano Oldecop, Rubén Rodari & Lucas Garino
Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi", Facultad de Ingeniería, UNSJ, Argentina, idia@unsj.edu.ar

RESUMEN: El proyecto hidroeléctrico El Tambolar se ubica sobre el Rio San Juan, en la provincia de San Juan, Argentina. La ataguía que desvía el caudal aguas arriba de la presa se funda directamente sobre el lecho del rio. Entre el núcleo de arcilla de la ataguía y el techo de roca, que yace a 90m bajo el lecho del río, se extiende una pantalla de hormigón plástico que debe controlar las filtraciones hacia el recinto de excavación para la fundación de la presa. Los 30 metros superiores del aluvión interceptado por la pantalla, contienen potentes estratos de limos y arcillas depositados en condiciones lacustres, mezclados con arenas y gravas de depósitos de barra fluviales. Esto hace esperar asentamientos significativos y no uniformes bajo la ataguía, que implicarían deformaciones importantes de la pantalla. En este trabajo se describe el programa de ensayos empleado para estudiar las propiedades mecánicas de tres posibles dosificaciones de hormigón plástico propuestas para la construcción de la pantalla plástica. Las resistencias y rigideces de las muestras se evaluaron mediante ensayos triaxiales consolidados drenados, en los que la deformación desviadora se incrementó en 5 etapas, midiéndose la permeabilidad de las muestras en cada una de ellas. Se consideraron 3 presiones de confinamiento distintas. Los resultados mostraron que la permeabilidad no aumenta sensiblemente sino hasta excedida una deformación axial del 1%. Para niveles superiores de deformación, según sea la dosificación del material y el nivel de confinamiento efectivo, eventualmente se desarrollan planos de falla, siendo estos los que finalmente controlan la permeabilidad.

ABSTRACT: The El Tambolar hydropower project is currently under construction on the San Juan River in the province of San Juan, Argentina. The upstream cofferdam is directly founded on the riverbed. With the goal of controlling seepage into the dam work area, a plastic concrete cut-off wall is constructed, connecting the clay core of the cofferdam with the bedrock, located 90 m beneath the riverbed. The upper 30 meters of alluvium contain thick layers of silt and clay deposited in lacustrine conditions, mixed with sand and gravel from fluvial bar deposits. Therefore, significant and uneven settlements under the cofferdam are expected, which could lead to significant deformations of the cutoff wall. This paper presents an experimental study of the mechanical and hydraulic properties of three possible dosages of the plastic concrete mix for the cut-off wall. The strength and stiffness of the specimens were evaluated by means of consolidated drained triaxial compression tests, in which a stepwise deviatoric deformation was used. Five strain levels and three confining pressures were considered for hydraulic conductivity measurement. The test results show that conductivity does not increase significantly until an axial strain of 1% is exceeded. At higher strain levels, depending on the mix design and the effective confining pressure, failure planes eventually develop, which ultimately control the permeability.

PALABRAS CLAVE: muros colados - filtraciones - hormigón plástico - conductividad hidráulica - ensayos de laboratorio.

KEYWORDS: cut-off walls - seepage - plastic concrete - hydraulic conductivity - laboratory testing.

1 INTRODUCCIÓN

El embalse El Tambolar, que se encuentra actualmente en construcción, completará el sistema de aprovechamiento integral del tramo medio del Río San Juan. La presa de este embalse será de enrocado con cara de hormigón (CRFD), tendrá una altura máxima de 110m y se fundará sobre aluvión. En el sitio de la presa, el techo de roca se encuentra entre 90 y 140 m bajo el nivel del lecho del río. La parte superior del aluvión, entre 10 y 30 metros de espesor, deberá excavarse, pues allí los materiales son inadecuados para fundar la presa. El plinto será de tipo flotante y estará conectado a un muro colado que se extiende en profundidad hasta el techo de roca, para controlar la filtración.

La ataguía que desviará el caudal aguas arriba del sitio de la obra consiste en una presa de materiales sueltos con núcleo de arcilla. Tendrá una longitud aproximada de 600m, una altura máxima de 17m y se fundará también en el aluvión. Para controlar el flujo subterráneo de agua hacia el recinto de excavación para la fundación de la presa, la ataguía se complementa también con un muro colado. La figura 1 muestra una sección transversal típica de la ataguía.

Una característica de la zona del cauce donde se sitúa la obra es que a lo largo de la historia geológica reciente se han sucedido numerosos represamientos del río provocados por el arrastre de sólidos desde las quebradas tributarias. Así, el suelo bajo el cauce presenta una capa superficial de aproximadamente 30m de espesor de limos y arcillas que se intercalan con gravas y arenas de antiguas barras fluviales. La heterogeneidad del depósito aluvial hace temer que se produzcan asentamientos no uniformes a lo largo del eje de la ataguía, que pueden afectar a la pantalla plástica. Por otro lado, también es previsible que la pantalla sufra deformaciones fuera de su plano, como consecuencia de la importante diferencia de presiones (más de 30 metros de columna de agua), que soportará entre las caras de aguas arriba y aguas abajo, durante la excavación para la fundación de la presa.

Por las circunstancias antes señaladas, el muro colado de la ataguía de El Tambolar se está construyendo con hormigón plástico (pantalla plástica). Los hormigones plásticos, a diferencia de los hormigones estructurales, contienen bentonita y se elaboran empleando relaciones agua/cemento elevadas. Como resultado, la rigidez de los hormigones plásticos es baja en comparación con los hormigones estructurales, siendo típicamente del orden de la de los suelos (ICOLD 2018). Esta característica es de gran importancia para los muros colados,

dado que de otra manera las deformaciones del suelo donde se alojan podrían generar grietas que degraden su estanqueidad (Pisheh & Hosseini 2019).

La impermeabilización del aluvión depende de la conductividad hidráulica del hormigón plástico con el que se construye la pantalla. Este parámetro se puede determinar mediante ensayos estándares para medios porosos, como la norma ASTM D5084-16a (ASTM 2016), por ejemplo. El procedimiento que indica esta norma consiste en inducir un flujo a través de una muestra confinada, consolidada isotrópicamente. Sin embargo, como se ha explicado antes, se espera que la pantalla sufra deformaciones de corte una vez puesta en servicio. Por ello resulta interesante estudiar en qué medida influyen las deformaciones en la conductividad hidráulica.

En este trabajo se describe el programa de ensayos empleado para estudiar las propiedades mecánicas e hidráulicas de tres posibles dosificaciones de hormigón plástico propuestas para la construcción de la pantalla plástica de la ataguía de aguas arriba de la presa El Tambolar. El procedimiento experimental se diseñó para caracterizar la variación de la conductividad hidráulica con la presión de confinamiento y con el aumento de la deformación desviadora en ensayos triaxiales drenados.

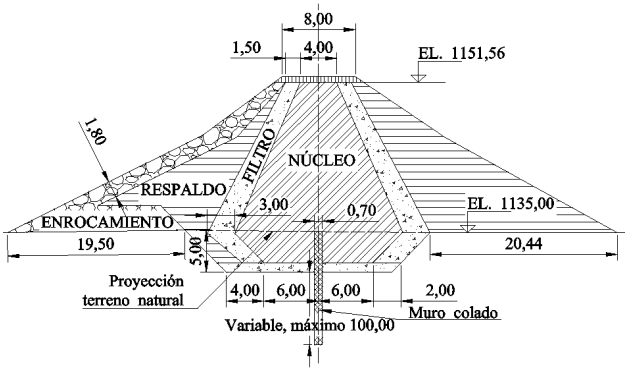


Figura 1. Sección transversal típica de la ataguía

2 PROGRAMA DE ENSAYOS

2.1 *Materiales.*

Los hormigones estudiados se obtuvieron en el laboratorio de la obra, empleando tres dosificaciones alternativas de áridos, bentonita sódica, cemento puzolánico, agua y aditivo retardante. Las proporciones utilizadas para cada mezcla se presentan en la Tabla 1. La curva granulométrica del árido utilizado se muestra en la Figura 2.

Las probetas se moldearon con forma cilíndrica, con una relación diámetro:altura de 1:2 y se curaron bajo agua durante un mínimo de 28 días, antes de someterse al programa de ensayos que se describe en este trabajo. Los especímenes de ensayo se identifican en la Tabla 2, donde además se muestran sus dimensiones medias y edad al momento de ser ensayadas.

Tabla 1. Dosificación de los hormigones ensayados.

Componentes	Dosificaciones) (N)		
	D1	D2	D5
Cemento CPP-30	1766	1903	1717
Áridos	12988	14225	14342
Agua	3924	3434	3434
Bentonita	363	314	343
Retardante	18	14	18
Relación A/C	2.22	1.80	2.00

2.2 *Equipo de ensayo.*

El equipo de ensayo empleado se compone de una cámara triaxial convencional y una prensa electromecánica de 50kN de capacidad, equipado con una celda de carga 50kN y un LVDT de 25mm de rango para la medición de la fuerza y el desplazamiento axiales, respectivamente.

El agua que se emplea para presurizar la cámara y para circular a través de las muestras se desairea previamente por aplicación de vacío y agitación.

Tabla 2. Identificación de los especímenes de ensayo.

Dosificación	Probeta	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Edad (días)
1	D112	9.78	5.03	75
	D142	9.89	5.04	103
	D181	9.93	5.02	122
2	D211	9.94	5.11	38
	D241	9.85	4.98	57
	D282	9.67	4.93	85
5	D511	9.65	5.02	62
	D541	9.77	5.06	105
	D581	9.85	5.02	125

La presión de confinamiento se provee mediante una interfaz hidroneumática, a fin de evitar la difusión de aire a través de la membrana de látex.

Durante los ensayos, se midieron los volúmenes de agua que ingresaron y salieron de los especímenes utilizando dos buretas calibradas conectadas a sensores de presión diferencial.

El gradiente hidráulico entre las secciones extremas de los especímenes se controla mediante reguladores de presión de aire conectados a las buretas. Para minimizar la difusión del aire hacia el sistema hidráulico del equipo, el agua de las buretas se reemplazó periódicamente por agua desaireada.

La Figura 3 muestra un esquema del equipo descripto.

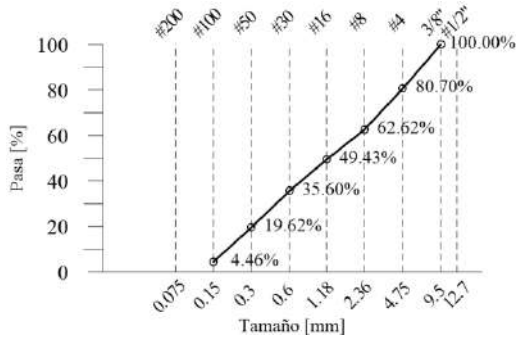


Figura 2. Curva granulométrica del árido de los hormigones plásticos ensayados

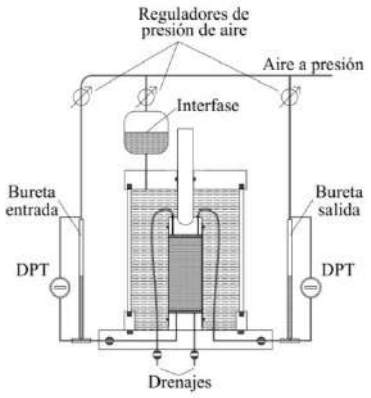


Figura 3. Equipo de ensayos

2.3 *Medición de la conductividad hidráulica.*

El programa de ensayos empleado es una adaptación del propuesto por Hinchberger, Weck y Newson (2010). La conductividad hidráulica de las muestras se determinó siguiendo el método de carga constante que se describe en la norma ASTM D5084-16a "Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter" (ASTM, 2016).

Como preparación para los ensayos, se rellenaron las oquedades de las superficies laterales de las probetas con una masilla plástica a base de arcilla, para minimizar el volumen de vacíos y evitar daños en la membrana. A continuación, una vez instalados los especímenes en el equipo y con los drenajes abiertos, se aplicó una presión de confinamiento de 25kPa y se inundaron las piedras porosas con agua proveniente desde las buretas, operando las vías de drenaje de los cabezales para desalojar el aire atrapado en los vacíos de las piedras y en los conductos del equipo.

La conductividad hidráulica de los especímenes en estado intacto se determinó para un gradiente de i=27. Para esto, la presión de poros y la contrapresión se incrementaron gradualmente hasta alcanzar una diferencia de presiones de 25kPa. Simultáneamente se incrementó la presión de cámara para asegurar un confinamiento efectivo de 25kPa en todo momento.

Una vez establecido el flujo, se monitorearon los caudales a la entrada y a la salida de las probetas, por un mínimo de 10hs. Transcurrido ese tiempo, en todos los casos se verificó que la relación entre los caudales de entrada y salida se mantuviera entre los valores límites 1.25 y 0.75. Bajo esta condición, se registró el volumen expulsado en un período de 5000 segundos, valor con el que se determinó la conductividad mediante la ecuación 1:

$$k = \frac{\Delta Q \cdot L}{A \cdot h \cdot \Delta t} \quad \textbf{(1)}$$

Donde:
k = Conductividad hidráulica
ΔQ = Volumen de agua que atravesó la muestra durante el intervalo Δt
L = Altura de la muestra
A = Sección transversal de la muestra
Δt = Intervalo de tiempo durante el que se registra ΔQ
h = Pérdida de carga promedio en L

El procedimiento que se describe en este apartado se repitió para determinar la conductividad hidráulica de las tres dosificaciones para confinamientos efectivos de 75, 375 y 775kPa.

Los resultados encontrados se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3. Conductividades hidráulicas k en condiciones de deformación desviadora nula para distintos niveles de confinamiento efectivo Pc'.

Confinamiento Pc' (kPa)	Dosis 1 k (m/s)	Dosis 2 k (m/s)	Dosis 5 k (cm/s)
25	7.5E-10	4.19E-09	9.02E-10
75	8.33E-10	2.51E-09	1.05E-09
375	6.33E-10	3.83E-10	6.44E-10
775	5.58E-10	3.52E-10	4.70E-10

2.4 *Variación de la conductividad hidráulica con la deformación axial.*

Una vez determinadas las conductividades hidráulicas correspondientes las presiones de confinamiento efectivas 75, 375 y 775kPa, se registró la variación de la permeabilidad con la deformación axial.

Para esto, se impusieron 5 incrementos de deformación desviadora, cada uno de ellos aplicados a tasa constante. Durante las etapas de deformación, el drenaje de las probetas se mantuvo abierto y las presiones en ambos cabezales se mantuvieron constantes, en los valores que se establecieron para medir la permeabilidad en condición de deformación nula.

Una vez alcanzado los niveles de deformación deseados se detuvo el desplazamiento del cabezal del equipo y se repitió el procedimiento descripto en el apartado anterior para determinar la conductividad hidráulica.

Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 3 a 5.

2.5 *Resistencia y rigidez.*

Las figuras 4 a 6 muestran también los gráficos tensión desviadora efectiva – deformación axial, determinados a partir de los datos registrados durante los ensayos que se describen en el apartado anterior.

Las rigideces de las muestras se calcularon con la ecuación 2, para 4 segmentos secantes correspondientes al 0.25%, 0.50%, 0.75% y 1% de deformación axial.

$$E_{Si} = \frac{q_i'}{\varepsilon_i} \quad \textbf{(2)}$$

Donde:
E_{Si} = Módulo de rigidez secante correspondiente a la deformación axial i
q'_i = Tensión desviadora efectiva correspondiente a la deformación axial i
ε_i= Deformación axial

Los valores de los módulos secantes pueden verse resumidos en la Tabla 4, donde además se indica un módulo promedio, la tensión desviadora máxima alcanzada y deformación correspondiente a la tensión máxima registradas para cada ensayo.

Tabla 4. Módulos promedio, tensión desviadora máxima alcanzada y deformación correspondiente a la tensión máxima para distintos niveles de confinamiento efectivo Pc'.

	Pc'	Dosis 1	Dosis 2	Dosis 5
Módulo de rigidez medio [MPa]	775 kPa	151.17	277.41	308.01
	375 kPa	251.08	193.27	157.72
	75 kPa	159.02	241.60	220.76
Tensión desviadora máxima [kPa]	775 kPa	5610	5740	5860
	375 kPa	3650	3890	4600
	75 kPa	2230	2820	2450
Deformación axial a la tensión desv. máxima [%]	775 kPa	4.19	3.90	3.25
	375 kPa	2.14	1.87	2.11
	75 kPa	1.41	1.85	1.47

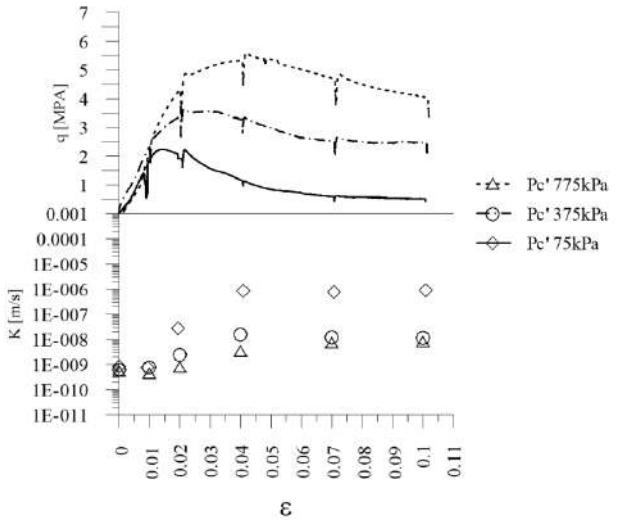


Figura 4. Variación de la conductividad hidráulica y de la tensión desviadora con la deformación de la dosificación 1 para los distintos confinamientos Pc' considerados.

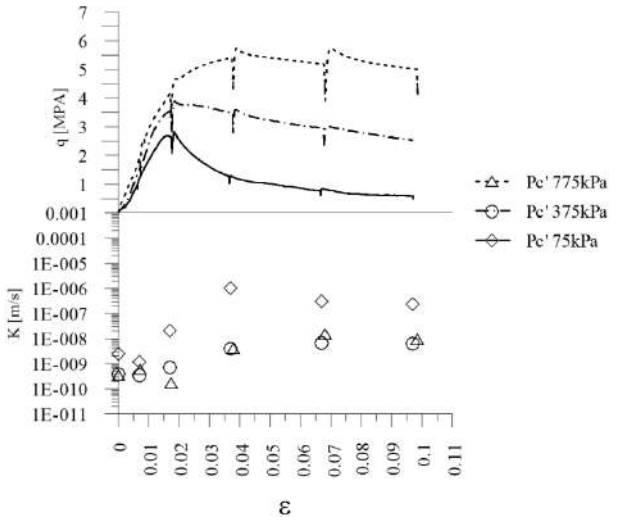


Figura 5. Variación de la conductividad hidráulica y de la tensión desviadora con la deformación de la dosificación 2 para los distintos confinamientos Pc' considerados.

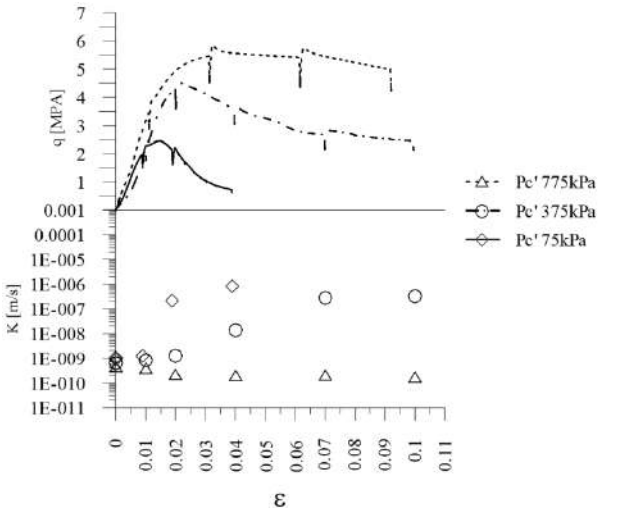


Figura 6. Variación de la conductividad hidráulica y de la tensión desviadora con la deformación de la dosificación 5 para los distintos confinamientos Pc' considerados.

3 DISCUSIÓN

La influencia de la presión de confinamiento efectiva en la conductividad hidráulica en condición de deformación desviadora nula no se aprecia claramente en los resultados obtenidos. Esto puede deberse a que las presiones de ensayo son bajas en relación a la rigidez de los materiales ensayados, por lo cual el confinamiento no cambia significativamente la porosidad del material.

Para deformaciones desviadoras del 2% o mayores se observa un aumento de la conductividad hidráulica, que varía con la presión de confinamiento. Para 75kPa de presión de confinamiento efectiva la conductividad aumenta de manera brusca cuando la deformación excede el 2%, y se mantiene prácticamente constante hasta el final del ensayo. Para presiones de confinamiento de 375kpa y 775kpa se obtienen resultados similares, aunque el aumento en la conductividad es menos marcado y ocurre de manera más gradual. En particular, la probeta de la dosis 5 ensayada a 775kPa de presión de confinamiento efectiva no experimentó cambio en la conductividad hidráulica con el aumento de la deformación.

En general, al finalizar el ensayo, se observó que las probetas habían desarrollado un plano de falla franco. A modo de ejemplo, la figura 7-a muestra una foto de la probeta de la dosis 2 ensayada con un confinamiento efectivo de 375kPa. Una excepción a lo descripto en el párrafo precedente, se observó para el espécimen de la dosis 5 ensayada a 775kPa de presión de confinamiento (figura 7-b). En este caso la probeta adoptó una forma de barril a lo largo del ensayo, sin desarrollar un plano de falla definido. Es interesante notar que en esta única probeta, la conductividad no aumentó con la aplicación de la deformación desviadora. De lo anterior se puede especular con que el aumento de la conductividad hidráulica con la aplicación de deformación desviadora es una consecuencia de la aparición del plano de falla, es decir del agrietamiento del material.

En cuanto al módulo de rigidez secante de las probetas ensayadas no se observa un aumento monótono con las presiones de confinamiento crecientes, como cabría esperar. Esto puede atribuirse a la variabilidad entre diferentes especímenes de ensayo y las limitaciones inherentes a la convención utilizada para calcular los módulos.

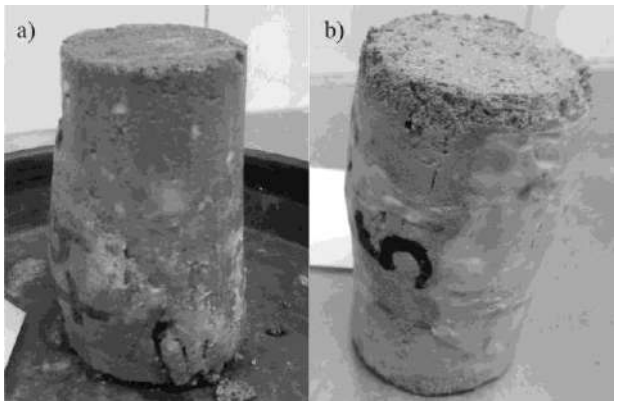


Figura 7. Estado de las probetas al finalizar el ensayo. **a)** Probeta D241 ensayada a Pc'=375kPa; **b)** Probeta D581 ensayada a Pc'=775kPa

4 CONCLUSIONES

Para las dosificaciones ensayadas y el rango de tensiones medias efectivas a que estará sometido el material en la obra, no se espera una disminución de la conductividad hidráulica por aumento del confinamiento.

La especificación de obra establece que la conductividad hidráulica debe ser menor a 1.0E-8 m/s. Los ensayos realizados permiten asegurar que esa especificación se sigue cumpliendo aún para deformaciones desviadoras de hasta el 1%. Este es un nivel de deformación considerable y es poco probable que se supere en la obra.

A partir de deformaciones desviadoras del 2% o mayores la conductividad hidráulica aumenta sensiblemente. En este proceso de degradación del material, la presión de confinamiento efectiva tiene un rol preponderante. Cuanto más elevado es el nivel de confinamiento, más lenta y gradualmente se pierde la estanqueidad. Esto es razonable si se tiene en cuenta que el aumento de la conductividad hidráulica está asociado al agrietamiento del material. En el contexto de la obra, esto significa que la zona más vulnerable de la pantalla es la más cercana a la superficie.

En la especificación de este tipo de material se suele establecer un módulo de rigidez máximo, como una forma de garantizar una "plasticidad" adecuada. La dispersión de los valores obtenidos y la dificultad para definir objetivamente el módulo de rigidez, llevan a pensar que este no es el parámetro más adecuado para el objetivo que se persigue. Una alternativa podría ser utilizar para ello la deformación a la que se alcanza el máximo esfuerzo desviador.

5 REFERENCIAS

ASTM (2016) *D5084-16a Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

Hinchberger S., Weck J. y Newson T. (2010) *Mechanical and hydraulic characterization of plastic concrete for seepage cut-off walls.* Canadian Geotechnical Journal 47 : 461–471

ICOLD (2018) *Cutoffs for Dams Bulletin 150*. CRC Press, Londres.

Pisheh Y. P. and Hosseini M. M. M. (2019) *Experimental Investigation of Mechanical Behavior of Plastic Concrete in Cutoff Walls*. Journal of Materials in Civil *Engineering* 31 (1).

Estudio del comportamiento mecánico de gravas para ser usadas en la presa El Tambolar

Study of the mechanical behavior of gravels to be used in the El Tambolar dam

Lucas Garino Libardi, Rubén Rodari & Luciano Oldecop
Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi", Facultad de Ingeniería, UNSJ. Av. Libertador Oeste 1290, lgarino@unsj.edu.ar

RESUMEN: El proyecto de aprovechamiento hidroeléctrico El Tambolar, actualmente en construcción, se ubica sobre el cauce del Río San Juan, en la provincia de San Juan, Argentina. La obra de cierre estará constituida por una presa tipo CFRD de materiales sueltos con cara de hormigón. En este trabajo se describe un programa de ensayos triaxiales y edométricos para estudiar las propiedades mecánicas de las gravas arenosas del yacimiento F y verificar su aptitud como préstamo para material 3B y T de la presa. Los ensayos triaxiales CD se realizaron en muestras con tamaño máximo de 1" compactados a una densidad de 2,25 g/cm3, aplicando presiones de confinamiento de 2, 5 y 8 kg/cm2. Para los ensayos edométricos se desarrolló una celda de anillo flotante de 400 mm de diámetro, que permitió ensayar muestras de 3" de tamaño máximo y aplicar presiones verticales de 15 kg/cm2. A los fines de estudiar la rotura de partículas, puntualmente la fracción retenida en el tamiz N° 4, se determinó la granulometría post compactación y la granulometría final una vez concluidos los ensayos. Los resultados obtenidos muestran que los materiales ensayados experimentan rotura de partículas bajo las condiciones de ensayo aplicadas, pero en todos los casos la cantidad de rotura es moderada, del orden de magnitud de la incertidumbre en el método de medición.

ABSTRACT: The El Tambolar hydroelectric development project, currently under construction, is located on the course of the San Juan River in the province of San Juan, Argentina. The closure structure will consist of a Concrete-Faced Rockfill Dam (CFRD). This work describes a program of triaxial and odometer tests to study the mechanical properties of the sandy gravels from deposit F, and based on the obtained results, verify their suitability for use in Zone 3B and T of the dam. The CD triaxial tests, were conducted on samples with a maximum size of 1" compacted to a density of 2.25 g/cm3. Confining pressures of 2, 5, and 8 kg/cm2 were applied. For the odometer tests, a floating ring cell with a diameter of 400 mm was developed, allowing testing of samples with a maximum size of 3" and applying vertical pressures of up to 15 kg/cm2. In order to study particle breakage, specifically the fraction retained on sieve No. 4, the post-compaction particle size distribution and the final particle size distribution were determined once the tests were completed. The results obtained show that the tested materials experience particle breakage under the applied testing conditions. However, in all cases, the amount of breakage is moderate, within the magnitude of uncertainty of the measurement method.

PALABRAS CLAVE: gravas – rotura de partículas – edometría – triaxiales

KEYWORDS: gravels - particle breakage - oedometric test – triaxial test

1 INTRODUCCIÓN.

El Proyecto Hidroeléctrico El Tambolar se encuentra en el Río San Juan, a 18,8 km aguas arriba de la Presa Los Caracoles. Este proyecto generará 70 MW de energía eléctrica que se integrará al Sistema Interconectado Nacional incrementando el aporte local de los aprovechamientos en operación: Complejo Hidroenergético Los Caracoles (125 MW), Punta Negra (65 MW), Quebrada de Ullum (45 MW) y La Olla (44 MW). También aumentará la regulación del río, disminuyendo los riesgos del sector agronómico asociados a sequías. En tal sentido, se espera que el proyecto amplíe el área productiva y además cree nuevas fuentes de empleo en actividades turísticas y recreativas.

La obra de cierre sobre el río requerirá la ejecución de una presa de materiales sueltos con cara de hormigón (C.F.R.D. por sus siglas en inglés). Esta estructura, actualmente en ejecución, presentará una altura sobre el nivel de fundación de 113 metros y un coronamiento de 450 metros de longitud. Además, se estima que se utilizarán alrededor de 6,4 millones de metros cúbicos de materiales pétreos de cantera para su construcción.

Las estructuras geotécnicas realizadas con materiales de préstamo son ampliamente utilizadas en la construcción de obras de contención. Sin embargo, presentan características especiales en su comportamiento mecánico y volumétrico que deben ser consideradas en las etapas de diseño y verificadas durante la construcción. En particular, se ha observado el desarrollo de deformaciones diferidas en el tiempo y de deformaciones de colapso causadas por el humedecimiento del espaldón de aguas arriba durante el llenado el embalse o en menor medida por lluvias intensas, lo que puede afectar significativamente la estabilidad estructural y durabilidad de las obras.

Una de las causas principales de este comportamiento mecánico es el fenómeno de rotura de partículas, fenómeno que se ve afectado tanto por la magnitud del estado de cargas como por la acción del agua.

Las cargas que se generan durante el llenado del vaso y la posterior operación, pueden producir presiones de contacto que superen la resistencia de las rocas, y resultar en el desarrollo roturas puntuales, redistribución de presiones y deformaciones diferidas en el tiempo. Dependiendo de la magnitud de las deformaciones, estas pueden resultar incompatibles con el resto de los materiales empleados y llegado el caso generar riesgos de sobrepaso.

Por otro lado, la acción del agua, por ejemplo debido a filtraciones en la cara impermeable puede incrementar la presión intersticial, reducir la resistencia de las partículas y aumentar la probabilidad de rotura.

En el presente trabajo se muestran los resultados de ensayos de laboratorio, triaxiales y edométricos, realizados en gravas arenosas del Yacimiento F del proyecto de la Presa Tambolar, material que se pretende usar como material 3B y T, en la zona del espaldón de aguas arriba de la presa. El objetivo del plan de

ensayos es el de estudiar el comportamiento mecánico-volumétrico de las gravas, prestando especial atención al fenómeno de rotura de partículas, cuantificado a través de la determinación de índices de rotura.

Adicionalmente se muestra una comparación de los resultados de los ensayos triaxiales con los efectuados en otro material de características similares utilizado como material 3B en la presa Punta Negra.

2 MÉTODOS Y MATERIALES.

2.1 *Gravas del yacimiento F*

El "Yacimiento F" se encuentra en la margen izquierda, aguas abajo de la presa, en la intersección del rio San Juan y Tambolar, con una dirección Norte – Sur.

En la Figura 1 se muestra la granulometría promedio de muestras obtenidas en 19 calicatas realizadas en el sector 1 en tres campañas realizadas entre 2014 y 2022, además se encuentran graficadas las curvas granulométricas objetivos en los ensayos triaxiales y edométricos, generadas por corte y corrección en 1" y 3" respectivamente.

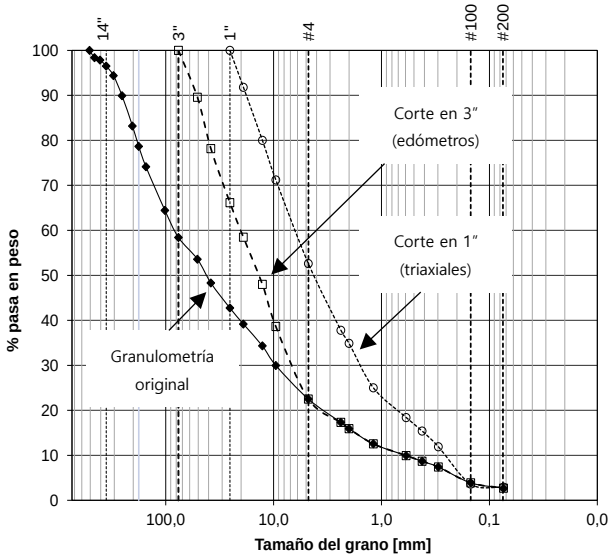


Figura 1. Distribución granulométrica de gravas del yacimiento F. promedio de calicatas sector I, corte en 1" corregido por reemplazo (triaxiales) y corte en 3" corregido por reemplazo (edometría).

2.2 *Ensayos triaxiales CD*

Los ensayos triaxiales fueron realizados en el Laboratorio de Geotecnia del IDIA entre febrero y mayo de 2018, sobre gravas arenosas del Yacimiento F, Sector 2, Pozo 15 del proyecto de la Presa "El Tambolar".

Se utilizó una cámara triaxial que permite alojar una probeta de 16,5 cm de diámetro y 33 cm de altura (Figura 2).

Se ensayaron 3 probetas, con granulometría idéntica, cortada a un tamaño máximo de 1". Las presiones de confinamiento utilizadas fueron de 0,20; 0,49 y 0,78 MPa respectivamente (2; 5 y 8 Kg/cm^2). Las probetas se compactaron utilizando un pisón Proctor standard alcanzando una densidad de 22,06 kN/m^3 (2250 kg/m^3) que resulta ser la máxima densidad alcanzable con los medios disponibles en el laboratorio. Todos los ensayos fueron de tipo consolidado-drenado con medición de cambio volumétrico durante las etapas de consolidación y la etapa de aplicación de esfuerzo desviador. Al finalizar cada ensayo las muestras fueron lavadas para eliminar el material que pasa el tamiz N°4. Luego el material seco retenido fue tamizado con la finalidad de medir la rotura de partículas comparando con los porcentajes de la granulometría original.

2.2.1 *Preparación de probetas*

Partiendo de las diferentes fracciones se preparó el material necesario para el armado de la probeta. El material mezclado se humedeció hasta alcanzar una humedad gravimétrica de 3% y se dejó reposar durante 2 horas en contenedor hermético para homogeneizar el contenido de agua, antes de montar cada probeta. Las probetas se montaron en cinco capas, compactando cada una de ellas hasta lograr la densidad de montaje. La presión de confinamiento efectiva durante la fase de montaje de la cámara triaxial (obtenida por aplicación de vacío en el interior de la probeta) se mantuvo en todo momento por debajo de 0,05 MPa. Una vez montada la cámara triaxial, se elevó la presión de cámara reduciendo el vacío interior a la misma tasa. Durante esta etapa también se mantuvo la presión efectiva de confinamiento por debajo de 0,05 MPa. Finalmente, se inyectó agua por la base de la probeta y se permitió el drenaje por la parte superior, manteniendo la circulación de agua durante un mínimo de 12 horas.

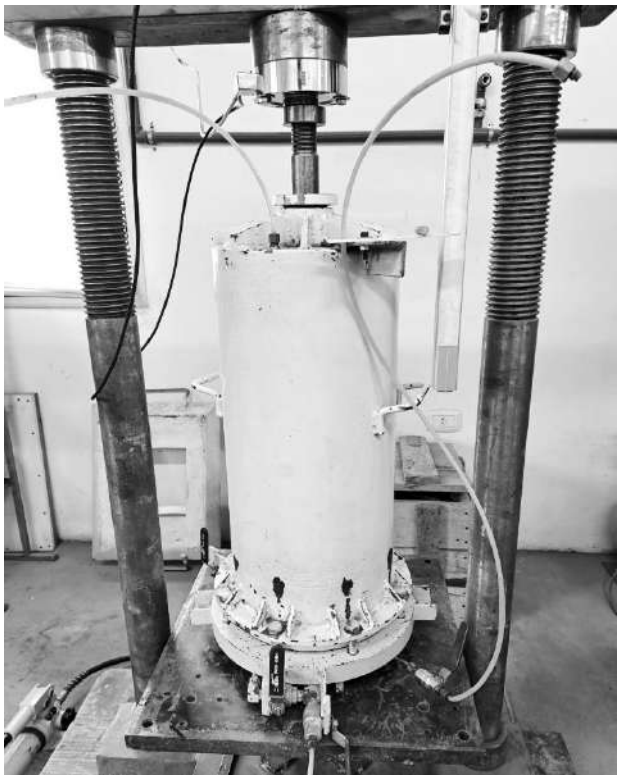


Figura 2. Cámara triaxial para ensayos de gravas con control electromecánico del desplazamiento.

2.2.2 *Consolidación isotrópica*

La etapa de consolidación isotrópica se realizó incrementando la presión de cámara en dos, tres o cuatro etapas de dos horas de duración cada una, según la presión de confinamiento efectiva a alcanzar: para el ensayo con confinamiento efectivo $\sigma'3c = 0,2$ MPa, se utilizaron escalones de $\sigma'3c = 0,05$; 0,1 y 0,2 MPa, para el ensayo con confinamiento efectivo $\sigma'3c = 0,5$ MPa, se utilizaron escalones de $\sigma'3c = 0,06$; 0,12; 0,245 y 0,5 MPa; y para el ensayo con confinamiento efectivo $\sigma'3c = 0,78$ MPa, se utilizaron escalones de $\sigma'3c = 0,05$; 0,1; 0,2; 0,4 y 0,78.0 MPa. En todos los casos se corrigió la carga axial aplicada de manera de mantener condiciones isotrópicas $\sigma1=\sigma3$.

2.2.3 *Esfuerzo desviador*

La etapa de esfuerzo desviador se realizó aplicando una tasa constante de deformación axial, manteniendo todos los drenajes

abiertos y contrapresión nula. La tasa de deformación axial se fijó en 3 mm/minuto, la cual se mantuvo hasta alcanzar la deformación axial límite del equipo triaxial (aproximadamente 25%).

2.2.4 *Análisis granulométrico post-ensayo*

Al final de cada ensayo se recuperó todo el material de cada probeta, se lavó sobre tamiz #4, descartando la fracción que pasa dicho tamiz, y se llevó la fracción retenida a estufa a 105 ºC hasta masa constante. Luego se realizó un análisis granulométrico mediante tamizado manual separando las fracciones con los tamices 3/4", 3/8" y #4 y pasa #4.

2.3 *Ensayos edométricos*

Los ensayos edométricos fueron realizados en el Laboratorio de Geotecnia del IDIA entre setiembre y octubre de 2022, sobre gravas arenosas del Yacimiento F, Sector 1, del proyecto de la Presa "El Tambolar".

El dispositivo desarrollado para hacer los ensayos consta de una celda edométrica de tipo flotante (ambos cabezales pueden desplazarse con respecto al anillo), formada por un cilindro de acero de 400 mm de diámetro interno, 400 mm de altura útil y 1" (25,4 mm) de espesor de pared.

El cabezal inferior está formado por una placa circular de acero de 1 ½" (38 mm) de espesor, posee una vía que permite el ingreso de agua a la probeta y un doble sello perimetral de manera de lograr la estanqueidad. En el cabezal superior también está realizado con una placa circular de 1 ½" de espesor y cuenta con una articulación en el vínculo mecánico con la celda de carga. Todo el conjunto se montó sobre una plataforma ubicada dentro de un marco de carga (Figura 3).

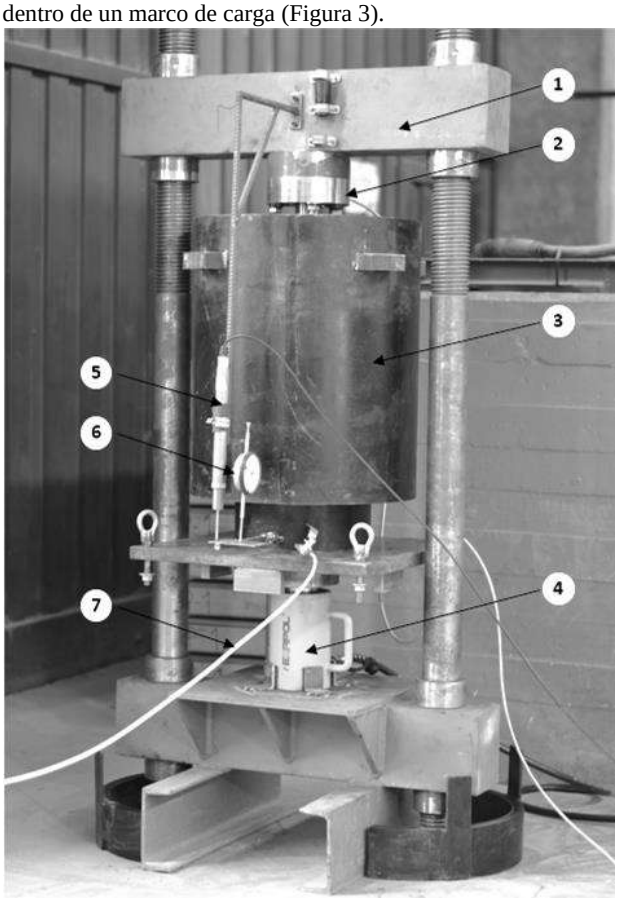


Figura 3. Dispositivo para ensayos edométricos en gravas. (1- Marco de carga, 2- celda de carga, 3 -celda edométrica, 4- cilindro hidráulico, 5- LVDT, 6- flexímetro y 7-via para inundación).

Para los desplazamientos del cabezal inferior se utilizó un cilindro hidráulico de 49 kN (50t) de capacidad. El accionamiento del cilindro se realizó por medio de un dispositivo electromecánico asociado a un sistema de control de tipo on-off (Figura 4). Adicionalmente se utilizó una celda de carga de 300kN de capacidad un LVDT tomado al travesaño superior del marco de carga (fijo) y a la plataforma de apoyo del cabezal inferior (móvil) y un flexímetro analógico para tener redundancia en la medida del desplazamiento vertical.

Se ensayaron 2 probetas, ambas con una tensión máxima vertical de 1,5 MPa. En el segundo ensayo se inundó la muestra al finalizar el paso correspondiente a 0,2 MPa.

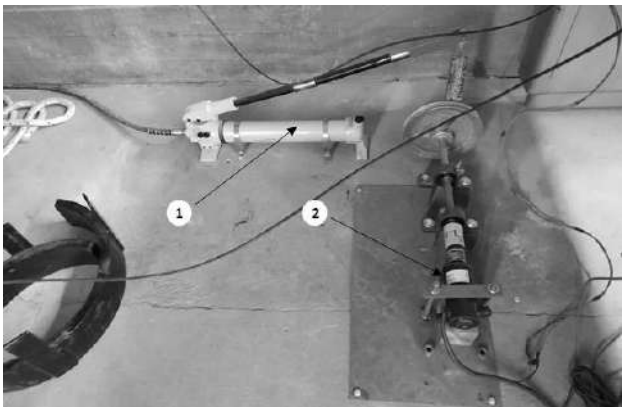


Figura 4. Dispositivo de accionamiento electromecánico. (1- Actuador hidráulico, 2- motor eléctrico).

2.3.1 *Preparación de probetas*

Partiendo de las diferentes fracciones se preparó el material suficiente para cada una de las tres capas en la que se dividió la probeta. Luego el material de cada capa fue humectado para alcanzar la humedad gravimétrica objetivo (4%).

La compactación para lograr la densidad objetivo (densidad seca 22,48 kN/m^3 (2293 kg/m^3) correspondiente al 100% de DR, se realizó por medio de un martillo de demolición eléctrico de 30kg, provisto de un pisón de base circular, de 100mm de diámetro.

Previo a la colocación de la muestra, la superficie interior de la celda fue recubierta con un doble film de polietileno adherido con una película uniforme de grasa, con la finalidad de reducir la fricción.

Se controló la altura de cada capa por medio de la lectura de una regla milimetrada posicionada en el centro del material y tomando como referencia el borde del anillo del edómetro.

Para los últimos milímetros de la capa superior (tercera en orden de ejecución) se utilizó una placa metálica de 390 mm de diámetro y 1" de espesor con el objeto de distribuir la presión ejercida por el martillo y lograr una superficie de contacto plana y uniforme.

2.3.2 *Aplicación de las cargas - inundación*

Las presiones de 0,05; 0,1; 0,2; 0,4; 0,8 y 1,5 MPa (aproximadamente 6,15; 12,31; 24,63; 49,26; 98,53 y 184,85 kN de caga) se aplicaron en etapas, manteniendo constante la presión en cada una de ellas durante 24hs. La descarga se realizó en forma manual en una sola etapa para el Ensayo 1, de 1,5 a 0 MPa. Para el Ensayo 2 se realizaron dos descargas en etapas, una intermedia partiendo de 0,4 MPa hasta alcanzar los 0,05 MPa (pasando por escalones de 0,2 y 0,1 MPa) y una final también en etapas partiendo de 1,5 MPa hasta alanzar los 0,05 MPa (pasando por escalones de 0,8; 0,4; 0,2 y 0,1 MPa).

En el Ensayo 2, 24 hs después de haber aplicado la presión de 0,2 MPa, se inundó la probeta con agua, introduciéndola por el

cabezal inferior con una carga estática de 40cm respecto de la superficie de contacto inferior de la muestra. Se registraron las deformaciones verticales durante 24 hs manteniendo la presión y luego se continuó con el procedimiento de carga descripto en el párrafo anterior.

3 RESULADOS.

3.1 *Ensayos triaxiales*

La Figura 5 muestra una comparación de la resistencia pico y residual, caracterizada por el ángulo de fricción obtenidos en los ensayos triaxiales del material del yacimiento F (Tambolar) y de ensayos triaxiales practicados en gravas del río San Juan. De este último material se tiene experiencia de la construcción de la Presa Punta Negra, en lo relativo a su baja deformabilidad con un comportamiento muy satisfactorio.

Se observa la típica disminución de resistencia de pico con el aumento de la tensión de confinamiento. Además, sistemáticamente las probetas del material de Punta Negra resultaron con resistencias de pico superiores a las del Yacimiento F de Tambolar. La diferencia en resistencia es moderada, entre un 3.5% y un 7% (para los confinamientos más elevados y más bajos respectivamente). Se observa además en la Tabla 1 y Tabla 2 que los valores de deformación axial para los que se obtiene la resistencia pico son entre un 45 y un 60% mayores en material del Yac. F. Los ángulos de fricción residuales también presentan una dependencia con la tensión de confinamiento, pero sus valores resultan similares para ambos materiales.

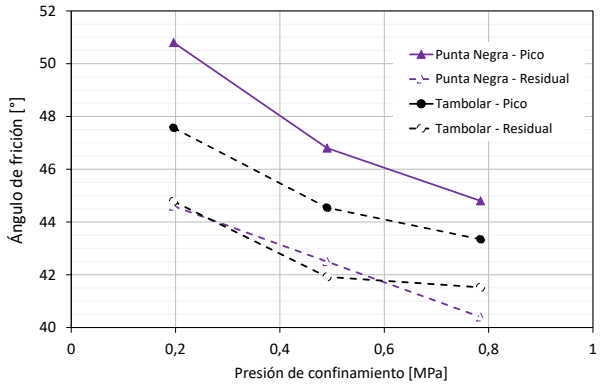


Figura 5. Ángulos de fricción pico y residual medidos en los ensayos triaxiales.

Tabla 1. Condiciones de resistencia pico.

Ensayo	q [MPa]	p´[MPa]	ε1 [%]	ϕ [°]
T01	1.11	0.56	4.50	47.6
T02	2.30	1.26	5.54	44.5
T03	3.43	1.93	8.76	43.3
PN04	1.35	0.65	2.80	50.8
PN02	2.64	1.37	3.83	46.8
PN03	3.74	2.03	5.78	44.8

Tabla 2. Condiciones de resistencia residual.

Ensayo	q [MPa]	p´[MPa]	ε1 [%]	ϕ [°]
T01	0,93	0,51	23,9	44,8
T02	1,97	1,15	24,88	41,9
T03	3,09	1,81	24,97	41,5
PN04	0,93	0,51	2,6	44,6
PN02	2,04	1,17	18,05	42,5
PN03	2,88	1,75	20,65	40,4

La Figura 6 presenta los datos de cambio volumétrico en función de la tensión media de confinamiento durante la etapa de consolidación de las probetas. Se observa de estos datos que la compresibilidad volumétrica de ambos materiales es muy similar. resultando las probetas del Yacimiento F ligeramente menos compresibles que las de Punta Negra.

La Figura 7 presenta las trayectorias de ensayo completas en el plano de compresión (e vs. p'). Como es de esperarse en un material tan denso. el comportamiento al aplicar la deformación desviadora es en todos los casos dilatante. Sin embargo las probetas del Yacimiento F de Tambolar muestran una menor dilatancia que las probetas del material de Punta Negra.

La Tabla 3 resume los resultados de los análisis granulométricos post-ensayo. Por comparación con la granulometría original se calculó para cada probeta el factor relativo de rotura "Br" (Hardin. 1985) que se define como:

$$B_r = \frac{B_p}{B_t} \qquad (1)$$

donde B_p es el potencial de rotura, que viene determinado por el área entre la curva de granulométrica inicial, y la línea vertical que representa el límite inferior de la granulometría (d = 4,75 mm en este caso); B_t es la rotura total, igual al área entre las curvas granulométrica inicial y final.

Los valores obtenidos par el índice de rotura son bajoasla de la Tabla 3, son bajos. En la Figura 8 se grafican los valores del factor de rotura vs. la presión de confinamiento. Se puede ver que la cantidad de rotura de partículas aumenta con la tensión de confinamiento aplicada. Sin embargo los resultados no muestran una tendencia clara sobre cuál de los materiales es el que experimenta mayor cantidad de roturas. Se debe tener en cuenta que para cantidades de rotura tan bajas. el método de medición tiene errores importantes (por ejemplo de la variabilidad propia del ensayo de tamizado)

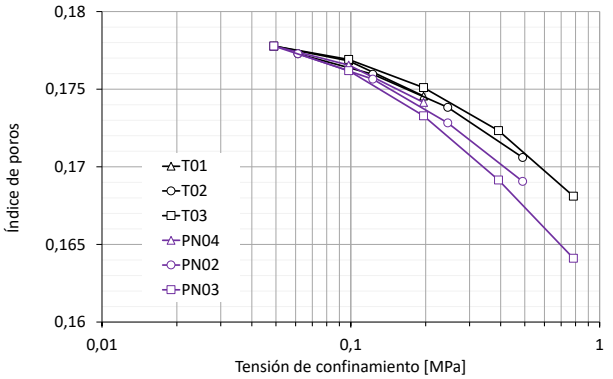


Figura 6. Cambio volumétrico de las probetas durante la fase de consolidación drenada.

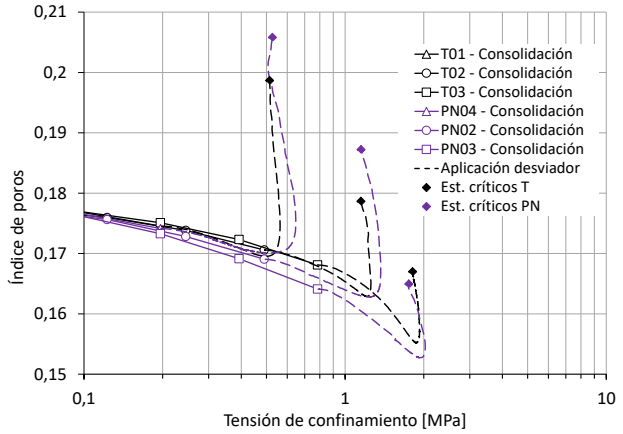


Figura 7. Cambio Trayectorias completas en el plano de compresión.

Tabla 3. Factor de rotura de partícula relativo (Hardin 1985) en función de la tensión de confinamiento aplicada.

Ensayo	T01	T02	T03	PN04	PN02	PN03
Br	1.0	1.9	3.6	1.7	2.8	2.5

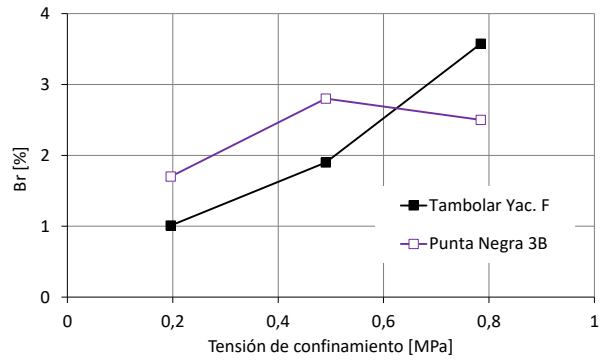


Figura 8. Factor de rotura de partícula (Hardin 1985) en función de la tensión de confinamiento aplicada.

3.2 *Ensayos edométricos*

Las curvas de consolidación para los dos ensayos realizados sobre el material del yacimiento F se muestran en la Figura 9 y Figura 10.

Al final de la prueba de compactación y de cada uno de los ensayos se recuperó todo el material de cada probeta y realizo un análisis granulométrico mediante tamizado manual empleando los mismos tamices que se utilizaron para separar las fracciones entregadas al laboratorio.

Con estos porcentajes retenidos se determinó el parámetro de rotura de partículas Bg (Marsal 1975), asumiendo que las fracciones menores que el tamiz #4 no sufren rotura durante los ensayos.

Para los autores el índice de rotura adimensional se determina como la suma de las diferencias en peso de cada fracción de material antes y después del ensayo, siempre que las diferencias sean positivas, en relación al porcentaje del peso total de la muestra para tamaños iguales o mayores que el tamiz #4.

En este trabajo se han considerado como valores de referencia la granulometría post ensayo de compactación de tal manera de descartar las roturas efectuadas durante el armado de la probeta

Los valore obtenidos para el parámetro Bg se muestran en la tabla 4.

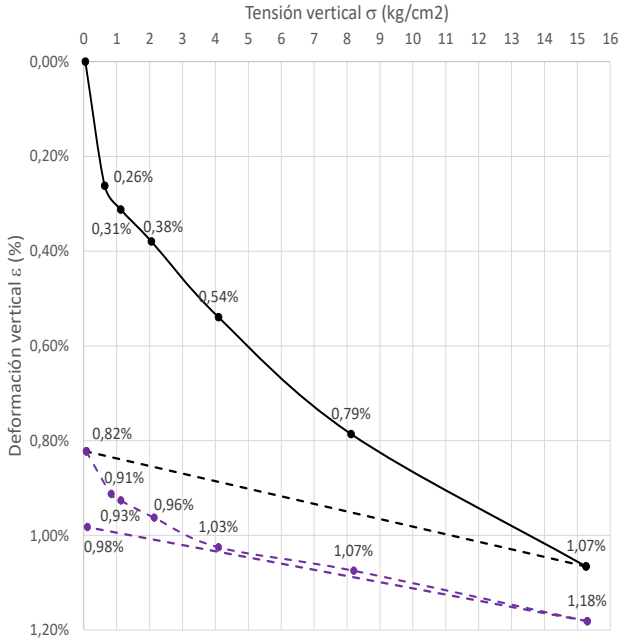


Figura 9. Curva de consolidación edométrica ensayo 1 (Material yacimiento F - Tambolar).

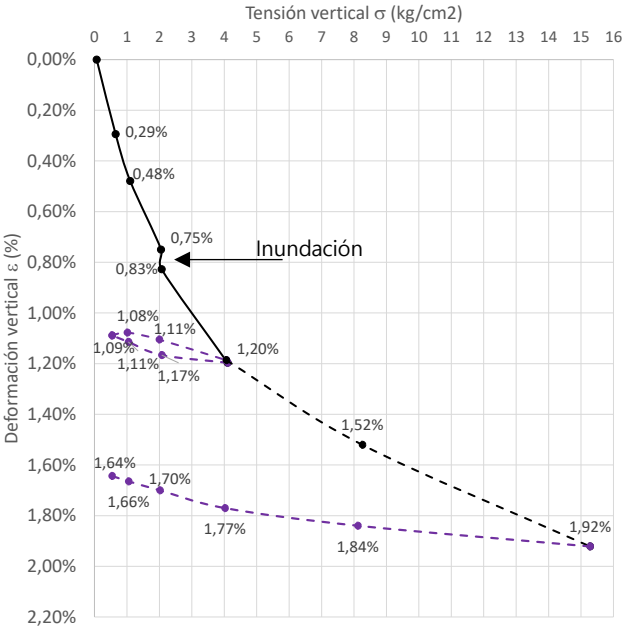


Figura 10. Curva de consolidación edométrica ensayo 2 (Material yacimiento F - Tambolar).

Tabla 4. Determinación del índice e rotura de partícula Bg para el material del yacimiento F post prueba de compactación y post ensayos edométricos.

Ensayo	Post compactación	Ensayo 1	Ensayo 2
Bg [%]	5.27	7.74	5.29

CONCLUSIONES

De los resultados observados en los ensayos edométricos se pude concluir que:

- Las deformaciones máximas alcanzadas para tensiones verticales de 1,5 MPa en ambos son bajas, 1,07% y 1,92% para el ensayo 1 y 2 respectivamente.

- La deformación por inundación en el ensayo 2 con una tensión vertical aplicada de 0,2 MPa fue de 0,08%. La muy baja deformación por inundación obtenida, se explica por la utilización de compactación en húmedo con elevada energía. Esto hace que la mayor parte de la rotura de partículas ocurra durante la compactación.
- En cuanto a la rotura de partículas, los parámetros determinados para ambos ensayos son bajos y de magnitud comparable con el ensayo de referencia (post compactación), por lo que se pude asumir que mayoritariamente la rotura se produjo durante el armado de la probeta. La escasa rotura de partículas hace que los errores propios de la metodología de tamizado interfiera con la medición de la rotura.

Los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales, y su comparación con ensayos previos realizados en material 3B usado en la presa Punta negra, muestran que:

- Ambos materiales experimentan rotura de partículas bajo las condiciones de ensayo aplicadas, creciente con la tensión de confinamiento, pero en ambos casos la cantidad de roturas es muy moderada. Las mediciones directas no permiten decir cuál de los dos materiales sufre mayor cantidad de rotura de partículas.
- Las mediciones de resistencia pico, resulta evidente que el material 3B de Punta Negra tiene resistencias sistemáticamente superiores a las del material del Yacimiento F de Tambolar. La diferencia no es grande, sólo entre un 3% y un 7%. También el material 3B de Punta Negra tiene mayor tendencia a dilatar durante la aplicación del esfuerzo desviador que, el material del Yacimiento F de Tambolar. Estas dos diferencias podrían atribuirse a: 1) una diferencia en la forma de las partículas (mayormente de las fracciones gruesas) o 2) una mayor tendencia a la rotura de partículas del segundo material en comparación al primero. Sin embargo, como ya se explicó, este segundo efecto no pudo medirse en forma directa porque la variación del parámetro Br está en el orden de magnitud de la incertidumbre del método de medición (tamizado).
- Finalmente, la comparación del comportamiento de ambos materiales en la fase de consolidación (compresión isótropa) no muestra ninguna diferencia en cuanto a la compresibilidad de los materiales.

4 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al organismo Energía Provincial Sociedad del Estado (EPSE) de la provincia de San Juan por los permisos concedidos para la publicación de los resultados de ensayos de laboratorio realizados en el Instituto de Investigaciones Antisísmicas de la Universidad Nacional de San Juan.

5 REFERENCIAS

Hardin, B.O. (1985). *Crushing of soil particles. Journal of Geotechnical Engineering* 111 (10).1177–1192.

Marsal, R. J. (1973). *Mechanical properties of rockfill. Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume*. Hirschfeld, R. C. & Poulos, S. J., eds. John Wiley & Sons.

Influencia de la densidad seca y la humedad de compactación sobre la presión de hinchamiento de un suelo de la formación Sarmiento.

Influence of dry density and compaction water content over swelling pressure on a Sarmiento's Formation soil.

Sandra Orlandi, **Rodrigo Sánchez**, Marlene Cardozo, Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Argentina. sandra.orlandi@gmail.com

Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España

RESUMEN: Los suelos expansivos han sido encontrados en muchas regiones alrededor del mundo. Deben su origen a depósitos sedimentarios producidos en aguas someras con alto contenido de sales, y son causantes de muchas y muy variadas patologías desarrolladas en diferentes tipos de obras civiles. Ya sea en su estado compactado o natural este tipo de suelos se expanden o contraen al modificarse su humedad. En el caso de presentarse un aumento en la humedad se desarrollará una presión de hinchamiento y una variación del volumen las cuales permiten clasificar cualitativamente al suelo en términos del potencial de expansión. Conocer la magnitud de la presión de hinchamiento que desarrolla un determinado suelo expansivo al variar su densidad seca y su humedad es necesario para el diseño y cálculo del sistema de cimentación de una obra. Esta presión de hinchamiento puede ser determinada empleando diferentes métodos: directos e indirectos, el aparato de Lambe pertenece al grupo de los métodos directos. En este artículo se evaluará la influencia que tanto la densidad seca como la humedad poseen sobre la presión de hinchamiento en probetas moldeadas a tres densidades secas y cinco humedades diferentes. El suelo empleado es un suelo expansivo denominado CRclay perteneciente a la formación Sarmiento de la ciudad patagónica Comodoro Rivadavia. Los resultados obtenidos empleando el aparato de Lambe para muestras compactadas de CRclay permitieron confirmar que la presión de hinchamiento se encuentra directamente vinculada a las condiciones iniciales de compactación evaluadas por medio de la humedad inicial y densidad seca.

ABSTRACT: Expansive soils have been found in many regions all around the world. This type of soils come from sedimentary deposits produced in shallow waters with high salt content, being causative of lots of very variated pathologies that affect civil constructions. Expansive soils are characterized for presenting volumetric variations when changes in water content are produced. When there is an increase in the soil's water content, an increment in both the swelling pressure and volume are produced. These changes are a way of qualitatively characterizing the soil in terms of its swelling potential. Bearing this in mind, is that determining the swelling pressure's value in terms of its dry density and water content is so important when designing a construction's foundation system. There are several ways in which swelling pressure might be determined, being them classified in direct and indirect methods. In this article, the influence of dry density and compaction water content over the soil's swelling pressure will be studied using Lambe's test, which corresponds to the direct method's group. The specimens tested in the development of this research were molded with three different dry densities and five different water content percentages. The soil used is an expansive soil called CRclay belonging to the Sarmiento formation of the Patagonian city of Comodoro Rivadavia. The results obtained using Lambe's apparatus for compacted samples of CRclay confirmed that the swelling pressure is directly related to the initial compaction conditions evaluated by means of initial moisture and dry density.

PALABRAS CLAVE: arcilla expansiva - formación Sarmiento - presión de hinchamiento - Lambe.

KEYWORDS: expansive clay - Sarmiento Formation - swelling pressure - Lambe.

1 INTRODUCCIÓN

La Formación Sarmiento está conformada por una secuencia de estratos de areniscas, limolitas y lutitas (Spalletti, & Mazzoni, 1979). Son de origen marino, se encuentran fuertemente fracturados y en el caso de los estratos de lutita fuertemente preconsolidados presentan un potencial de expansión alto a muy alto. Uno de estos estratos, denominado CRclay (Orlandi & Manzanal, 2019), fue seleccionado para analizar el efecto de la humedad y la densidad seca sobre la presión de hinchamiento, utilizando el material remoldeado. Para la obtención de la presión de hinchamiento se empleó el aparato de Lambe (1962), el cual es considerado un método de determinación directo del parámetro estudiado, y que se caracteriza por mantener el volumen constante a lo largo del ensayo.

CRclay fue caracterizada física, mecánica, hidráulica y microestructuralmente (Orlandi & Manzanal, 2019, Manzanal et al., 2019). Dentro de los ensayos de caracterización realizados se encuentran los siguientes: límites de Atterberg (IRAM 10501:2007, 2007), superficie específica (Santamarina et al., 2002), distribución de partículas empleando difracción laser, DRX, SEM, FTIR, potencial Z. Estas propiedades permiten clasificar cualitativamente a CRclay y evaluar su potencial de expansión (Holtz, Gibbs, 1956). Diversos autores proponen clasificaciones cualitativas en función de propiedades como el límite líquido (LL), límite plástico (LP), índice plástico (IP), contracción lineal (CL), expansión libre (FS), pasante tamiz #200, relación de vacíos libre, entre otros (Vaught et al., 2006, Prakash, & Sridharan, 2004, Puppala et al., 2014, Ranganatham & Satyanarayana, 1965, Prakash & Sridharan, 2004). Estos sistemas de clasificación permiten identificar el potencial de expansión (Seed, et al., 1962) pero no la presión de hinchamiento o el hinchamiento libre.

Una de las propiedades mecánicas que es necesario determinar en los suelos expansivos es la presión de

hinchamiento (Kayabali & Demir, 2011, Lambe, 1960, IRAM 10604/1987). Esta presión corresponde a la que desarrolla un suelo al aumentar la humedad en su masa y es la que permite diseñar y calcular los sistemas estructurales (incluidas las cimentaciones) (Duncan, 1992, Ranganatham & Satyanarayana, 1965). La presión de hinchamiento depende de varios factores entre los cuales se pueden mencionar la densidad seca y la humedad inicial, ambos parámetros estudiados en este artículo.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 *CRclay: caracterización*

CRclay es un material que se encuentra asociado a patologías muy diversas en obras civiles de la ciudad de Comodoro Rivadavia (Lambe, 1962, Orlandi et al., 2015). Pertenece a una secuencia estratigráfica en la cual tres de los estratos poseen potencias que varían entre los 3 a 4 metros y han sido clasificados como de muy alto potencial de expansión. El más superficial de estos estratos es CRclay. Los dos restantes fueron denominados GAclay y FRclay. Este material se encuentra fuertemente fracturado lo cual impide la obtención de muestras en estado natural para los diferentes ensayos.

La caracterización de una arcilla en estado natural permite clasificarla de acuerdo con su potencial de expansión (Atterberg, 1911, Sridharan, & Prakash, 2000). Como consecuencia de la imposibilidad de obtener muestras inalteradas se realizaron ensayos sobre muestras remoldeadas. La densidad y la densidad de diseño tuvieron en cuenta la densidad seca máxima y humedad óptimas obtenidas mediante el ensayo Harvard Miniatura (Wilson, 1970). La compactación de las muestras empleadas para la determinación de la presión de hinchamiento fue realizada mediante el uso de una prensa hidráulica dotada de registro de carga máxima. En el estudio no se consideró el efecto de la edad de las probetas. Todas las probetas fueron moldeadas a la densidad seca y humedad de diseño, cubiertas con film de polietileno, y almacenadas en una cámara con humedad y temperatura controladas durante 24h. Una vez completado este proceso se determinaban sus dimensiones y su peso, previo al inicio del ensayo. Al finalizar el ensayo se realizaba un nuevo registro de humedad para calcular el grado de saturación de la probeta.

La identificación de los minerales formadores de la arcilla mediante la realización de DRX, SEM, superficie específica, capacidad de intercambio catiónico, permite conocer si se trata de montmorillonitas, illitas o caolinitas, su microestructura y su potencial de expansión (Seed et al., 1962). La permeabilidad, la porosimetría, las curvas de saturación, el comportamiento durante el hinchamiento libre y restringido (Orlandi et al., 2021), permiten evaluar el comportamiento hidráulico y mecánico del suelo en condiciones compactadas (Tabla 1).

Tabla 1. Propiedades fisicoquímicas de CRclay (Orlandi et al, 2019).

Muestra	CRclay
Arcilla	77.0
Limo	21.0
Arena	2.0
Sulfatos [mg/kg]	3608
Capacidad de Intercambio catiónico	55
Clasificación SUCS	MH
Superficie específica [m^2/s]	563
Hinchamiento libre [%]	132
Mineral identificado DRX	Esmectita 100%

2.2 *Presión de hinchamiento*

La determinación de la presión de hinchamiento se realizó con el aparato de Lambe (Lambe, 1962) el cual al ser un método directo permite analizar su evolución en las diferentes etapas: hinchamiento inicial explosivo (IS), hinchamiento primario (PS), hinchamiento secundario (SS) (Delage, 2007, Lloret et al., 2003).

El ensayo consiste en colocar una probeta dentro de un anillo rígido, entre sendos papeles de filtro y piedras porosas. Una vez posicionado el elemento superior que se encuentra directamente apoyado en el aro dinamométrico o celda de carga (en nuestro caso se empleó un aro dinamométrico) se aplica una pequeña carga inicial para asegurar el correcto contacto de todas las partes. En forma simultánea que se produce la inundación de la celda se inicializa el reloj. Las lecturas se registran a lo largo del tiempo hasta cumplirse el día 21. El primer día se registran las lecturas con mayor frecuencia debido a que en este período se produce la mayor expansión (expansión inicial o explosiva IS, initial swelling). Una imagen de la celda de Lambe en funcionamiento puede observarse en la Fig.1.



Figura 1. Celda de Lambe para la determinación de la presión de hinchamiento en probetas de suelos expansivos.

En este estudio fueron seleccionadas tres densidades secas para el análisis de la influencia sobre la presión de hinchamiento: 13kN/m^3, 14 kN/m^3 y 15 kN/m^3. Las probetas moldeadas a densidades secas inferiores a 13kN/m^3 se desmoronaban para bajas humedades de moldeo. Esto imposibilitaba su colocación en la celda del aparato Lambe. Las probetas moldeadas a densidades secas superiores a 15kN/m^3 presentaron inconvenientes durante el moldeo con altas humedades debido a la baja permeabilidad de CRclay y la lenta redistribución del agua en los poros. Durante la compactación parte de la muestra era expulsada de los moldes, perdiéndose parte del material, no alcanzando de este modo la densidad seca deseada.

En cuanto a la humedad (la segunda de las dos variables consideradas) el rango seleccionado quedó definido por un límite inferior y uno superior. El límite inferior de 18% fue escogido considerando que éste era el valor mínimo de humedad que permitía moldear probetas con 13kN/m^3 de densidad seca sin que las mismas se desmoronaran al montar el ensayo. El límite superior de 30% fue definido por ser el máximo valor de humedad que permitía moldear probetas con 15kN/m^3 de densidad seca sin que se perdiera material durante el moldeo. De

esta manera, las humedades de ensayo seleccionadas fueron: 18%, 21%, 24%, 27%, 30%.

El rango de duración de los ensayos resultó ser de 22 a 28 días. Con la disminución de la densidad seca y el aumento de la humedad, la duración del ensayo era disminuía. La cantidad de ensayos exitosos realizados fue de 12 (doce), siendo que tres resultaron fallidos y se encuentran en proceso de re-obtención.

La influencia de la humedad de moldeo sobre la presión de hinchamiento (pH) a lo largo del tiempo es analizada en las Fig.2, Fig.3, y Fig.4. Cada gráfico corresponde a los ensayos realizados para una misma densidad seca. Para comprender la influencia de la humedad sobre la densidad sin tener en cuenta al tiempo, se realizan diferentes gráficos donde el tiempo considerado es el mismo para cada uno de ellos (Fig.5, Fig.6, Fig.7 y Fig.8).

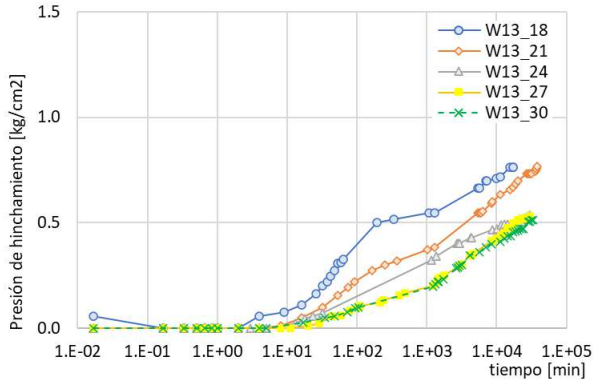


Figura 2. Desarrollo de la presión de hinchamiento en probetas moldeadas a 13kN/m^3 de densidad seca.

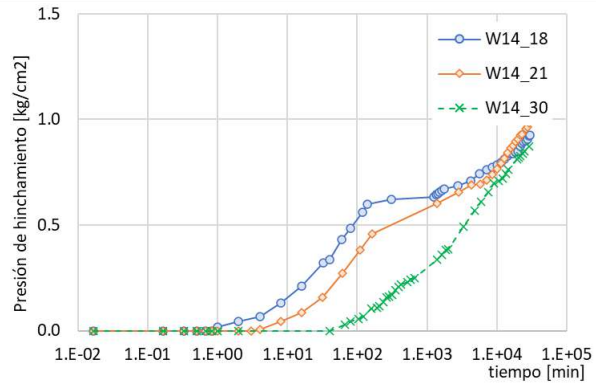


Figura 3. Desarrollo de la presión de hinchamiento en probetas moldeadas a 14 kN/m^3 de densidad seca.

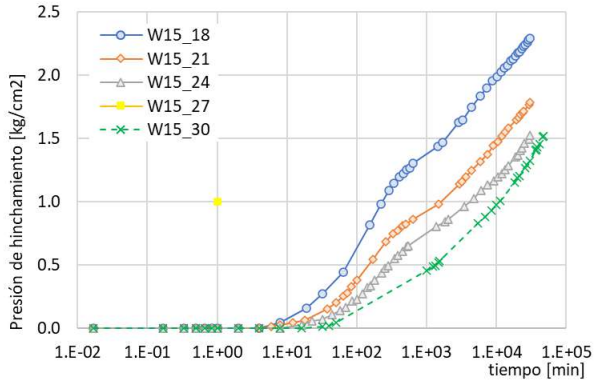


Figura 4. Desarrollo de la presión de hinchamiento en probetas moldeadas a 15 kN/m^3 de densidad seca.

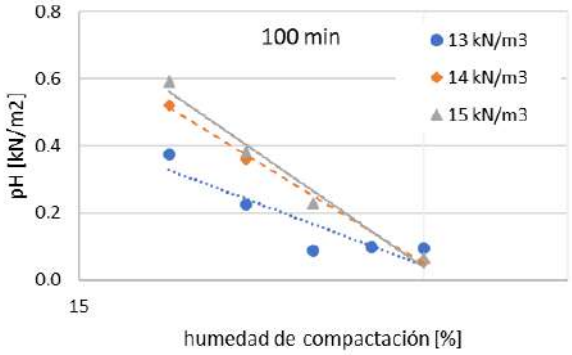


Figura 5. Presión de hinchamiento en función de la humedad de moldeo, para diferentes densidades secas, transcurridos 100 min de ensayo.

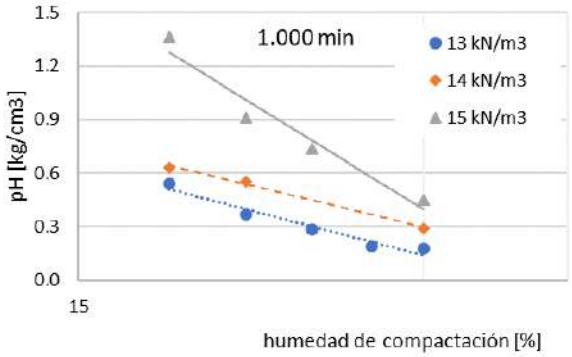


Figura 6. Presión de hinchamiento en función de la humedad de moldeo, para diferentes densidades secas, transcurridos 1.000 min de ensayo.

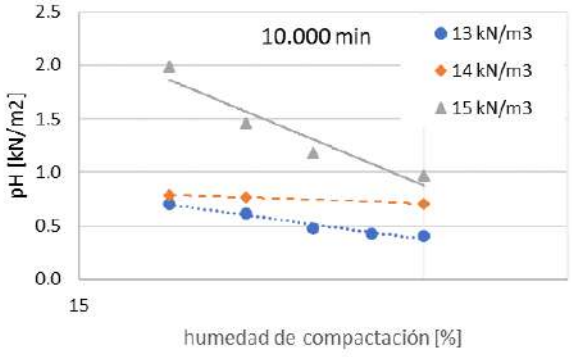


Figura 7. Presión de hinchamiento en función de la humedad de moldeo, para diferentes densidades secas, transcurridos 10.000 min de ensayo.

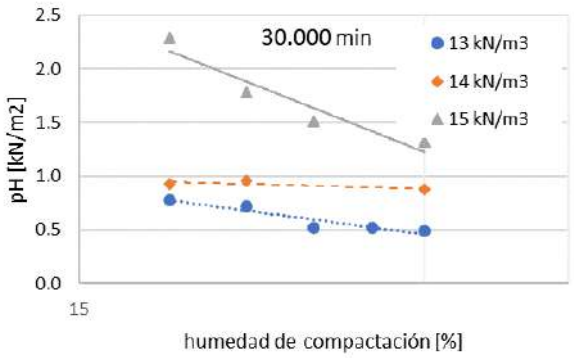


Figura 8. Presión de hinchamiento en función de la humedad de moldeo, para diferentes densidades secas, transcurridos 30.000 min de ensayo.

Las tablas y figuras muestran que existe una relación directa entre la presión de hinchamiento y la densidad seca y la humedad iniciales. El tiempo transcurrido desde el comienzo del ensayo influye sobre los valores de presión de hinchamiento, demostrando que el registro de la presión de hinchamiento a 24h (presión de hinchamiento inicial o pHo) subestima el valor registrado a los 30.000 min (presión de hinchamiento final o pHf) o aproximadamente a los 21 días (Tabla 3).

3 RESULTADOS

Analizando la información obtenida en los ensayos para diferentes densidades secas, humedades y tiempos de ensayo, surgen las curvas de tendencia de las Fig.5, Fig.6, Fig.7 y Fig.8, las cuales fueron trazadas para tiempos de ensayo seleccionados: 100 min, 1.000 min, 10.000 min, 30.000 min. Los parámetros A y B (pH=A.ln(ω)+B) de las líneas de tendencia se presentan en la Tabla 2. La tendencia mostrada coincide con lo esperado: en todos los gráficos la pH aumenta con el incremento de la densidad seca inicial y con la disminución de la humedad inicial. Por otro lado, observando las Fig.2, Fig.3, Fig.4 se identifican las diferentes etapas desarrolladas durante el proceso de hinchamiento de un suelo compactado. En estas etapas se producen primero la saturación de los macroporos, luego la saturación de los microporos y por último el desarrollo de la doble capa difusa.

De acuerdo con la normativa, la pH determinada por el método de Lambe es la obtenida luego de 24h del inicio del ensayo (pHo). En nuestro caso los ensayos se extendieron por entre 21 y 28 días (pHf). Obteniendo la relación entre la pHo y la pHf es posible observar que el valor empleado de acuerdo con las normas subestima el valor de la pH a largo plazo (Tabla 3 y Fig. 9). El orden en que se subestima esta presión depende de la densidad seca y de la humedad inicial de moldeo de la muestra. Cuanto mayor es la densidad seca, menor es el orden de subestimación (esto puede observarse en la Tabla 3 comparando los valores de la relación pHo/pHf). Esto podría ser atribuido al hecho de que los macroporos se encuentran en menor proporción en las probetas con mayor densidad seca. Esta saturación se produce en las primeras horas consideradas desde el inicio del ensayo. Las etapas primaria y secundaria se desarrollan luego de las primeras 12h.

Por otro lado, cuanto mayor es la humedad inicial, menor es la diferencia entre ambas presiones. Esto se debe a que los macroporos se encuentran más cercanos a la saturación, mientras que a menores humedades se produce el fenómeno contrario. Cabe destacar que este análisis solamente es válido debido a que todas las probetas fueron ensayadas a las 24h de moldeadas. Esto debe ser considerado debido a que en los suelos expansivos remoldeados se produce la redistribución del agua dentro de la masa a lo largo del tiempo, y también, debido a que la magnitud de las fuerzas ejercidas la doble capa difusa es la que prepondera y domina esta redistribución.

Tabla 2. Parámetros de las rectas de tendencia obtenidas para diferentes tiempos, densidades secas y humedades de moldeo. pH=A.ln(ω)+B

tiempo [min]	γd [kN/m^3]	A	B
10	13	-0.15	0.48
	14	-0.27	0.89
	15	-0.13	0.44
100	13	-0.55	1.90
	14	-0.89	3.08
	15	-1.01	3.46
1000	13	-0.71	2.56
	14	-0.66	2.55
	15	-1.69	6.14
10000	13	-0.62	2.49
	14	-0.01	0.89
	15	-1.89	7.30
20000	13	-0.03	1.20
	14	-0.10	1.15
	15	-1.85	7.35
30000	13	-0.62	2.57
	14	-0.13	1.31
	15	-1.81	7.34

Tabla 3. pH obtenidas para 1 día y 21 días de ensayo para diferentes densidades secas y humedades de moldeo. pH=A.ln(ω)+B

Ensayo	ω [%]	pHo	pHf	pHo/pHf [%]	A	B
W13_18	18	0.55	0.76	72		
W13_21	21	0.38	0.73	52		
W13_24	24	0.35	0.53	66	-0.53	2.22
W13_27	27	0.23	0.53	43		
W13_30	30	0.22	0.51	43		
W14_18	18	0.65	0.93	70		
W14_21	21	0.60	0.98	61	-0.61	2.46
W14_30	30	0.34	0.87	39		
W15_18	18	1.44	2.29	63		
W15_21	21	0.98	1.78	55	-0.75	2.81
W15_24	24	0.81	1.53	53		
W15_30	30	0.41	1.40	29		

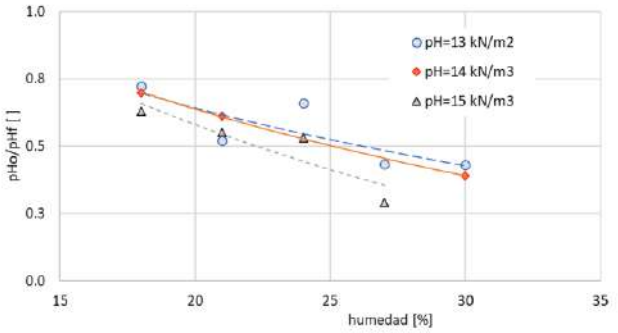


Figura 9. Relación entre la presión de hinchamiento registrada a las 24 horas luego del inicio del ensayo y la presión de hinchamiento a los 21 días luego del inicio del ensayo.

4 CONCLUSIONES

El comportamiento de los suelos expansivos ha sido y es estudiado en diferentes regiones y por diversos grupos de investigadores. Estos suelos producen patologías cuya remediación representa costos mayores a los producidos por fenómenos catastróficos naturales. Diversos países de los cinco continentes poseen suelos expansivos localizados en la zona afectada por las cimentaciones. Para diseñar cimentaciones en presencia de este grupo de suelos, surge la necesidad de comenzar por clasificarlos en función de su potencial de expansión. Una vez identificados, el próximo paso es determinar su presión de hinchamiento característica, en función de la cual se diseñan las fundaciones. Estos suelos una vez alterados o remoldeados modifican sus propiedades en función de su humedad inicial y densidad seca.

En este trabajo se comprobó que CRclay presenta el siguiente comportamiento ante los cambios en el tiempo de ensayo, densidad seca y humedad iniciales:

- La presión de hinchamiento aumenta con el incremento en la densidad seca inicial y decrece con el incremento de la humedad inicial. Ambas condiciones fueron verificadas sobre probetas ensayadas 24h después del moldeo.
- La relación entre las presiones de hinchamiento obtenidas a las 24h y 21d luego de iniciado el ensayo decrece con el aumento de humedad y decrece con el aumento de la densidad seca inicial. Esta información permite sugerir que los ensayos deben extenderse por al menos 21 días en lugar de las 24 horas sugeridas en la norma.
- Las tres etapas que presenta un suelo expansivo remoldeado durante su expansión son más claras en suelos con menor humedad y mayor densidad seca inicial. También es posible confirmar que la etapa inicial se desarrolla mayormente dentro de las primeras 24h mientras que las etapas de hinchamiento primario y secundario se desarrollan en los siguientes 20 días de ensayo.

Estos resultados muestran la importancia de la determinación de la densidad seca y la humedad iniciales en suelos expansivos compactados, así como la determinación de la presión de hinchamiento a un tiempo de ensayo superior a las 24 horas. La determinación de la presión de hinchamiento en un tiempo mayor permitiría obtener valores más cercanos a los esperables.

Actualmente, se encuentran en marcha ensayos realizados mediante el método ASTM, en el cual se realiza un análisis similar al presentado en este artículo, pero empleando un método indirecto de determinación de la presión de hinchamiento. Ampliar el rango de densidades secas iniciales de compactación permitiría obtener una correlación entre la presión de hinchamiento y la humedad con la presión de hinchamiento desarrollada por CRclay determinada mediante el aparato de Lambe.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET). Los autores también agradecen el apoyo financiero de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Proyecto UNPSJBSYT PI1364) y de la Secretaría de Políticas Universitarias (MEYD-SPU) (Proyecto "Agregando Valor 2017 - Fundaciones Sustentables" RESOL-2017-5157-APN-SECPU#ME), y al personal de LISHA (Laboratorio de investigación de Suelos, Hormigones y Asfaltos).

6 REFERENCIAS

Atterberg, A. (1911). *On the investigation of the physical properties of soil and on the plasticity of clays*. Int. Mitt. für Bodenkunde, 1, 10–43.

Delage, P. (2007) *Microstructure Features in the Behaviour of Engineered Barriers for Nuclear Waste Disposal*. In: Schanz T. (eds) Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Springer Proceedings in Physics, vol 112. Springer, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/3-540-69873-6_2, https://www.researchgate.net/publication/226881442_Microstructure_Features_in_the_Behaviour_of_Engineered_Barriers_for_Nuclear_Waste_Disposal January 2007.

Duncan, C. I. (1992) *Expansive Clay. In: Soils and Foundations for Architects and Engineers*. Springer, Boston, MA. https://doi.org/10.1007/978-1-4757-6545-8_11

Holtz W., Gibbs H. (1956) *Engineering Properties of Expansive Clays* Journal Article. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 641-663. V 121. N 1R doi: 10.1061/TACEAT.0007325.

IRAM 10501:2007 (2007) *Geotecnia Determinación del límite líquido (LL) y del límite plástico (LP) de una muestra de suelo. Índice de fluidez (IF) e índice de plasticidad (IP) Determination of the liquid limit (LL) and the plastic limit (LP) of a soil sample. Fluency index (IF) and Plasticity index (IP).*

IRAM 10604/1987. Mecánica de rocas. *Método de determinación de la presión de hinchamiento a volumen constante.*

Kayabali, K., & Demir, S. (2011). *Measurement of swelling pressure: direct method versus indirect methods*. Canadian Geotechnical Journal, 48(3), 354–364. doi:10.1139/t10-074.

Lambe, T.W. (1960) *The character and identification of expansive soils, soil PVC meter*. Federal housing administration, technical studies program, FHA 701

Lambe, T.W. (1962) Soil Stabilization, Chapter-4, Foundation Engineering. Edited by Leonards (Mc. Graw Hill Book Co. Inc.) 351–437.

Lloret, A., Villar, M. V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X., Alonso, E.E. (2003) *Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes*. Géotechnique 53(1):27–40. Géotechnique ISSN 0016-8505 | E-ISSN 1751-7656 Volume 53 Issue 1, February 2003, pp. 27-40 https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.27

Manzanal D., Orlandi S., Miranda, E., Robinson, M. Barría J. C. (2019). *Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia city.* XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges N. P. López Acosta et al. (Eds.). IOS Press Publisher. 17-20 November 2019. Cancún, México. doi:10.3233/STAL190107.

Orlandi S., Manzanal D. (2019). *Caracterización mineralógica y geomecánica de tres suelos locales potencialmente activos*. En: Resúmenes VII Jornadas de las Ciencias de la Tierra "Dr. Eduardo Musacchio" (Eds. De Sosa Tomas, A. y Casal, G.), 2019. p. 34, Comodoro Rivadavia, Argentina.

Orlandi, S., Laskowski, C., Ancalao, M., Da Silva, F., Saez, S., Manzanal, D. (2021) *Evaluación de los métodos de determinación de la presión de hinchamiento de un suelo expansivo modificado con un bio-producto.* CAMSIG 2021. Misiones. Argentina

Orlandi, S., Manzanal, D., Ruiz, A., Ávila, M., Graf, V. (2015) *A case study on expansive clays on Comodoro Rivadavia city*. From Fundamentals to Applications in Geotechnics: Proceedings of the

15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (15th PCSMGE), Manzanal D. and Sfriso A. Editors 15-17 November, Buenos Aires, Argentine. Ed. IOS Press. Pages 2276 – 2283. doi: 10.3233/978-1-61499-603-3-2276.

Prakash, K. & Sridharan, A. (2004) *Free Swell Ratio and Clay Mineralogy of Fine-Grained Soils*. Geotechnical Testing Journal 27, no. 2 (2004): 220-225. https://doi.org/10.1520/GTJ10860

Ranganatham, B. A. & Satyanarayana, B. (1965) *A rational method of predicting swelling Potential for compacted expansive clays*. https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_01_0021.pdf

Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). *Specific surface: determination and relevance.* Canadian Geotechnical Journal, 39(1), 233–241. doi:10.1139/t01-077.

Seed, H.B., R.J. Woodward, and R. Lundgren (1962) *Prediction of swelling potential of compacted clays.* Journal of SMFE Div., ASCE, June, pp 53-87.

Spalletti, L. & Mazzoni, M. (1979) *Estratigrafía de la Formación Sarmiento en la Barranca Sur del Lago Colhué Huapi.* Asociación Geológica Argentina, Revista XXXIV (4): 271-281.

Sridharan, A. & Prakash, K. (2000). *Classification procedures for expansive soils.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 143(4), 235-240. Doi: 10.1007/s41403-016-

Vaught, R., Brye, K. R., & Miller, D. M. (2006). *Relationships among Coefficient of Linear Extensibility and Clay Fractions in Expansive, Stoney Soils*. Soil Science Society of America Journal, 70(6), 1983. doi:10.2136/sssaj2006.0054.

Wilson, S. (1970) *Suggested Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using Harvard Compaction Apparatus*. In Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition, (West Conshohocken, PA: ASTM International), 101-103. https://doi.org/10.1520/STP38484S

Suelo expansivo local CRclay estabilizado con lignosulfonato de calcio: evolución de la permeabilidad en función del porcentaje de aditivo.

CRclay local expansive soil stabilized with calcium lignosulfonate: evolution of permeability as a function of additive percentage.

Sandra Orlandi, **Marlene Cardozo**, Rodrigo Sánchez, Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Argentina. sandra.orlandi@gmail.com

Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España

RESUMEN: La creciente necesidad de utilizar residuos de industrias como materia prima en otras industrias ha llevado al empleo de un material residuo de la industria de la pasta de papel como estabilizante de suelos expansivos. Este residuo denominado lignosulfonato de calcio ha demostrado reducir de forma considerable el potencial de expansión de una arcilla denominada CRclay. El estudio del comportamiento de mezclas modificadas mediante el empleo de aditivos permite comprender los cambios en la microestructura y establecer mecanismos de estabilización. El estudio de los cambios en la microestructura, el comportamiento hidráulico, mecánico y el impacto ambiental permiten seleccionar el porcentaje óptimo de aditivo a añadir. En este artículo se trabajó en el estudio de los cambios producidos sobre la permeabilidad en función del tiempo y del porcentaje de aditivo. Para ello se realizaron ensayos de permeabilidad con el permeámetro de carga variable con determinaciones de permeabilidad durante 30 días sobre muestras con cinco porcentajes de aditivo diferentes.

ABSTRACT: The growing need to use industrial waste materials has led to the use of a waste material from the pulp and paper industry as a stabilizer for expansive soils. This residue, called calcium lignosulfonate, has been shown to significantly reduce the expansion potential of a clay called CRclay. The study of the behavior of mixtures modified by the use of additives allows understanding the changes in the microstructure and establishing stabilization mechanisms. The study of changes in microstructure, hydraulic and mechanical behavior and environmental impact allows the selection of the optimum percentage of additive added. In this article we worked on the study of the changes produced on the permeability as a function of time and the percentage of additive. With this purpose, permeability tests were carried out in the variable load permeameter for periods of one month on samples with five different percentages of additive.

PALABRAS CLAVE: arcilla expansiva - permeabilidad - lignosulfonato de calcio - lignina

KEYWORDS: expansive clay - permeability - calcium lignosulphonate - lignin

1 INTRODUCCIÓN

El accionar de los suelos expansivos ante cambios en la humedad (Atterberg, 1911, Casagrande, 1932 Mitchell y Soga, 1976) afecta el comportamiento de las estructuras cimentadas sobre ellos. El primer paso para minimizar o neutralizar los efectos desencadenados por este tipo de suelos es identificarlos. Para ello diversos autores han sugerido diferentes parámetros que permiten identificar el potencial de expansión de este grupo de suelos (Alazigha et al., 2018a, 2018b, Holtz & Gibbs, 1956, Seed.et al., 1962, Sridharan & Prakash, 2000, Santamarina et al., 2002). Algunas de estas propiedades resultan ser muy acertadas mientras otras no lo son.

Dado el impacto que los suelos expansivos producen sobre las obras civiles, han sido propuestas diferentes soluciones (Chen, 1975) para reducir o neutralizar su accionar. Estas soluciones incluyen:

- Superar la zona activa. Esta zona es aquella en la cual se producen cambios en la humedad relacionados con cambios climáticos que traen como consecuencia la modificación del volumen del suelo expansivo;
- Para aquellas cimentaciones que descargan en la zona activa debe asegurarse que las cargas se distribuyan de forma uniforme para asegurar asentamientos también uniformes;
- Reemplazar el suelo expansivo en la zona activa por un material no expansivo, estable, resistente y compactado;
- Diseñar cimentaciones rígidas o flexibles capaces de soportar el accionar del suelo expansivo;
- Estabilizar el suelo mediante el empleo de aditivos (Fitzmaurice, 1958, Alazigha, 2016, Ijaz & Dai, 2020, Canakci et al. 2015, Orlandi et al., 2021). El aditivo de uso más generalizado es la cal (Lambe, 1962, Mitchell, & Hooper, 1961), aunque su efecto sobre el medioambiente es perjudicial. La tendencia actual es al empleo de materiales ecoamigables, en nuestro caso el aditivo seleccionado fue el lignosulfonato de calcio (CLS);
- No construir sobre suelos expansivos.

En el caso de emplear un aditivo o combinación de aditivos, lo que se pretende es modificar las propiedades del suelo expansivo (Fitzmaurice, 1958). El estudio de los cambios en sus propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas, así como también cambios en su microestructura permiten entender los mecanismos de estabilización y la estabilidad de las mezclas en el tiempo.

Durante la investigación se trabajó con un suelo denominado CRclay (Manzanal, 2019, Orlandi, 2019) seleccionado por sus características expansivas. El aditivo utilizado fue un lignosulfonato de calcio CLS cuya denominación de origen es Norlig®, el cual resultó efectivo modificando las propiedades expansivas de CRclay (Ijaz, 2020, Orlandi et al., 2022).

En este artículo se analiza la variación de la permeabilidad de las mezclas CRclay-CLS en diferentes porcentajes y considerando el efecto del tiempo. El permeámetro de carga

variable fue el ensayo seleccionado para este estudio. El análisis se complementa con los resultados obtenidos para el potencial Z para todos los porcentajes de mezcla

2 MÉTODOS Y MATERIALES: FIGURAS Y TABLAS

2.1 *Preparación de las muestras*

Los materiales empleados para moldear las probetas fueron tres: un suelo expansivo, un aditivo polimérico de origen orgánico, y agua desmineralizada. De acuerdo con la clasificación SUCS el suelo corresponde a un MH, clasificado cualitativamente como de alto potencial de expansión, denominado CRclay cuya mineralogía es 100% esmectita (Manzanal et al. 2019). El aditivo es un polímero de origen orgánico, residuo de la industria de la pasta de papel, producido en muy grandes cantidades y cuyo empleo es apenas un porcentaje menor al 10% de la producción total, su pH es de 4,64 obtenido en una solución de 1:2,5 (Orlandi, 2021). El porcentaje subutilizado de CLS se emplea como combustible en la misma industria de la cual procede. El inconveniente de este material es que su capacidad calorífica es muy baja: 23 MJ/kg y 25 MJ/kg, (dato obtenido de la paja de trigo y la paja de maíz respectivamente) (Torres Ramos, 2015, Pedraia, 2016). Se encuentra escasa información publicada al respecto.

En cuanto a los porcentajes de CLS empleado en el moldeo de cada muestra, estos fueron seleccionados teniendo en cuenta las publicaciones de autores como Alazigha et al. (2016), Lambe (1962), entre otros. En este contexto surgieron los porcentajes 3%, 5%, 7%, 10%. Los ensayos también se replicaron sobre muestras sin aditivo. Las probetas por ensayar fueron preparadas con suelo triturado y pasante el tamiz N°10. La densidad seca y la humedad óptima empleadas para el moldeo de las muestras fueron obtenidas mediante el ensayo Harvard Miniatura (Wilson, 1970) debido a que la cantidad de material necesaria para completar la curva de compactación con al menos 5 puntos resultaba un 507% menor que el necesario para el ensayo Proctor III. Por otro lado, las energías de compactación de uno y otro ensayo presentaban solamente una variación del 2,7% (Wilson, 1970, VN-E5-93).

Las curvas de compactación obtenidas empleando el ensayo Harvard Miniatura para cada uno de los porcentajes de CLS se presentan la Figura 1.

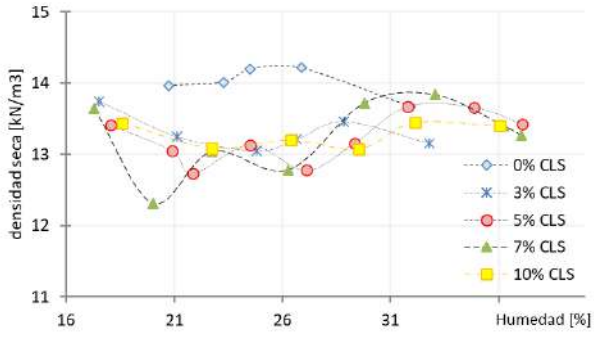


Figura 1. Curvas de compactación obtenidas mediante el Harvard Miniatura para diferentes porcentajes de mezclas CRclay-CLS.

De las curvas de la Figura 1 surge la densidad seca adoptada para el moldeo de las probetas. La densidad seca requería ser alcanzable con todos los porcentajes de aditivo. Esta densidad seca adoptada fue 13 kN/m^3. La condición adicional impuesta a las probetas fue el moldeo con una humedad del 17%.

2.2 *Ensayo en el permeámetro de carga constante*

Este ensayo se efectuó siguiendo la Norma IRAM 10530/1988. Se extendió por 30 días con recargas cada vez que la carga hidráulica en el tubo disminuía considerablemente. Para ello se preestableció que la carga mínima sería 100cm. Todos los ensayos comenzaron el mismo día con el fin de eliminar el efecto de la humedad ambiente en la evaporación del agua del tubo del permeámetro donde se realizaban las lecturas. Debemos destacar que la humedad ambiente promedio anual en la región fluctúa entre un máximo de 38.2 % y mínimo de 30.6 %, según datos del Servicio Meteorológico Nacional. Al finalizar los ensayos se verificaba la humedad para luego calcular el grado de saturación de las probetas (Figura 2).



Figura 2. Imagen de las probetas luego del ensayo, preparadas para determinación de humedad.



Figura 3. Imagen de las celdas de ensayo donde puede observarse la disolución del CLS en el agua que drena durante el ensayo.

Con el fin de reducir el tiempo de saturación se trabajó con probetas de la mitad de la altura del molde, completando la otra mitad con arena de grano uniforme (específicamente se empleó la arena de uso en determinaciones de densidad en campo) para asegurar que la relación entre la permeabilidad de la arena y del suelo superara los 10^{+4} órdenes de magnitud. En la interfase suelo-arena fueron colocados dos papeles de filtro para que actuasen como separadores y filtros.

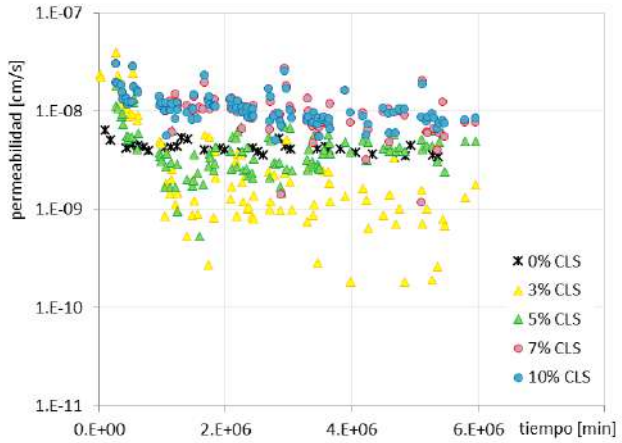


Figura 4. Permeabilidad para diferentes mezclas de CRclay-CLS en función del tiempo.

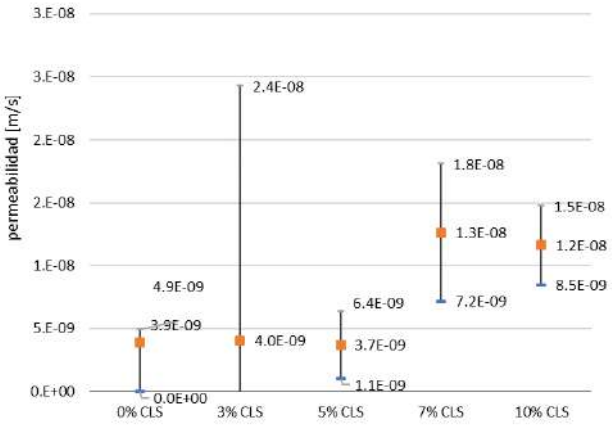


Figura 5. Permeabilidad promedio para mezclas de CRclay-CLS.

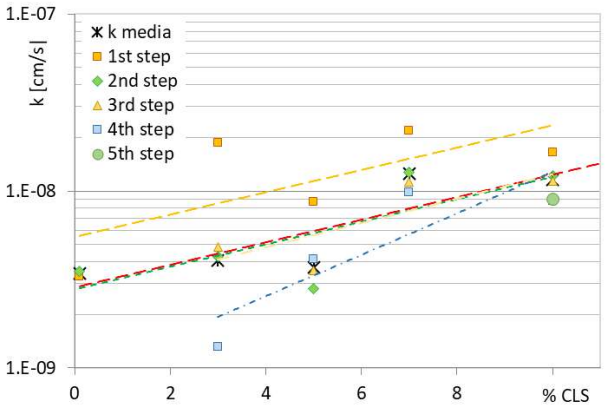


Figura 6. Permeabilidad promedio calculada para cada escalón de recarga del permeámetro, para todos los porcentajes de CLS.

A lo largo del ensayo, las permeabilidades pueden calcularse en forma parcial o total. Las permeabilidades que denominamos parciales surgen del cálculo entre lecturas consecutivas del permeámetro. Las permeabilidades que denominamos totales surgen del cálculo utilizando como referencia las lecturas iniciales en el permeámetro. Las permeabilidades representadas en la Figura 4 son permeabilidades totales.

Cabe destacar que una característica del CLS es que es soluble casi en su totalidad en agua. Esto no resulta un inconveniente en el caso de suelos no saturados, sino que resulta favorable para incorporarse a la estructura del suelo. Pero en el caso de trabajar en suelos saturados, como sucede con el ensayo de permeabilidad, el CLS es arrastrado por el agua y expulsada de la masa de suelo, pudiendo observarse esto en la Figura 3.

Tabla 1. Potencial Z para diferentes mezclas de CRclay

Potencial Z y pH de mezclas de CLS y CRclay

% aditivo [%]	Nombre	ζ Potencial Z [mV]	pH
0	CRclay	-39.14	8.31
3	3%CLS	-40.86	7.64
5	5%CLS	-40.31	7.48
7	7%CLS	-39.31	7.42
10	10%CLS	-27.21	6.90
100	CLS	-19.83	4.64

2.3 *Potencial Z y FTIR*

El estudio de las interacciones superficiales de las partículas de CRclay y el aditivo CLS se fundamentaron en diferentes parámetros, entre otros, el potencial Z (Figura 7) y el análisis FTIR (transformada Infrarroja de Fourier). El potencial Z permite evaluar el campo generado por las cargas superficiales de las partículas laminares de arcilla: negativas sobre las superficies, positivas sobre los bordes. Las moléculas de agua (bipolares) se ven atraídas por las cargas negativas de las superficies laminares separando las partículas entre sí (Mitchel, & Soga, 1976). Hasta no alcanzar un equilibrio en el potencial por medio de la adsorción de sucesivas capas de moléculas de agua, seguirán ingresando moléculas de agua. Esto se traduce en el aumento progresivo del volumen total de suelo. Para un mayor potencial Z mayor será el potencial de expansión del suelo. En cuanto a los valores de saturación inicial y final de las probetas los valores se encontraron en el orden de 84% (inicial) y 92% (final), para todas las probetas moldeadas con diferentes porcentajes de aditivo.

Las mediciones del potencial Z se realizaron con un Zetasizer Nano-series Malverl (ZS90). Se prepararon suspensiones de CRclay, CLS y CRclay-CLS (1 g L-1) en agua desionizada y se sonicaron durante 10 minutos. Todas las mediciones se realizaron por triplicado lo que permite incluir la dispersión. Los resultados de estas mediciones se encuentran en la Figura 7 y Tabla 1.

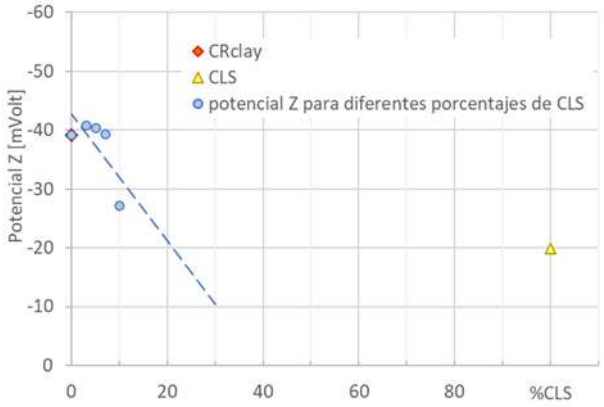


Figura 7. Potencial Z para diferentes mezclas de CRclay-CLS.

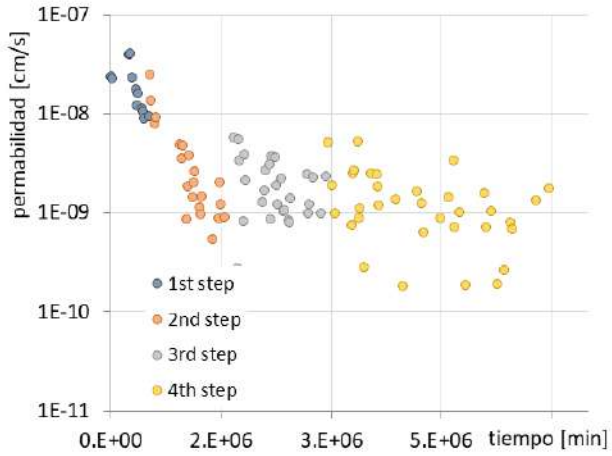


Figura 8. Permeabilidad para la mezcla con 10%CLS obtenidas con todas las lecturas a lo largo de 30 días.

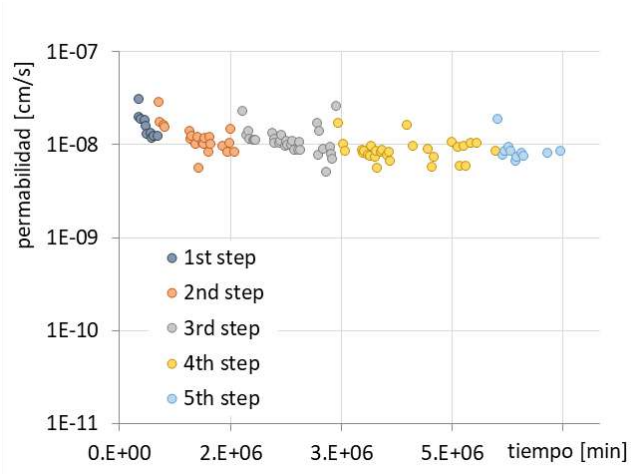


Figura 9. Permeabilidad para la mezcla con 3%CLS obtenidas con todas las lecturas a lo largo de 30 días.

3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los valores de permeabilidad registrados a lo largo de 30 días se obtuvieron las permeabilidades promedio. Estas permeabilidades permiten analizar la influencia del porcentaje de aditivo. Los valores se encuentran en la Figura 6 y acompañados de la correspondiente dispersión en la Figura 4. Puede observarse que la permeabilidad se incrementa con el porcentaje de aditivo, también se advierte que para 3% de CLS la dispersión es muy alta. Las mezclas con 3% CLS mostraron un comportamiento errático o contrario a la tendencia marcada por otros porcentajes (Figura 8 y Figura 9). Este comportamiento también se presentó en ensayos de presión de hinchamiento (obtenido por cuatro métodos diferentes), hinchamiento libre, hinchamiento restringido, entre otros (Orlandi, 2022).

Obteniendo la permeabilidad promedio en cada escalón de carga del permeámetro se obtienen las líneas de tendencia de la Figura 6. Entiéndase que en "1st step" se representa el promedio de los resultados de permeabilidad obtenidos a lo largo de la primera carga de agua en el permeámetro, y cada nueva recarga viene representada por un nuevo "step". Se observa que tal como se muestra en la Figura 6, con el incremento del porcentaje de aditivo se incrementa la permeabilidad, y como se observa en la Figura 4 con el transcurso del tiempo para la misma muestra de CRclay-CLS se reduce la permeabilidad.

Este proceso de reducción de la permeabilidad es consecuencia del fenómeno de saturación posterior a la saturación de los macroporos, saturación que ocurre en las primeras 24h en el caso de CRclay y que se desarrolla en la etapa de hinchamiento inicial o explosivo (Alazigha, 2016, Orlandi, 2019). Las etapas posteriores son de saturación de los microporos, la cual se produce en la etapa de hinchamiento primario, seguido del hinchamiento secundario etapa en la cual se produce el desarrollo de la doble capa difusa.

Mientras se desarrollan la saturación de los microporos y la doble capa difusa se produce una redistribución del agua dentro de la masa del suelo. En una muestra cuyo volumen se encuentra imposibilitado de expandirse (como es el caso de la prueba de permeabilidad) las moléculas de agua bipolares son atraídas por las partículas laminares de arcilla las cuales también tienen una distribución desequilibrada de sus cargas; positivas en los bordes y negativas en sus superficies, como se mencionó con anterioridad. Este movimiento produce una redistribución en el tamaño de los poros: se reduce el volumen de los macroporos y se produce el incremento del volumen de poros intraparticular. El agua durante el flujo a través de las muestras no puede circular por los espacios intraparticulares debido a la magnitud de las fuerzas eléctricas que se desarrollan. Esto puede ser magnificado por la medición del potencial Z el cual fue presentado en la Figura 7 y Tabla 1. En esta figura se observa que el potencial Z se reduce con el incremento del porcentaje de CLS adicionado al suelo CRclay. De forma similar a lo ocurrido en el ensayo de permeabilidad, para 3% CLS se produce un efecto contrario que luego se corrige para porcentajes mayores. Esta reducción en el potencial Z muestra el potencial del catión calcio, presente en la disociación del lignosulfonato de calcio, en reemplazar las moléculas de agua adsorbidas sobre las superficies de las partículas minerales.

4 CONCLUSIONES

La estabilización de suelos expansivos constituye una de las opciones más viables para grandes volúmenes de suelo que no pueden ser reemplazados o cuyas cimentaciones no pueden ser adaptadas para soportar la reacción del suelo al variar su humedad. Esta estabilización tiene múltiples facetas a estudiar: cambios en la microestructura, en el comportamiento mecánico, en el comportamiento hidráulico. La influencia del tiempo y del porcentaje de aditivo sobre el comportamiento hidráulico de las mezclas fue estudiado empleando el permeámetro de carga variable. Las muestras CRclay-CLS fueron preparadas para cinco porcentajes de aditivo: 0%, 3%, 5%, 7% 10% y lecturas registradas a lo largo de 30 días una vez superada la etapa de saturación.

Los resultados muestran los siguientes cambios en el comportamiento hidráulico de las muestras compactadas, en función del tiempo y del porcentaje de aditivo:

- La permeabilidad se incrementa con el incremento en el porcentaje adicionado de CLS con la salvedad de los porcentajes 3% y 5% para los cuales la permeabilidad disminuye levemente;
- Con el transcurso del tiempo para un mismo porcentaje de aditivo, y una misma muestra de arcilla, se produce la disminución de la permeabilidad. Esta disminución es consecuencia de la redistribución del agua dentro de la masa de suelo saturado la cual migra desde los macroporos hacia la zona de desarrollo de la doble capa difusa, zona por la cual el agua no puede circular como consecuencia de la magnitud de las fuerzas eléctricas que se desarrollan;
- Los resultados del potencial Z confirman el accionar del aditivo lignosulfonato de calcio: disminuye con el incremento en el porcentaje de CLS, con la salvedad de 3%CLS para el cual el potencial Z se incrementa. Deberán realizarse ensayos adicionales para entender este comportamiento;
- En los ensayos de permeabilidad al saturarse la mezcla CRclay-CLS se produce la disolución del CLS, el cual es casi en su totalidad soluble en agua de acuerdo con las especificaciones del proveedor. Esto implica que en caso de probarse con ensayos en campo debería considerarse esta condición protegiendo el acceso irrestricto de agua.

En cuanto a los trabajos futuros relacionados con los cambios en el comportamiento hidráulico deberían incluirse curvas de saturación para diferentes densidades secas, diferentes edades de las probetas, y diferentes contenidos de aditivo CLS. En la misma línea, el empleo del mismo aditivo en otros suelos con potencial de expansión alto a muy alto debería ser considerado. La validación de resultados requiere la validación para un mayor número de CLS, y diferentes suelos expansivos.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET). Los autores también agradecen el apoyo financiero de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Proyecto UNPSJBSYT PI1364) y de la Secretaría de Políticas Universitarias (MEYD-SPU) (Proyecto "Agregando Valor 2017 - Fundaciones Sustentables" RESOL-2017-5157-APN-SECPU#ME), y al personal de LISHA (Laboratorio de investigación de Suelos, Hormigones y Asfaltos).

6 REFERENCIAS

Alazigha D. P., Vinod J.S., Indraratna B. and Heitor A. (2018b) *Potential use of lignosulfonate for expansive soil stabilization*. Environmental Geotech. 6(7), 480-488.4.

Alazigha DP, Indraratna B, Vinod J. S, and Heitor A (2018a) *Mechanisms of stabilization of expansive soil with lignosulfonate admixture.* Transp. Geotech. 14, 81-92. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.11.001

Alazigha DP, Indraratna B, Vinod JS, Ezeajugh LE, (2016) *The swelling behaviour of lignosulfonate treated expansive soil.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement 169(3), 182-193. https://doi.org/10.1680/jgrim.15.00002

Atterberg (1911). Die Plastizität der Tone Internationale Mitteilungen fuer Bodenkunde, pp. 10-43. *On the investigation of the physical properties of soil and on the plasticity of clays*. Int. Mitt. für Bodenkunde, 1, 10–43.

Canakci, H., Aziz, A., & Celik, F. (2015). *Soil stabilization of clay with lignin, rice husk powder and ash*. Geomechanics and Engineering, 8(1), 67–79. doi:10.12989/gae.2015.8.1.067

Casagrande, A. (1932). *The structure of clay and its importance in foundation engineering, contributions to soil mechanics*. Boston Soc. Civil Engineers Jour., April, 72–112.

Chen HH (1975) Foundations on Expansive Soils – Elsevier. ISBN: 9780444441393Darcy H. (1856) *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Dalmont, Paris.

Fernandez M. T., Orlandi S., Codevilla M., Piqué T., Manzanal D. (2020) *Performance of calcium lignosulfonate as a stabilizer of highly expansive clay*. Transportation Geotechnics, doi: https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100469

Fitzmaurice Robert, F. (1958). *Manual on Stabilized Soil Construction for Housing*. (U.N. Technical Assistance Programme, New York). United Nations, 124 pp Gidig

Holtz W., Gibbs H. (1956) *Engineering Properties of Expansive Clays* Journal Article. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 641-663. V 121. N 1R doi: 10.1061/TACEAT.0007325. https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/TACEAT.0007325.

Ijaz N. & Dai F. 2020. *Paper and wood industry waste as a sustainable solution for environmental vulnerabilities of expansive soil: A novel approach. Journal of Environmental Management*, 262 (January), 110285. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.110285

IRAM 10530/1988 *Mecánica de Suelos. Método de ensayo de la permeabilidad a carga variable en suelos cohesivos*.

Lambe, T.W. (1962) *Soil Stabilization, Chapter-4, Foundation Engineering.* Edited by Leonards (Mc. Graw Hill Book Co. Inc.) 351–437.

Manzanal D., Orlandi S., Miranda, E., Robinson, M. Barría J. C. (2019). *Swell characterization of expansive clays from Comodoro Rivadavia city*. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges N. P. López Acosta et al. (Eds.). IOS Press Publisher. 17-20 November 2019. Cancún, México. doi:10.3233/STAL190107.

Manzanal, D., Orlandi, S., Fernandez, M., Pique, T., Laskowski, C. (2021) *Soil-water retention of highly expansive clay stabilized with a bio- polymer*. May 2021. Conference: UNSAT2021At: Brazil. San Pablo. DOI: 10.1051/matecconf/202133701006. Project: Fundaciones sustentables.

Mitchell J. K., Kenichi Soga (1976) *Fundamentals of Soil Behavior*. 3rd Edition, John Wiley & Sons, Inc. Eggestad.

Mitchell, J. K. and Hooper D. R., (1961). *Influence of time between Mixing and Compaction on Properties of Lime Stabilized Expensive Clay*. Highway Research Board, Washington D.C., Bulletin No. 304 pp. 14-31.

Orlandi S., Laskowski C., Juan Cruz Barría J. C., Fernández M., Manzanal, D. (2022) *Effects of lignin in hydro-mechanical behavior of an expansive clay*. Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney 2022

Orlandi S., Manzanal D. (2019). *Caracterización mineralógica y geomecánica de tres suelos locales potencialmente activos*. En: Resúmenes VII Jornadas de las Ciencias de la Tierra “Dr. Eduardo Musacchio” (Eds. De Sosa Tomas, A. y Casal, G.), 2019. p. 34, Comodoro Rivadavia, Argentina.

Orlandi S., Taverna M. E., Villada, Y. A., Piqué, T., Laskowski C., Nicolau V., Estenoz D., Manzanal D. (2021). *Additives based on vegetable biomass to improve the stabilization of expansive cla*y soil. Journal of Environmental Geotechnics.

Pedraja Santiago, A. (2016) *Combustión, gasificación y pirólisis de lignosulfonato de calcio mediante tg-dsc-ms*. https://repositorio.unican.es/xmlui/bitstream/handle/10902/8166/382177.pdf?sequence=1

Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). *Specific surface: determination and relevance*. Canadian Geotechnical Journal, 39(1), 233–241. doi:10.1139/t01-077

Seed, H.B., R.J. Woodward, and R. Lundgren (1962) *Prediction of swelling potential of compacted clays*. Journal of SMFE Div., ASCE, June, pp 53-87

Sridharan, A. & Prakash, K. (2000). *Classification procedures for expansive soils.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 143(4), 235-240. Doi:10.1007/s41403-016-0001-9. https://www.researchgate.net/publication/344218452_Swelling_Stress_and_Suction_Correlation_of_Compacted_Heaving_Soils

Torres Ramos, R, Montero Alpirez, G., Triny Beleño, M., Pérez Pelayo (2015) *Lignina obtenida de residuos agrícolas como biocombustible de tercera generación*. Ciencia y Tecnología, pp. 151-164 ISSN 1850-0870 .https://www.palermo.edu/ingenieria/pdf2015/15/CyT_15_11.pdf

VN-E5-93. Compactación de suelos http://www1.frm.utn.edu.ar/labvial/Normas%20de%20Ensayo.pdf

Wilson, S. (1970). *Suggested Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using Harvard Compaction Apparatus. in Special* Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition, (West Conshohocken, PA: ASTM International), 101-103. https://doi.org/10.1520/STP38484S

Influencia de la variación del tamaño de grano de estéril de minería de hierro en los parámetros de resistencia de la interfaz estéril-geomembrana

Influence of iron mining sterile grain size variation on the strength parameters of the sterile-geomembrane interface

Christ Jesus Barriga Paria
Universidad Nacional de Moquegua, Perú, cbarrigap@unam.edu.pe

Eleonardo Lucas Pereira, Hernani Mota de Lima & Lucas Deleon Ferreria
Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.

RESUMEN: Una pila de estéril de acuerdo con la norma vigente debe garantizar la estabilidad a largo plazo (física, química, hidrogeológica y biológica). El uso de geomembranas en estructuras geotécnicas permite encapsular áreas con riesgo de degradación ambiental, es una de las aplicaciones muy actuales en la industria minera, para esto es de vital importancia conocer los parámetros de resistencia de la interfase estéril-geomembrana. El objetivo de este trabajo es analizar el efecto de la variación de la granulometría, tomando como referencia la curva de granulometría original, y las demás fueron estructuradas por las correlaciones de la granulometría con una consistencia del 50%, en los parámetros de resistencia de interfase, con el fin de orientar el dimensionamiento adecuado de las estructuras con la inclusión de este material. Se utilizaron muestras obtenidas de ensayos de caracterización física adecuados a las normas vigentes. Los análisis se basaron en pequeños ensayos de corte directo con base rígida, realizados en las interfaces de las membranas del revestimiento de PEAD con un estéril de una mina de hierro. No obstante, la evaluación del efecto del tamaño de grano en esta interfase puede contribuir a minimizar los riesgos de estabilidad física, además de disminuir considerablemente los impactos ambientales. Ensayos de Corte Directo fueron realizados para poder medir la influencia de la variación del tamaño de grano del estéril de la minería de hierro de tres muestras. Durante el análisis de los datos se consiguió determinar los cambios en los parámetros de resistencia de la interfaz roca estéril-geomembrana.

ABSTRACT: A mine rock waste pile in accordance with current regulations must guarantee long-term stability (physical, chemical, hydrogeological, and biological). The use of geomembranes in geotechnical structures allows encapsulating areas at risk of environmental degradation, it is one of the very current applications in the mining industry, for this it is vitally important to know the resistance parameters of the sterile-geomembrane interface. The objective of this work is to analyze the effect of the variation of the granulometry, taking as reference the original granulometry curve, and the others were structured by the correlations of the granulometry with a consistency of 50%, in the interface resistance parameters, to guide the proper dimensioning of the structures with the inclusion of this material. Samples obtained from physical characterization tests appropriate to current standards were used. The analyzes were based on small direct shear tests with a rigid base, carried out at the interfaces of the HDPE lining membranes with a rock waste of an iron mine. However, the evaluation of the effect of grain size at this interface can contribute to minimizing the risks of physical stability, in addition to considerably reducing environmental impacts. Direct Shear tests were carried out to be able to measure the influence of the variation of the grain size of the waste from the iron mining of three samples. During the analysis of the data, it was possible to determine the changes in the resistance parameters of the sterile rock-geomembrane interface.

PALABRAS CLAVE: granulometría - pila de estéril - ensayo de corte directo - minería.

KEYWORDS: granulometry - waste rock pile - direct shear test - mining.

1 INTRODUCCIÓN

El geosintético es una solución con muchas aplicaciones en las últimas décadas por la versatilidad de su material que entra en contacto directo con el suelo y se aplica en el campo de la ingeniería en forma estructural unidimensional (strip), bidimensional o tridimensional. Características que varían según la necesidad, siendo la función principal la impermeabilización superficial, el control de la erosión y el refuerzo del suelo cuando se utiliza correctamente (Pilarczyk, 2000; Vertematti, 2004; Vertematti, 2015; Sieira, 2006).

El estudio continuo de los geosintéticos ha llevado principalmente al conocimiento de las interfases del suelo con los geosintéticos, y cómo absorben y redistribuyen las tensiones de la matriz del suelo, además de cuál es el comportamiento de las tensiones en los ensayos de corte directo, pero una elección incorrecta de las tensiones (generalmente bajas) suelen ser utilizadas y pueden reflejarse en errores y resultados contrarios a la realidad en el campo (Girard et al, 1990; Giroud et al, 1990; Lopes & Lopes, 2010; Gourc et al, 1996).

Se han realizado muchos estudios sobre el uso de la prueba de corte directo para determinar los mejores resultados con respecto a la estructura del geosintético y obtener el valor de la resistencia de la interfaz, para conocer la influencia de los efectos de los granos sobre los geosintéticos relacionados con el daño mecánico (Mousavi, 2017; Punetha et al, 2017; Ghazizadeh & Bareither A, 2018; Ghazizadeh & Bareither B, 2018; Pinho-Lopes & Lopes, 2018; Sudarsanan et al, 2018).

La impermeabilización del material colocado en los depósitos controlados es un paso importante, y el uso de geomembranas es una de las soluciones más comunes haciendo una interfaz relevante entre los materiales. Por lo tanto, es necesario obtener los parámetros de resistencia en esta interfaz para evitar la aparición de corrosión. el proceso de impermeabilización de una pila de roca de falla de desechos mineros (Vertematti, 2004; Lopes & Lopes, 2010; Gourc et al, 1996).

Se realizaron ensayos de corte directo con una compacidad relativa del 50% para la interfase, ya que el desmonte de mina tiene registro de caracterización mecánica (Barriga et al, 2017). Según (Koerner & Aho, 2008), GMA Techline, de la Asociación de Materiales Geosintéticos (GMA), brinda respuestas a

preguntas técnicas sobre geosintéticos, resistencia de materiales, compresión y resistencia al corte. Obtener mejores respuestas con un análisis y comparación de resultados con condiciones específicas para asegurar un buen dimensionamiento a partir de una correcta selección de parámetros de resistencia, reduciendo riesgos de seguridad y pérdidas económicas.

Según Barriga et al. (2017) para una adecuada evaluación del proyecto, en lo que se refiere al comportamiento geotécnico de estériles, los estudios de esta naturaleza son relevantes, ya que muchas estructuras se dimensionan a partir de ensayos realizados con granulometría reducida en comparación con las presentes en campo. En general, cuando se hace esto, el resultado del proyecto se mueve hacia la seguridad, ya que las estructuras se diseñan en base a parámetros conservadores. Sin embargo, si bien evaluadas, buscando un estudio del efecto de escala, se pueden proponer estructuras que demanden menores áreas de disposición, generando, como consecuencia, impactos ambientales significativamente menores.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

Se realizó una campaña compuesta por ensayos de corte directo con el objetivo de alcanzar las propiedades resistentes de la interfase mineral-desmonte geomembrana, conociendo las propiedades de muestras deformadas de desmonte de mina con una compacidad conocida para poder ensayar el estéril de roca de mina con ciertos valores (Martínez et al, 2011; Frost et al 2012).

En general, los materiales de estéril de roca de mina pueden evaluarse analizando el comportamiento de los suelos arenosos, la menor concentración de plásticos finos y el efecto de compacidad en ambos materiales ha justificado la adopción de técnicas de evaluación, metodologías de ensayo similares a las utilizadas para suelos propiamente arenosos.

2.1 Caracterización geotécnica de muestras de desmonte de mina

2.1.1 Caracterización tecnológica

Según Barriga et al. (2017) las muestras fueron reproducidas artificialmente con una variación del tamaño del estéril de roca de mina. Se realizó un procedimiento contrario para el análisis de tamaño de partícula según la norma (ASTM, 2017), ya que gráficamente se logró obtener de forma crítica los valores de porcentajes acumulados, para luego lograr analíticamente los valores de porcentajes acumulados y parciales retenidos, llegando al final, se obtienen los pesos necesarios de los paquetes. Las curvas granulométricas, mostradas en la Figura 1, se obtuvieron a partir de los porcentajes obtenidos del ensayo. y descrito en la Tabla 1 (Barriga et al., 2017).

De acuerdo con Espósito (2000), la masa específica de los granos de relaves de mineral de hierro tiende a ser alta, ya que están formados por hematitas (10 a 15% de los sólidos), cuya masa específica de granos ronda los 5.25 g/ cm³, siendo el resto cuarzo (entre 2.65 a 2.70 g/cm³). En el caso del mineral de hierro estudiado, el alto peso específico de los granos está influenciado por la cantidad de partículas de hierro presentes en el material, valores que se justifican por el alto contenido de hierro presente.

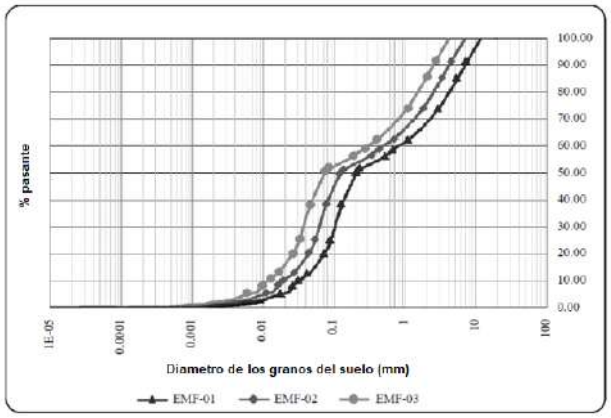


Figura 1. Curvas de tamaño de partículas de muestras de desmonte de mina estructuradas artificialmente (Barriga et al., 2017)

De acuerdo con la norma ASTM (2006), las masas específicas máximas y mínimas de los materiales granulares se obtienen conociendo la masa específica de los granos del material para obtener las relaciones de vacíos mínimas y máximas. Para la determinación de la masa específica seca mínima, la roca estéril de mina se vierte bien suelta en un tubo, luego se levanta (extrae) el tubo y el material llena el cilindro en una compactación extremadamente esponjosa. Y para calcular el mínimo, se hace vibrar alcanzando el valor mínimo de vacíos. Con ambos valores se puede lograr la determinación de las masas cuando se coloca un valor para la compacidad relativa, que para este estudio fue del 50%.

Tabla 1. Distribución de tamaño de partículas según norma (ASTM, 2017)

Escala		Diámetro (mm)	EMF-01 (%)	EMF-02 (%)	EMF-03 (%)
Grava		60 - 4.75	-	-	-
Arena	G	4.75 - 2	31.15	23.93	14.38
	M	2 - 0.425	13.82	16.71	22.51
	F	0.425 - 0.075	34.44	22.16	12.89
Limo		0.075 - 0.005	18.6	34.42	45.74
Arcilla		0.005 - 0.001	1.67	2.23	3.38
Coloides		0.001 >	0.32	0.55	1.1

2.1.2 Caracterización Geotécnica

Para el ensayo de corte directo se utilizó un equipo compacto en comparación con los equipos tradicionales utilizados en mecánica de suelos, automatizado, para el ensayo de cuerpos de prueba de 100 x 100 mm, con un sistema que permite el control y seguimiento digital de cargas, desplazamientos, y la velocidad de viaje, que es controlada por el software operativo en una computadora o por comandos en la pantalla de la interfaz hombre-máquina (Barriga et al., 2017).

Según Head (1994) el proceso depende del tipo de suelo y de las condiciones bajo las cuales se va a ensayar. El tamaño máximo de partícula presente en cantidades significativas no deberá exceder una décima parte de la altura de la muestra. Para una muestra de 20 mm o 25 mm de altura, se deben eliminar las partículas atrapadas en un tamiz de 2.0 mm. El suelo no debe contener una cantidad significativa de material fino (que pasa a 63 µm). Esto evita la segregación de partículas finas si está seco y asegura que la condición libre de drenaje se mantenga si está saturado.

El autor también recomienda que en la fase de densificación de un suelo granular, a partir de una curva de desplazamiento vertical versus raíz de tiempo, se calculó t_{100} a partir de la extensión del intervalo rectilíneo inicial al eje horizontal, equivalente al intervalo final (estabilización de variaciones volumétricas). El punto de intersección da la raíz de t_{100} en minutos. El valor de t_{100} se utilizó para definir la tasa de corte. Los datos de velocidad de corte de las muestras dieron un valor de 0.15 mm/min, considerado en ensayos anteriores.

La roca estéril de la mina de hierro con cero contenidos de humedad se mezcló mecánicamente con todos los porcentajes de tamaño de partícula solicitados para formar la muestra que se realizará para la prueba. Al evaluar la resistencia al corte en la interfaz, la geomembrana se unió a un bloque de madera que se colocaría en la parte inferior de la caja de corte directo y luego la muestra de suelo preparada se colocó en la caja de corte. Para determinar la resistencia al corte de la interfaz y el efecto del refuerzo en la resistencia al corte, el geosintético ocupó la mitad de la caja de corte como se muestra en la Figura 2.



Figura 2. Detalles de la caja cizallante y el bloque de roca

Las pruebas de corte directo se realizaron conforme a la norma ASTM (2004), lo que ayudó a evaluar el efecto de la zona de interfaz en la resistencia a la corte movilizada en la muestra de prueba en un equipo servo controlado (Figura 3). Para realizar la prueba de corte directo, se ensamblaron artificialmente 9 muestras de conjuntos de roca estéril de mina a partir de operaciones mineras de mineral de hierro deformado y se cortaron en una caja cuadrada de 100 mm de arista, bajo tensiones efectivas normales de 200 kPa, 400 kPa y 800 kPa. La caja de corte ensamblada se colocó en un aparato de corte directo automatizado (Figura 3) con una velocidad de corte aplicada de 0.15 mm/min.



Figura 3. Detalles de equipo compacto automatizado de corte directo convencional

Según Barriga et al. (2017) el efecto de la escala de trabajo en la determinación del ángulo de fricción del estéril, objeto de su investigación, fue evidente, durante el desarrollo de toda la parte experimental. La dependencia entre la granulometría de las muestras estériles y la resistencia al corte de las estériles se percibió por la tendencia del ángulo de fricción a disminuir con la reducción del diámetro de sus partículas.

2.1.3 Geomembrana

Se utilizaron geomembranas de polietileno HDPE liso de alta densidad de 0.94 g/cm^3 y espesor de 1.50 mm, con una resistencia a la rotura de 40 kN/m y un alargamiento a la rotura del 700%. La geomembrana tiene una excelente durabilidad, y esto es gracias a que el material está adicionado con termoestabilizadores, negro de carbón y antioxidantes.

Según Greenwood et al (2012) el periodo en el que los geosintéticos deben funcionar correctamente para el que fueron instalados, puede ir desde meses hasta más de cien años.

3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

La Tabla 2 presenta, a partir de los análisis granulométricos realizados a las muestras, los valores de los diámetros característicos D_{10}, D_{30} y D_{60} y el valor del coeficiente de uniformidad (C_u) y curvatura (C_c). Estos valores se obtuvieron para verificar cómo el tamaño de partícula de las muestras interfiere en el ángulo de fricción, en función de los diámetros característicos.

Tabla 2: Resumen de las características del tamaño de las partículas de la muestra

Muestra	D_{60}	D_{30}	D_{10}	Cu	Cc
EMF-01	0.79	0.100	0.030	26.3	0.4
EMF-02	0.47	0.061	0.020	23.5	0.4
EMF-03	0.28	0.036	0.012	23.3	0.4

Según (Barriga et al., 2017) observó que el Cu para todas las muestras fue mayor a 15, presentando materiales con curvas granulométricas muy empobrecidas, ocupando una región más amplia con diferentes diámetros, además presenta un comportamiento particular propio de materiales no uniformes. Aunque las clasificaciones clásicas atribuyen a los suelos granulares una Cc entre 1 y 3, los estériles mineros estudiados presentan una gradación razonable. Aunque el valor de D_{30} es relativamente cercano a D_{10}. Al fin y al cabo, hemos intentado trabajar con una granulometría bien distribuida, que presentaba una distribución proporcionalmente equivalente a la de la muestra original.

Una vez conocida la relación de vacíos para cada muestra en la condición de compacidad media y la gravedad específica de los granos, fue posible obtener los valores de la masa específica seca, los valores se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Masas secas específicas de cada muestra para CR = 50%

Muestra	e_{max}	e_{min}	e	ρs g/cm^3	ρd g/cm^3
EMF-1	0.90	0.25	0.57	3.960	2.516
EMF-2	0.86	0.24	0.55	3.952	2.549
EMF-3	1.00	0.32	0.66	4.096	2.467

El moldeado de la muestra dependió de los valores presentados en la tabla anterior, ya que, a partir del conocimiento del valor de la masa específica seca y del volumen del molde, se

calculó el valor de la masa utilizada para cada caja de corte para las tres muestras (Barriga et al., 2017). Los valores se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4: Valores efectivos del ángulo de fricción (φ')

Muestra	Roca estéril de Mina (º)	Interfaz de Roca estéril de mina y geomembrana (º)
EMF-01	42.38	27.19
EMF-02	41.95	26.45
EMF-03	40.36	25.93

Los ángulos de fricción obtenidos de las pruebas se muestran en la Tabla 4, y los valores para la roca estéril de mina muestran una tendencia de crecimiento lineal del ángulo de fricción para las tres muestras, en todos los diámetros correlacionados. Aunque todas las curvas son sistemáticamente paralelas, la presencia de finos puede influir en la resistencia al corte, comprometiendo el entrelazado de los granos, como se muestra en la Figura 4.

Las diferencias entre los estados flotante y no flotante se muestran en la figura. Las partículas gruesas que flotan en una matriz de partículas finas no modifican significativamente las características de resistencia y deformación de la mezcla, por lo que un modelo que contiene partículas más grandes puede ser representado por una muestra que contiene solo partículas más pequeñas que modifican completamente el comportamiento del suelo (26).

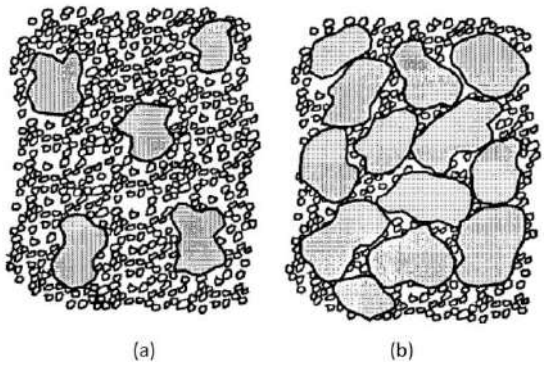


Figura 4: (a) estado flotante: matriz de partículas finas; (b) estado no flotante: partículas finas que ocupan espacios de partículas gruesas (Fragaszy et al, 1992)

4 CONCLUSIONES

El objetivo del trabajo técnico-científico fue analizar la respuesta de la interfase roca estéril-geomembrana donde la matriz de la muestra fue a base de finos. Basados en una investigación anterior de Barriga et al. (2017) para encontrar los parámetros de resistencia basados en la reducción de la granulometría de un estéril de minería ferrífera. Para ello se realizaron ensayos de corte directo utilizando geomembranas de HDPE lisas y muestras con un 50% de compacidad, a través de los resultados obtenidos se observa que:

• En general, el uso de geomembranas de superficie lisa afecta la resistencia al corte, disminuyendo los valores hasta en un 36% del valor natural de la roca estéril de mineral de hierro. La influencia de la variación de la granulometría de este trabajo en la determinación del ángulo de fricción del material estudiado, motivo de esta investigación, no ofreció ninguna duda, ni en el ensayo natural ni en la obtención de resultados a la interfaz. Para ambos casos, la dependencia entre el tamaño de las muestras de roca estéril de mina y su resistencia al corte se notó por la tendencia de disminución del ángulo de fricción con la disminución del diámetro de las partículas.

• Si bien la reducción del ángulo de fricción no es lo más conveniente cuando se trabaja con estructuras, los resultados presentados pueden ser de utilidad para el correcto dimensionamiento de capas de impermeabilización en áreas de disposición final específicas para mineral de hierro, lo que va acorde con otros estudios (Lopes & Lopes, 2018). La conformidad y la calidad de reproducción de los resultados para las diversas muestras, con diferentes granulometrías, afirmaron con convicción y verificaron la coincidencia de la calidad de los moldes proyectados y realizados. Asimismo, para la interfase de geomembrana de roca estéril de mina, las propiedades midieron la calidad.

• Finalmente, cabe señalar que, para un correcto análisis de diseño geotécnico, los estudios de esta naturaleza son muy importantes, ya que muchas estructuras se dimensionan en base a ensayos realizados con granulometrías reducidas en comparación con las presentes in situ y relacionadas con geosintéticos. En general, cuando se realiza este análisis técnico, el resultado del proyecto es cada vez más seguro ya que se basan en parámetros conservadores. De lo contrario, buscando un estudio del efecto de escala, se pueden sugerir estructuras que involucren áreas de diseño más pequeñas, protección y conservación del ambiente, siendo el principal objetivo de la actividad minera.

5 AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte de una investigación relacionada con el perfeccionamiento de la investigación en mecánica de disposición de residuos mineros, con el objetivo de colaborar con la seguridad y el ambiente. Los autores reconocen y agradecen los aportes académicos de la Universidad Nacional de Moquegua, Perú - UNAM y el Núcleo de Geotecnia (NUGEO) de la Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil - UFOP con el apoyo de la Coordinación de Perfeccionamiento del Personal de Educación Superior (CAPES) por el apoyo financiero y finalmente agradecen a ENGEPOL por su apoyo con el material geosintético.

6 REFERENCIAS

ASTM. (2006) *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table*. D4253−00. American Society for Testing and Materials. Washington, D. C., USA, 15 p.

ASTM. (2011) *Direct shear test of soils under consolidated drained conditions.* D3080/D3080M. American Society for Testing and Materials. Washington, D. C., USA, 9 p.

ASTM. (2017) *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve*. D6913/D6913M – 17. Washington, D. C., USA, 9 p.

Barriga C. J. P., Pereira E. L. and Lima H. M. (2017) *Evaluation of the effect of particle size in shear resistance study of an iron mine waste rock pile*. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2017, Seoul, 19. ICSMGE v. 1. p. 407-410.

Espósito T. J. (2000) *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico*. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. 359 p.

Fragaszy R. J., Su J., Siddiqi F. H., Ho C. L. (1992) *Modeling Strength of Shady Gravel.* Journal of Geotechnical Engineering, v.118, n.6, p. 920-935.

Frost D. J., Kim D. and Lee S. W. (2012) *Microscale geomembrane-granular material interactions*. KSCE Journal of Civil Engineering, 16(1), p. 79–92.

Ghazizadeh S. and Bareither C. A. (2018) A. *Stress-controlled direct shear testing of geosynthetic clay liners I: Apparatus development*. Geotextiles and Geomembranes, Volume 46, Issue 5, October p. 656-666.

Ghazizadeh S. and Bareither C. A. (2018) B. *Stress-controlled direct shear testing of geosynthetic clay liners II: Assessment of shear behavior*. Geotextiles and Geomembranes, Volume 46, Issue 5, October p. 667-677.

Girard H., Fischer S. and Alonso E. (1990) *Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes - examples and measurements*. Geotextiles and Geomembranes, 9(2): p. 129 -143.

Giroud J. P., Swan R., Richter P. and Spooner P. (1990) *Discussion of Geosynthetic landfill cap: Laboratory and field tests, design, and construction*. Proceedings of the 4th international conference on geotextiles, geomembranes and related products, The Hague, p. 1097.

Gourc J. P., Lalarakotoson S., Müller-Rochholz H., and Bronstein Z. (1996) *Friction measurement by direct shearing or tilting process - development of a european standard*. First European Geosynthetics Conference. EUROGEO 1.

Greenwood J. H., Schroeder H. F. E. and Voskamp W. (2012) *Durability of Geosynthetics*. CUR committee C 187– Building e Infrastructure, p. 295.

Head K. H. (1994) *Manual of soil laboratory testing*. Pentech Press, vol 2. London, UK, 2nd. p. 189-267.

Koerner R. M. and Aho A. (2008) *GMA Techline's First 500 Q e A's*, submitted to Geotechnical Fabric Report: https://secure.ifai.com/geo/articles/ 0808_tech1_500.html.

Koutsourais M. M., Sprague C. J. and Pucetas R. C. (1991) *Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design*. Geotextiles and Geomembranes; 10(5-6): 531-48.

Lopes M. P. and Lopes, M. L. A. (2010) *Durabilidade dos Geossintéticos*. Porto: FEUP Edições, p. 294.

Lopes, M. P. and Lopes, M. L. A. (2018) *Influence of mechanical damage induced in laboratory on the soil-geosynthetic interaction in inclined-plane shear*. Construction and Building Materials, 185, p. 468-480.

Martínez, A. B., Konietzky H., Berini J.C. and Sagaseta, C. (2011) *A new constitutive model for textured geomembrane/geotextile interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 29(2): 137–148.

Mousavi S. E. (2017) *Shear strength behavior in the interface of contaminated soil with bio-diesel oil and geosynthetics*. Transportation Geotechnics, Volume 10, p. 62-72.

Pilarczyk K.W. (2000) *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*. 1. Ed. Netherlands: A. A. Balkema. ISBN 9789058093028, p. 936.

Pinho-Lopes M., Lopes M. L. (2018. *Influence of mechanical damage induced in laboratory on the soil-geosynthetic interaction in inclined-plane shear*. Construction and Building Materials, Volume 185, 10 October, p. 468-480.

Punetha P., Mohanty P., Samanta M. (2017) *Microstructural investigation on mechanical behavior of soil-geosynthetic interface in direct shear test*. Geotextiles and Geomembranes, Volume 45, Issue 3, p. 197-210.

Sieira A. C. C. F. (2006) *Geossintéticos e Obras de Terra*. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. II Simpósio Brasileiro de Jovens Engenheiros Geotécnicos, p. 10.

Sudarsanan N., Karpurapu R. and Amrithalingam V. (2018) *An investigation on the interface bond strength of geosynthetic-reinforced asphalt concrete using Leutner shear test*. Construction and Building Materials, Volume 186, p. 423-437.

Vertematti J. C. (2004) *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. São Paulo, Brasil. Edgard Blucher Ltda, p. 413.

Vertematti J. C. (2015) *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, 2 ed., Blucher, São Paulo, Brasil, p. 576.

Análisis de parámetros geotécnicos obtenidos con ensayos Presiométricos Pencel en suelos arcillosos de la ciudad de Resistencia-Chaco

Analysis of geotechnical parameters obtained with Pencel Pressuremeter tests in clayey soils in the city of Resistencia – Chaco

Rubén Sotelo, Dante Bosch & **Ricardo Caballero**
Universidad Nacional del Nordeste, Facultad de Ingeniería, Departamento de Geociencias Aplicadas, Resistencia, Argentina, ricardocaballero23@gmail.com

RESUMEN: La ciudad de Resistencia presenta ambientes geomorfológicos de valles fluviales del río Paraná y sus afluentes, caracterizados por una alta heterogeneidad de perfiles geotécnicos, nivel freático a poca profundidad y suelos de baja capacidad portante para el proyecto de fundaciones. La práctica geotécnica en la región utiliza comúnmente ensayos de campo como el de penetración estándar (SPT) y el cono de penetración estática (CPT). Para mejorar la calidad de los estudios que se están realizando, este trabajo analiza el uso del ensayo presiométrico pencel (PPMT), que permite obtener una curva de tensión-deformación del suelo in situ y presenta un costo razonable como para incorporarlo a la práctica de ingeniería. Como el uso de este tipo de ensayo presiométrico es relativamente reciente, este trabajo tiene como objetivo validar sus resultados comparándolos con correlaciones disponibles en la literatura entre CPT y ensayos presiométricos tradicionales. Los resultados indican que los parámetros geotécnicos obtenidos a través del ensayo presiómetro pencel son consistentes con las correlaciones disponibles en la literatura internacional. Si bien el universo de datos analizados es pequeño y debe extenderse, los resultados preliminares son favorables sobre el uso potencial de este tipo de ensayo en estudios geotécnicos de la región.

ABSTRACT: The city of Resistencia presents geomorphological environments of fluvial valleys of the Paraná River and its tributaries, characterized by a high heterogeneity of geotechnical profiles, shallow water table and soils of low bearing capacity for the design of foundations. Geotechnical practice in the region commonly uses field tests such as standard penetration test (SPT) and cone penetration test (CPT). In order to improve the quality of the studies being carried out, this work analyses the use of the pencel presiometric test (PPMT), which allows obtaining a stress-strain curve of the soil in situ and presents a reasonable cost to incorporate it into engineering practice. As the use of this type of pressuremeter test is relatively recent, this work aims to validate its results by comparing them with correlations available in the literature between CPT and traditional pressuremeter tests. The results indicate that the geotechnical parameters obtained from the pencel pressuremeter test are consistent with the correlations available in the international literature. Although the universe of data analyzed is small and needs to be extended, the preliminary results are favourable for the potential use of this type of test in geotechnical studies in the region.

PALABRAS CLAVE: presiómetro pencel - ensayos de campo - ingeniería geotécnica

KEYWORDS: pencel pressuremeter - field testing - geotechnical engineering

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El área metropolitana del Gran Resistencia presenta un ambiente geomorfológico característico de valles fluviales, debido principalmente a la influencia del río Paraná y sus afluentes (Popolizio 1986). En muchas áreas hay perfiles de alta heterogeneidad, suelos sedimentarios arcillosos, limosos y arenosos, y nivel freático cercano a la superficie del suelo. Esto conlleva muchos problemas para el diseño y la construcción de obras de ingeniería, incluida la baja capacidad portante del suelo para el proyecto de cimentaciones y los mayores costes de construcción. Los estratos superiores son principalmente suelos arcillosos cuya consistencia varía de blanda a muy compacta según la formación y la historia de las tensiones (Bosch et al 2008). En consecuencia, los parámetros que describen su comportamiento tensión-deformación adquieren una importancia primordial para los proyectos de cimentación de obras de ingeniería civil.

Para determinar estos parámetros, la práctica geotécnica local emplea ensayos de campo como la Prueba de Penetración Estándar (SPT). En la última década también se utilizó frecuentemente para los ensayos de campo el ensayo de cono de penetración estática (CPT), que consiste en hincar una punta con celdas de carga electrónicas permitiendo estimar la resistencia que ofrece el suelo a la penetración (Lunne et al 1997). La práctica más habitual consiste en correlacionar directamente los resultados de los ensayos SPT y CPT con parámetros geotécnicos de resistencia y deformación. Existen innumerables correlaciones, muchas de ellas internacionales, que permiten estimar parámetros de comportamiento geotécnico a partir de dichos ensayos (Lunne et al 1997, Briaud 1992). Considerando que tanto el ensayo SPT como el CPT realizan mediciones de resistencia del suelo y no deformación bajo carga, las correlaciones disponibles en la literatura internacional relacionadas con la deformación (módulo de Young, por ejemplo) son menos fiables. Como cada correlación presenta cierta dispersión de resultados, es común en la práctica utilizar de forma conservadora los límites inferiores de dichas correlaciones. Como resultado, muchas veces la capacidad portante obtenida es inferior a la que se obtendría si se adoptaran valores intermedios en la dispersión de valores, una situación que se considera podría ser posible en muchos casos si existieran métodos geotécnicos más fiables y económicamente aplicables (Sotelo & Bosch 2001). Aunque para la situación actual podría no parecer un gran problema porque la construcción parece ser más segura, muchas veces esta situación obliga a adoptar cimentaciones profundas en lugar de superficiales, haciéndolas significativamente más caras. En los proyectos inmobiliarios esto se traduce en un mayor precio final del inmueble que incluso ha provocado la inviabilidad de muchos proyectos en la zona.

Como alternativa para mejorar este problema, en este trabajo se utiliza el ensayo presiométrico pencel, que consiste en la introducción de una sonda cilíndrica en el suelo que se expande radialmente mediante la inyección de agua (Roctest Inc. 2005). Se ha considerado emplear este ensayo debido a que el equipo y el procedimiento de ensayo tienen un coste relativamente bajo para ser incorporado a la práctica rutinaria en estudios geotécnicos en la zona. Durante el proceso de expansión de la sonda cilíndrica se registran la presión aplicada y las deformaciones radiales permitiendo obtener una curva tensión-deformación en el terreno a partir de la cual se pueden obtener parámetros de ruptura y deformación del suelo usando formulaciones de la expansión cilíndrica de una cavidad (Mair & Wood cavidad (Mair & Wood, 1987). Dado que el uso de este tipo ensayo presiométrico es relativamente reciente, este trabajo tiene el objetivo de validar sus resultados comparándolos con las correlaciones existentes en la literatura entre el CPT y los ensayos presiométricos tradicionales.

1.2 Ensayo Presiométrico Pencel

El ensayo presiométrico pencel (PPMT) fue desarrollada por Menard (Menard 1956), a partir de la cual surgieron diferentes equipos hasta la actualidad. El ensayo del presiómetro pencel es relativamente nueva. Tiene una sonda de 0,034 m de diámetro que está conectada a una unidad de control de presión y volumen mediante un tubo de plástico, como se muestra en la figura 1. La sonda se introduce estática o dinámicamente hasta que alcance la profundidad deseada. La rotación de una manivela por parte del operador mueve un pistón situado en la unidad de control que inyecta agua a través del sistema que produce un cambio de volumen en la sonda y, por tanto, se puede medir la presión. Antes de realizar la prueba es necesario realizar dos calibraciones, una para medir la resistencia a la membrana y la otra para determinar la expansión del sistema bajo presión. Además, se aplica una corrección de la presión como consecuencia de la presión hidráulica generada por la profundidad a la que se colocado. La prueba estándar es de deformación controlada, en la que el operario inyecta 5 cm^3 de agua, espera 30 segundos y registra la presión que ofrece el suelo a la expansión. A continuación, el proceso se repite hasta que se alcanza la máxima deformación del equipo. Alternativamente, ciclos de carga y descarga pueden realizarse durante el proceso.

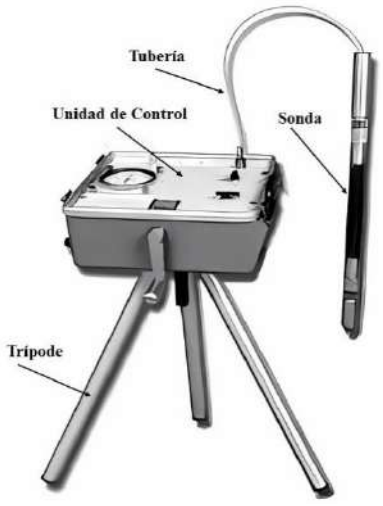


Figura 1. Ensayo presiométrico pencel. (Roctest Inc. 2005)

Una vez obtenidos los datos, se realizan las correcciones correspondientes a la rigidez de la membrana, a la expansión del sistema fuera de la sonda y a la presión hidráulica inicial. La figura 2 muestra un resultado típico donde se observan las fases de comportamiento elástico, plástico y el comportamiento carga-recarga. A partir de esta información se calcula el módulo presiométrico (E_0), el módulo de recarga presiométrico (E_r) y la presión límite (P_l).

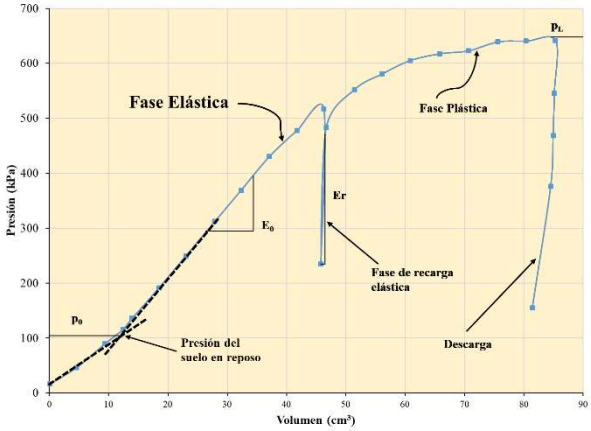


Figura 2. Parámetros geotécnicos obtenidos de una curva corregida. (Roctest Inc. 2005).

Para determinar los módulos presiométricos, se utilizará la siguiente ecuación:

$$E = 2 * (1 + \nu) * (V_0 + V_m) * \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Donde:

ν: coeficiente de Poisson

V_0: volumen inicial

V_m: volumen medio

ΔP: cambio de presión

ΔV: cambio de volumen

1.3 El CPT y correlaciones con el ensayo presiométrico

El ensayo cono de penetración estática CPT consiste en el hincado de una punta con celdas de carga instrumentadas eléctricamente que permiten medir la resistencia de la punta del cono (q_c) y la resistencia a la fricción del fuste (f_s). El equipo utilizado en la zona dispone de una unidad de empuje con pistones hidráulicos que garantizan un hincado estático a una velocidad normalizada, un sistema de reacción que fija el equipo al suelo con anclajes helicoidales, barras y una punta de cono normalizada según ASTM D3441-86 y sistema de adquisición de datos que registra electrónicamente y con gran sensibilidad la resistencia de la punta y la fricción del fuste. Los registros de resistencia se realizan cada 10 cm de profundidad o menos, obteniéndose un gran detalle de la estratigrafía del suelo. La figura 3 presenta un resultado típico de la prueba CPT (Meigh 1987).

Una de las grandes ventajas de este ensayo de campo es su automatización, que la hace poco sensible a problemas relacionados con alteraciones de la muestra o errores humanos durante su realización. Por esta razón las correlaciones internacionales con otros ensayos son suficientemente fiables para extrapolar los resultados. La tabla 1 muestra correlaciones entre la CPT y del ensayo presiómetro (PMT) (Briaud 1992).

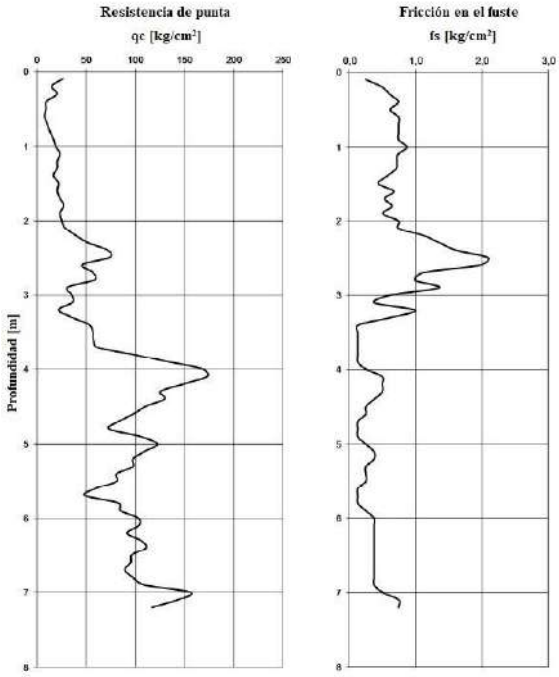


Figura 3. Resultados típicos del CPT en el área de estudio.

Tabla 1. Correlaciones entre el PMT y el CPT (Briaud 1992).

Tipo de Suelo	Parámetro del PMT	Correlación con el CPT
Arcilla	P_1	0,20 q_c
	E_0	2,50 q_c
	E_r	13,00 q_c
Arena	P_1	0,11 q_c
	E_0	1,15 q_c
	E_r	6,25 q_c

2 MATERIALES Y MÉTODOS

Este trabajo tiene como objetivo validar los resultados obtenidos con el ensayo presiométrico pencel (PPMT) en suelos arcillosos de la ciudad de Resistencia, Chaco en Argentina. Como método de validación se ha adoptado el criterio de comparar los resultados obtenidos en este ensayo con las correlaciones existentes en la literatura entre presiómetros tradicionales y el CPT. El lugar de estudio seleccionado posee suelos arcillosos en la capa superior, muy comunes en la ciudad de Resistencia (Bosch et al, 2008). En este sitio se realizaron tres ensayos de penetración estándar (SPT), tres ensayos cono de penetración estática (CPT) y seis pruebas con presiómetro pencel (PPMT). Las pruebas PPMT se realizaron a 1,00 y 1,50 metros de profundidad, que se correlacionan con los niveles de cimentación poco profundos normalmente adoptados en la práctica de ingeniería de la zona.

3 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados del SPT y CPT indican que el lugar de estudio se caracteriza por presentar en superficie y aproximadamente hasta los 2,50 m de profundidad un estrato limo-arcilloso que clasifica como CL en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Este suelo tiene un valor NSPT medio de 10 y aproximadamente 3000 kPa de resistencia de punta en el CPT. Posteriormente, y hasta los 5,00 metros de profundidad aproximadamente se encuentran suelos limosos que se clasifican como ML en el SUCS. A partir de ahí y hasta los 10 metros de profundidad se encuentran arenas limosas que se clasifican como SM en el SUCS. La Figura 4 muestra la resistencia de punta de cono en los ensayos CPT a la profundidad de interés para este análisis.

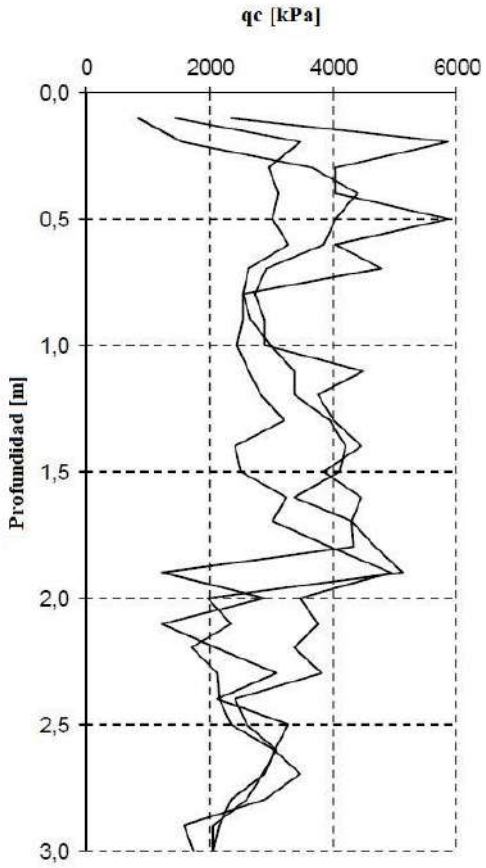


Figura 4. Resistencia de punta del ensayo CPT.

Los resultados obtenidos mediante las pruebas del presiómetro pencel se indican en el cuadro 2. Asimismo, se relacionan los parámetros geotécnicos obtenidos y la resistencia de punta del cono presentado anteriormente. En las Figuras 5, 6 y 7 se grafica la relación entre los parámetros obtenidos en el PPMT (P_1, E_0 y E_r) con la resistencia de punta del cono en el CPT.

Tabla 2. Resultados de los ensayos PPMT y su relación con los resultados del CPT.

Profunidad m	P_1 kPa	E_0 kPa	E_r kPa	q_c kPa	P_1/q_c	E_0/q_c	E_r/q_c
1,50	420	5801	30301	2717	0,15	2,14	11,2
1,00	376	6413	29261	2550	0,15	2,51	11,5
1,50	566	5219	50578	3900	0,15	1,34	13,0
1,00	568	7757	51820	3006	0,19	2,58	17,2
1,50	789	8614	55724	4257	0,19	2,02	13,1
1,00	582	6435	34561	3425	0,17	1,88	10,1
			Valores medios		0,17	2,08	12,67

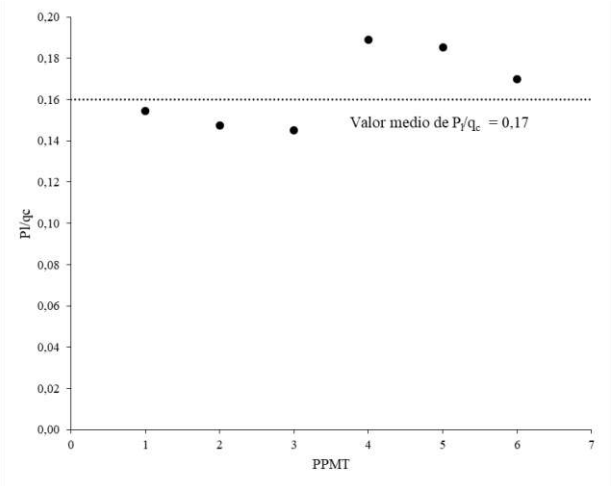


Figura 5. Relación entre la presión límite (P_l) y la resistencia de punta del cono (q_c).

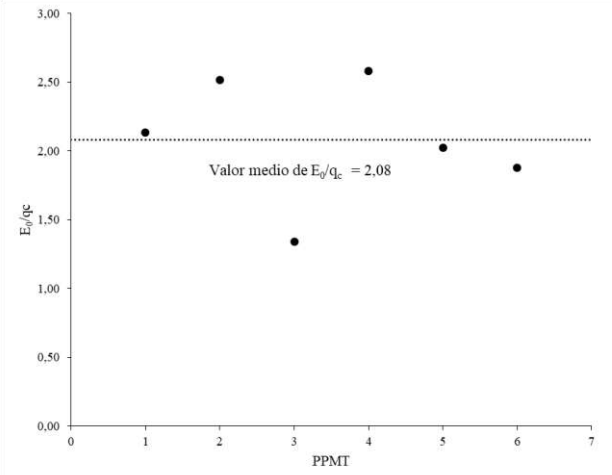


Figura 6. Relación entre el módulo presiométrico (E_0) y la resistencia de punta del cono (q_c).

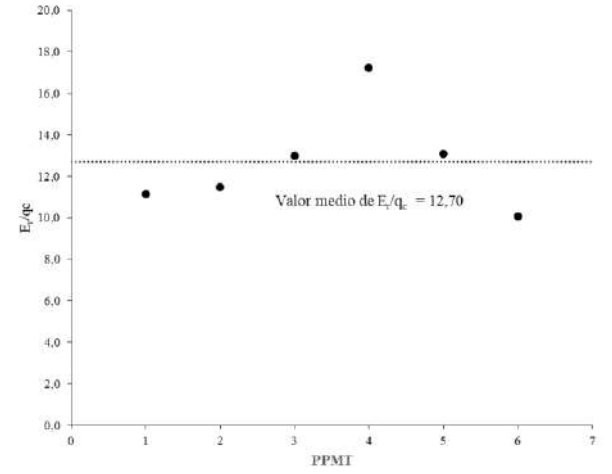


Figura 7. Relación entre el módulo de recarga presiométrico (E_r) y la resistencia de punta del cono (q_c).

Como puede observarse en la tabla 2 y en las figuras 5 a 7, la relación P_l/q_c varía de 0,15 a 0,19, con un valor medio de 0,17. Para la relación E_0/q_c se obtuvieron valores comprendidos entre 1,34 y 2,58, con una media de 2,08. En cuanto a la relación E_r/q_c los valores obtenidos varían entre 10,10 y 17,20 con una media de 12,70. Aunque existe cierta dispersión en los resultados, estos valores concuerdan con las correlaciones propuestas por Briaud (1992) para ensayos presiométricos tradicionales según se presenta en la Tabla 1. Aunque el universo de datos es pequeño y debe ser ampliado, los resultados preliminares son favorables en cuanto al uso potencial del presiómetro pencel en estudios geotécnicos de rutina en la zona.

4 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha considerado emplear el ensayo presiométrico pencel para mejorar los estudios geotécnicos rutinarios debido a que el equipo y los procedimientos de ensayo son de relativo bajo costo, de manera de incorporarlos a la práctica ingenieril en la zona. En casos analizados se encontró una buena concordancia entre parámetros geotécnicos obtenidos mediante los ensayos del presiómetro pencel y las correlaciones disponibles en la literatura entre resistencia de punta del CPT y parámetros geotécnicos en pruebas presiométricas tradicionales.

Aunque el universo de datos es pequeño y debe ampliarse, los resultados preliminares son favorables en relación con el uso potencial del ensayo presiométrico pencel para estudios geotécnicos rutinarios en la zona.

5 REFERENCIAS

American Society for Testing of Materials (1987) *Standard test method for cone penetration testing: D3441-86*. Annual Book of ASTM Standards V.04.08. New York.

Bosch D. R. and Sotelo R. R. (2008) *Caracterización geotécnica del Área Metropolita-na del Gran Resistencia: tipos de suelo.* XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

Briaud J. L. (1992) *The Pressuremeter*. A.A. BALKEMA/ ROTTERDAM/ BROOKFIELD

Mair R. J. and Wood D. M. (1987) *Pressuremeter Testing: Methods and interpretation*. Butterworths. London.

Meigh A. C. (1987) *Cone penetration testing: methods and interpretation*. 1. ed. London: Butterworths. 141p.

Menard L. (1956) *An Apparatus of Measuring the Strength of Soils in Place*. Master´s Thesis. University of Illinois, Illinois, USA.

Popolizio E. (1986) *Influencia del sistema geomorfológico en las crecientes e inundaciones del Nordeste Argentino*. Geociencias XIV, n.14, pp.3-33. Centro de Geociencias Aplicadas, UNNE.

Robertson P. K. and Powell J. J. M. (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*. 1. ed. London: Blackie Academic & Profesional. 312p.

Roctest Inc. (2005) *PENCEL Pressuremeter Instruction Manual*. Plattsburgh, N.Y.: Roctest, Inc.

Sotelo R. R. and Bosch D. R. (2001) *Determinación del módulo de elasticidad no drenado en arcillas saturadas de la región oriental del Chaco.* Comunicaciones Científicas. Ciencia y Técnica de la UNNE.

Tomografía Sísmica Aplicada a la Ingeniería

Seismic Tomography Applied to Engineering

Victor A. Rinaldi
Universidad Nacional de Córdoba, vrinaldi@unc.edu.ar

Ricardo Viguera, Eric Homenuc & Agustin Adami
Consultora de Ingeniería Mediterránea, CIM SRL, Argentina. Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

RESUMEN: La técnica de sísmica de refracción es una herramienta geofísica fundamental en el estudio geotécnico de obras civiles, tanto para el mapeo de las distintas formaciones del subsuelo como para la detección del techo de roca. Por otro lado, la velocidad de propagación de ondas es un parámetro correlacionable directamente con importantes propiedades geotécnicas de los suelos y rocas. Actualmente la evolución de la técnica de medición y procesamiento de los datos, permite la obtención de imágenes tomográficas, que incrementan su potencial para el uso en ingeniería geotécnica. En este trabajo se describe los principios básicos de la tomografía sísmica y se presenta un caso histórico de aplicación de esta técnica al estudio geotécnico para la caracterización y mapeo del techo de roca. En todos los casos se obtuvo una excelente correlación entre el perfil sísmico y el perfil geológico encontrado durante las prospecciones directas.

ABSTRACT: Refraction seismic technique is a fundamental geophysical tool for geotechnical studies in Civil Engineering work including the mapping of different soil formation of subsoil and detection of bed rock. Additionally, wave velocity is a key parameter which correlates directly with significant geotechnical parameters of soils and rocks. Today, the evolution of the measurement technique in the field and the data processing allows obtaining tomographic imagines which increase its potential for applications in geotechnical engineering. This work describes the basic principles of seismic tomography and a case history of an application in the characterization and mapping of bedrock. The correlation between the seismic profile and geologic profile obtained from direct prospection showed very good agreement.

PALABRAS CLAVE: geofísica – sísmica de refracción – tomografía – techo de roca

KEYWORDS: geophysics – seismic refraction – tomography – bedrock mapping

1 INTRODUCCIÓN

En el método de refracción sísmica se mide el tiempo en que una onda elástica de compresión o corte llegan a través del medio geológico a los distintos sensores que se encuentran dispuestos a lo largo de una línea de prospección. Esta línea se conoce también como tendido sísmico o línea de refracción.

Las ondas elásticas se generan en los extremos y puntos intermedios del tendido por medio de martillos, caídas de masas, rifles, explosivos, etc. Estas ondas son detectadas por sensores llamados geófonos que miden la velocidad de vibración con que la onda elástica excita el punto donde se encuentran dispuestos. En general se utilizan 12, 24 o 48 geófonos. La separación entre geófonos depende de la profundidad de prospección deseada en cada caso, pudiendo estimarse una profundidad de entre 1/4 y 1/3 de la longitud total del tendido. Las señales capturadas por los geófonos son acondicionadas (ej. amplificadas y filtradas) por un sismógrafo que permite también mostrar en una pantalla o display los registros de las señales de todos los geófonos dispuestos a lo largo del tendido.

De los registros se determinan los tiempos de arribo de las ondas de compresión, principalmente desde que la señal es emitida y llega a cada uno de los geófonos. Las curvas tiempo versus separación de geófonos se denominan dromocronas. El análisis de estas curvas permite determinar el perfil sísmico-estratigráfico.

Los métodos más comunes de interpretación son: tiempos de intercepto, velocidades aparentes, frentes de onda, tiempos de retardo y reciproco generalizado. La descripción y base teórica de cada uno de los métodos se puede ver en (Redpath 1973, Sarria 1996, Kearey et al. 2002).

El advenimiento de los métodos computacionales cada vez más sofisticados, han permitido el desarrollo de algoritmos de procesamientos tomográficos de la refracción. Estos algoritmos permiten resolver variaciones o gradientes de velocidades en profundidad y cambios laterales en medios altamente variables como por ejemplo debido a la presencia de oquedades, fallas, karst etc. Acorde a (Jacob et al. 2002) se discuten las ventajas y limitaciones de los principales algoritmos que se consiguen comercialmente en la actualidad tales como: Rayfract, GeoCT-II y SeisImager-2D.

Las imágenes tomográficas generalmente muestran variaciones graduales de los cambios de velocidades opuestamente a lo que se obtiene en los métodos tradicionales donde los estratos identificados poseen velocidades constantes dentro de cada uno.

Las limitaciones de la Tomografía con variaciones graduales de velocidad son discutidas en (Rucker 2002). En ambientes sedimentarios donde la velocidad de propagación aumenta con la profundidad debido al cambio de confinamiento, la variación gradual de la velocidad es más realista que la que se obtendría con un sistema multicapas de velocidades constantes. Lo opuesto puede entenderse en ambientes con cambios bruscos de velocidades como es el caso de sedimentos sobre techo de roca o en general donde los

cambios debido al agua o la cementación de los complejos tengan un rol preponderante.

La refracción sísmica tiene numerosas aplicaciones en la ingeniería civil incluyendo: evaluación de la variación estratigráfica de un sitio, la determinación de la profundidad del techo de roca, posición del nivel freático, grado de fracturación, alteración y competencia de la roca, detección de fallas geológicas, nivel de compacidad y cementación de los complejos sedimentarios, entre las principales que pueden mencionarse. Actualmente se ha extendido su uso a la determinación de los parámetros dinámicos del suelo para su uso en los diseños sísmicos y la determinación de parámetros geotécnicos para el diseño de fundaciones. Probablemente la mayor limitación de la sísmica de refracción se debe a que la técnica requiere que la rigidez de los estratos aumente en profundidad. La presencia de alguna intercalación de menor rigidez puede ocasionar importantes errores de interpretación. Finalmente puede indicarse que su aplicación en medios urbanos está condicionada a la extensión libre que se encuentre para su implementación. Espacios reducidos no permiten extender los tendidos y por ende su profundidad de prospección está más limitada.

En este trabajo se revisan los conceptos básicos del método de refracción sísmica y del algoritmo SeisImager 2D. Se presenta un ejemplo de aplicación en donde se utilizó la técnica tomográfica basada en este algoritmo para evaluar un corte en roca para un camino de montaña. El diseño de la excavación se realizó empleando correlaciones entre parámetros geotécnicos y la velocidad de propagación de ondas. Los resultados obtenidos se comparan el corte observado luego de la excavación, lo cual permitió validar el método empleado y reconocer sus limitaciones.

2 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL METODO DE TOMOGRAFÍA SISMICA

En la Figura 1 se muestra esquemáticamente los dispositivos de tendidos sísmicos posibles. En el caso de la Figura 1.a se presenta el tendido con puntos de energización en los extremos (tiro cercano y lejano a ambos extremos) y punto medio que es de aplicación usual en el caso del método de interpretación basado en los tiempos de intercepción y del reciproco generalizado (Palmer 1980).

En la Figura 1.b se muestra el dispositivo y los puntos de energización convenientemente distribuidos para la ejecución de una tomografía sísmica. En este caso se requiere de un mayor número de detonaciones y en lo posible de geófonos. Mientras mayor sean estos mejor será la definición de la imagen tomográfica resultante. Actualmente se usan 12, 24 o 48 geófonos. Estos métodos requieren de geófonos con frecuencias naturales de vibración de entre 8 y 40 Hz, algo mayores a los empleados en la sismología tradicional.

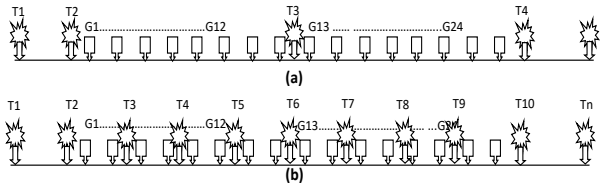


Figura 1. Esquema de dispositivos empleado para el estudio de refracción sísmica utilizando detonaciones extremas y punto medio (a) y múltiples detonaciones (b).

Las leyes fundamentales que rigen la propagación y la trayectoria de las ondas sísmicas son:

a) Principio de Huygens: todo punto de un frente de onda inicial puede considerarse como una fuente de ondas esféricas secundarias que se extienden en todas las direcciones con la misma velocidad, frecuencia y longitud de onda que el frente de onda del que proceden.

b) Principio de Fermat: El trayecto seguido por la onda al propagarse de un punto a otro es tal que el tiempo empleado en recorrerlo es un mínimo.

c) Ley de Snell o ley de la refracción que puede deducirse de los principios antes mencionados (a y b) y que se ilustran en la Figura 2 para una onda incidente de compresión (P) y queda expresado en la ecuación1 en forma simplificada:

$$\frac{Seno(a)}{V_{P1}} = \frac{Seno(e)}{V_{P2}} \quad \textbf{(1)}$$

En donde VP es la velocidad de propagación de onda de cada uno de los medios indicados en la Figura 2 “a” y “e” son los ángulos de incidencia y refracción. Para la condición en donde el ángulo de refracción e = 90, la ecuación 1 predice que:

$$Seno(i_c) = \frac{V_{P1}}{V_{P2}} \quad \textbf{(2)}$$

En donde ic se conoce como ángulo crítico de incidencia y es la base para la interpretación del método de sísmica de refracción.

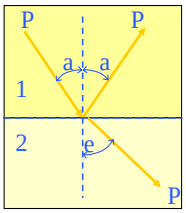


Figura 2. Reflexión y refracción de una onda incidente de compresión en una interfase compuesta por dos medios de distintas velocidades.

Cuando el medio en que se propagan las ondas sísmicas no es homogéneo, se producen los fenómenos de difracción, dispersión y scattering. La difracción es el desvío de los rayos, en cierta extensión, ocurrido cuando se limita parte del frente de ondas. La dispersión es la variación de la velocidad de una onda para distintas frecuencias. En un medio elástico homogéneo no hay dispersión, pero si ocurre en un medio imperfectamente elástico como son los geomateriales. En refracción sísmica no es importante la dispersión, no así en las ondas de superficie o Rayleigh. Finalmente, el scattering corresponde a la formación de pequeñas ondas que propagan la energía en todas las direcciones y se produce cuando un frente de ondas choca con objetos de distinta impedancia pequeños comparados con su longitud de onda.

La disminución de la energía sísmica con la distancia es causada en parte por los procesos descriptos anteriormente y otros procesos como son: el amortiguamiento material (perdida de energía por fricción y disipación de calor fundamentalmente), la absorción (los geomateriales actúan filtrando las altas frecuencias que atenúan la amplitud de los pulsos en el dominio del tiempo) y la atenuación geométrica (a medida que la energía se aleja de la fuente que lo produce se distribuye afectando un mayor volumen). De modo que la atenuación total se puede escribir como (Santamarina et al. 2001):

$$\frac{A_2}{A_1} = \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^n e^{\alpha(r_2 - r_1)} T^{-1} \quad \textbf{(3)}$$

Donde A1 y A2 son las amplitudes de la onda en los puntos (1) y (2) ubicados a una distancia r1 y r2 de la fuente de emisión, es el coeficiente de atenuación relacionado con el coeficiente

de amortiguamiento del material y T es el coeficiente de adsorción.

El método tomográfico empleado por el programa SeisImager 2D (Seilmager 2009) empleado en este trabajo, requiere asumir un modelo de semiespacio de velocidades (congruente con el modelo geológico) el cual se discretiza en sectores denominados pixels tal como se muestra esquemáticamente en la Figura 3. El algoritmo matemático de cálculo consiste en el trazado iterativo de rayos (frentes de onda) que cruzan el modelo físico teórico asumido y comparar los tiempos calculados con los medidos en los trabajos de campo. En caso de que la diferencia entre estos tiempos sea mayor a un error medio aceptable, se modifica el modelo teórico hasta que la diferencia entre los tiempos medidos y calculados sea minimizada por ejemplo empleando la técnica de los mínimos cuadrados.

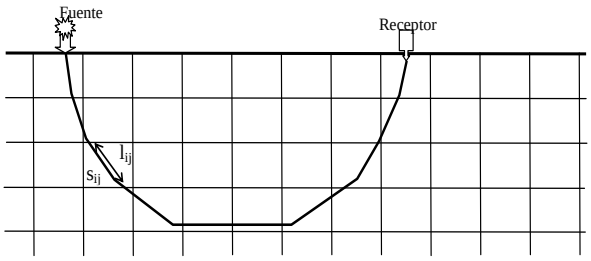


Figura 3. Discretización del modelo teórico para la ejecución de una tomografía sísmica según el algoritmo de cálculo del programa SeisImager 2D. En donde li,j es la longitud que recorre el rayo en el pixel i,j con lentitud si,j.

El objetivo fundamental es el encontrar el tiempo mínimo de viaje de la onda entre el emisor y el receptor para cada par emisor-receptor. En este problema es conveniente definir la "lentitud" o slowness de cada pixel como la inversa de la velocidad (vi,j):

$$s_{i,j} = \frac{1}{v_{i,j}} \quad \textbf{(4)}$$

Sumiendo que en cada pixel la onda viaja una distancia li,j, el tiempo de viaje para una iteración entre el un emisor y un receptor se puede escribir como:

$$\begin{aligned} t_1 &= l_{1,1}\ s_1 + l_{1,2}\ s_2 + \ldots\ldots + l_{1,j}\ s_j \\ t_2 &= l_{2,1}\ s_1 + l_{2,2}\ s_2 + \ldots\ldots + l_{2,j}\ s_j \\ t_i &= l_{i,1}\ s_1 + l_{i,2}\ s_2 + \ldots\ldots + l_{i,j}\ s_j \end{aligned} \quad \textbf{(5)}$$

Las ecuaciones (5) se pueden escribir en notación matricial como:

$$[L]\ [S] = [T] \quad \textbf{(6)}$$

En donde la incógnita desconocida son los elementos de la matriz S. En general este sistema está sobre-determinado, dado que existen más ecuaciones que incógnitas.

Si asumimos una función error:

$$E = [T] - [L]\ [S] \quad \textbf{(7)}$$

y pretendemos minimizar la función cuadrática del error,

$$E = \{[T] - [L]\ [S]\}^T \{[T] - [L]\ [S]\} = \|[T] - [L]\ [S]\|^2 \quad \textbf{(8)}$$

Para cuando la variación del error (o la derivada) es cero, resulta:

$$L^T LS = L^T\ T \quad \textbf{(9)}$$

O lo que es lo mismo:

$$S = (L^T L)^{-1}\ L^T\ T \quad \textbf{(10)}$$

Una vez obtenida la matriz de slowness S para cada para emisor-receptor queda determinado el modelo que mejor aproxima a las mediciones de tiempos. Este modelo es considerado el perfil sísmico del sitio.

En general el problema resulta más complejo de lo expuesto, por cuanto en la ecuación (6) la matriz L es también función del slowness (S) y el problema se transforma en no lineal por lo que debe proponerse un modelo inicial So y con este calcular la matriz Jacobiana Lo y los tiempos teóricos resultantes Toc. A partir de allí se determina la función error (e) para cada iteración (k):

$$(e_i)_k = t_i - \sum l_{ij}\ S_{jk-1} \quad \textbf{(11)}$$

Luego el error se distribuye para crear el modelo de distribución de slowness en forma proporcional a las longitudes de cada rayo en cada pixel:

$$(S_j)_{k+1} = (S_j)_k + \frac{(e_i)_k}{\sum (l_{ij})^2}\ l_{ij} \quad \textbf{(12)}$$

Existen dos algoritmos iterativos ART (Algebraic Reconstruction Technique) y SIRT (Sequential Image Reconstruction Technique). ART actualiza el vector [S] luego de cada rayo procesado en cambio SIRT corrige [S] posterior al procesamiento de todos los rayos.

3 CASO HISTÓRICO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO

3.1 *Descripción del Sitio de Estudio*

El sector analizado corresponde a una porción de territorio al pie de la Sierra Chica de Córdoba (ver Figura 4) comprendida entre el empalme de la actual traza del Camino de las Altas Cumbres con su acceso, la ruta a Icho Cruz (puente) y el camino que conecta Las Jarillas con la ruta al Observatorio Astronómico, en la ladera occidental de la Sierra Chica. El sector se corresponde con la franja que bordea hacia el Oeste la Sierra Chica, conformando una serranía de transición entre la citada sierra y la prolongación hacia el Sur del valle de Punilla. Los trabajos que aquí se describen fueron realizados sobre un corte efectuado según la traza de la prolongación hacia el Este del Camino de las Altas Cumbres entre progresivas 1835 y 1950 del proyecto ejecutivo.



Figura 4. Localización del área de estudio.

3.2 *Trabajos Sísmicos y Resultados*

En este estudio se realizó un tendido de prospección sísmica sobre la cresta del talud a cortar. La longitud del tendido fue de 115 metros. Como energizador se utilizaron cargas explosivas de gelamón. Los impactos se realizaron a 10 m de los extremos de la línea de geófonos (G1 y G24). Adicionalmente se realizaron 3 tiros intermedios equidistantes en los tercios del tendido.

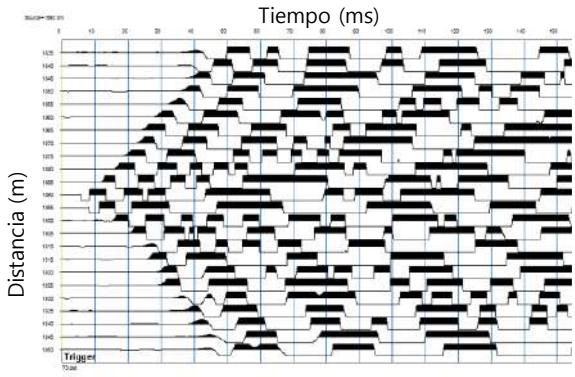


Figura 5. Registro sísmico típico para un tiro intermedio.

Los registros obtenidos en campo (un registro típico se muestra a modo de ejemplo en la Figura 5) son procesados e interpretados con detalle en gabinete. Para este caso, las señales obtenidas en bruto se filtran en el ancho de banda de los sensores, a los fines de eliminar ruidos de línea, extraños a las mediciones. De los registros procesados, se determinaron los tiempos de arribo de las ondas de compresión. La detección de estos puntos se realizó manualmente mediante un software específico. Con los primeros arribos se determinaron las curvas espacio-tiempo denominadas dromocronas (ver Figura 6) para todos los disparos realizados. A partir del análisis de estas curvas dromocronas se obtuvo el perfil tomográfico de variaciones de velocidades de la Figura 7.

Las tomografías realizadas en este trabajo muestran un perfil de velocidades crecientes en profundidad en forma gradual sin cambios bruscos de velocidades. En general se detecta muestra un paquete sedimentario de entre 200 m/s y 400 m/s de escaso espesor. Por debajo de éste se desarrolla un estrato de hasta velocidades de 1200 m/s que se extiende en forma bastante paralela a la superficie con un espesor promedio de entre 2 y 4 m. Este material puede asociarse al complejo litológico designado como metamorfitas compuesto de roca muy alterada con elevado contenido de finos que mejora en profundidad. Por debajo de este complejo aparecen materiales con velocidades de propagación de ondas en general mayores a 1200 m/s que crece hasta unos 2000 m/s a una media de 10 m de profundidad. Esta velocidad se puede asociar con el complejo litológico de los granitoides identificados en el corte con alto grado de fracturamiento. Por debajo del mismo aparece la roca más masiva con velocidades mayores a 2000 m/s y hasta valores de 5000 m/s se han medido en este trabajo correspondiente al granitoide menos fracturado.

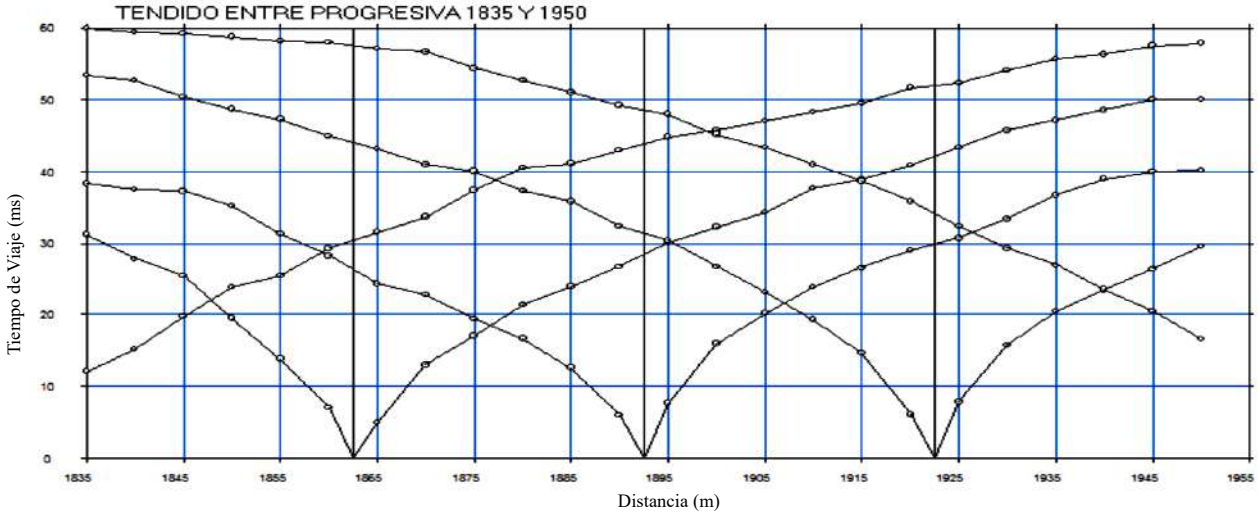


Figura 6. Curvas dromocronas típicas.

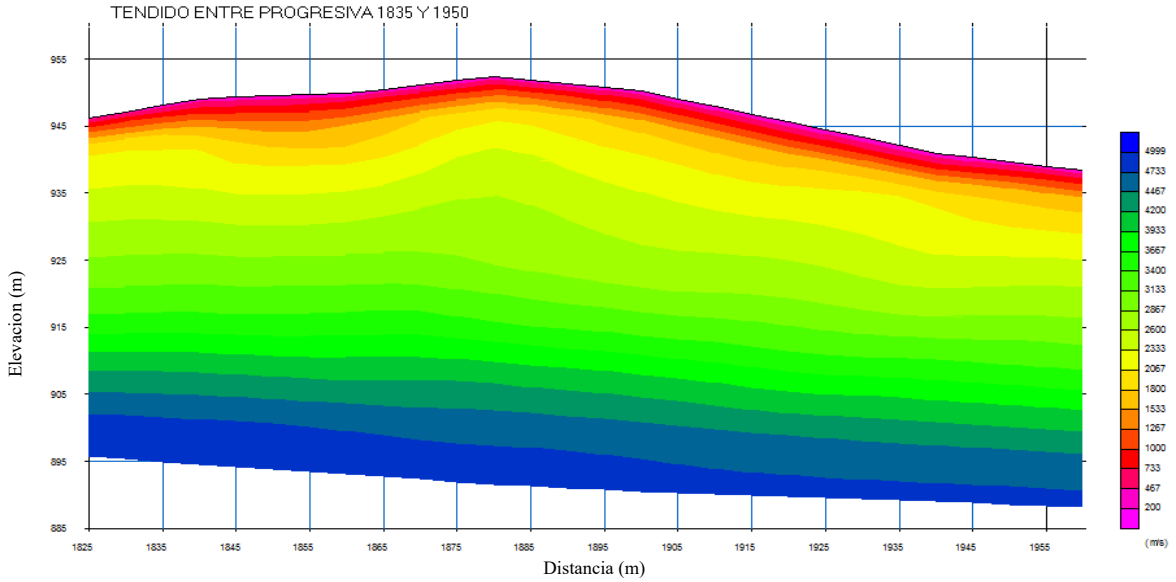


Figura 7. Tomografía sísmica obtenida en el corte de la progresiva 1835 y 1950.



Figura 8. Visual de frente general del corte evaluado en este trabajo

3.3 *Descripción del Frente del Corte*

La Figura 8 muestra el corte realizado en el sitio de estudio. Un examen visual permite advertir la presencia de tres "horizontes" bien diferenciados que se designan aquí, de la superficie hacia abajo, suelo (nivel litológico 1), metamorfitas (nivel litológico 2) y granititas (nivel litológico 3).

El primer horizonte, superficial, presenta desarrollo incipiente de suelo en una matriz pedregosa que pasa al segundo nivel prácticamente sin transición. Sobre este nivel edáfico se alza, sin mantillo previo, pero con una matriz arenosa y esponjosa muy oscura, la cubierta vegetal. La vegetación es de orden inferior (pastos, arbustos), prácticamente sin capacidad soporte, por la escasa importancia y escasamente profunda proyección de sus raíces. El perfil permite observar una variación del espesor de este horizonte húmico y regolítico de entre 20 y 40 cm, con zonas menos frecuentes de hasta 60 cm.

Inmediatamente a éste subyace una roca metamórfica muy alterada y heterogénea, de carácter esquistoso y que podría ser catalogada una granitita con variaciones al tipo gnéisico, gnéisico-esquistoso y en ocasiones anfibolítico. La misma se encuentra muy alterada, presentando variaciones litológicas laterales frecuentes e importantes, con venillas y relictos de la roca de caja y de la metamorfita superior erosionada ausente, con nichos olivínicos y vestigios de anfibolitas. Esta franja no es uniforme y subyace a la anterior en espesores variables entre 1m y alrededor de 3 m.

Por debajo de la metamorfita alterada se encuentra una roca resistente, limitante con la anterior según un techo resuelto en bochas amplias. Tiene características geotécnicas contrastantes con el anterior y se constituye en el tercer tipo y nivel litológico. Se trata de un granitoide, con un grado de metamorfismo variable, con cristales medianos deformados, masa homogénea

y con constitutivos dispersos de manera homogénea. Es predominantemente leucocrático, dada la presencia de feldespatos sódicos y cuarzo, con escaso feldespato potásico y biotita, en ocasiones agrupada esta última en aparentes pequeños nichos de segregación, sin incidencia en la resistencia general. Estas características texturales primarias y el mediano estado de alteración observado, junto a la presencia de abundante cuarzo, le confieren una resistencia más bien significativa. Si bien hay variaciones composicionales muy frecuentes, puede considerarse como una roca dura. No se advierte variación en este tipo de material hacia el interior ni base alguna de referencia.

4 CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos y descriptos para la tomografía sísmica muestran una importante correlación con lo observado posteriormente en los cortes realizados y mostrados en la Figuras 8 de este trabajo. Claramente a unos 10 m de profundidad desde la cresta del corte no se pudo continuar con el ripado y debió seguirse la excavación mediante el empleo de voladuras. Por otro lado, pudo confirmarse que la roca granítica mejoraba en profundidad tal como se determinó en el perfil sísmico tomográfico. El perfil sísmico también permitió posteriormente realizar una clasificación del macizo rocoso y estimar un ángulo de corte que pudiera predecir un factor de seguridad mayor a 1,5.

La tomografía sísmica tal cual se ha descripto en este trabajo muestra un gradiente creciente de velocidades sin indicar estratos contrastantes en forma clara. Este resultado es una limitación del método y es probable que en el presente caso se ajuste más a la realidad del perfil. Es decir que el mejoramiento en la calidad de la roca con la profundidad y a su vez el aumento del confinamiento del macizo, pueden explicar este crecimiento más bien gradual de la velocidad. En la Figura 6 se observa claramente que el refractor curva ligeramente hacia abajo indicando un aumento de la velocidad con la profundidad que no es mal interpretada por el programa de procesamiento.

La velocidad sísmica de las rocas es un parámetro geofísico de las mismas que describe con bastante aproximación su dureza y se viene utilizando tradicionalmente para clasificarlas en cuanto a su ripabilidad o volabilidad. Aunque, si bien es un parámetro muy significativo, no puede ni debe ser tenido en cuenta aisladamente si no visto en conjunto con otros factores también a considerar. Es bien conocido que otros factores como: tenacidad, densidad, abrasividad o dureza de las rocas, disposición de la estratificación, tamaño y forma de los bloques, diaclasado, familias de juntas, relleno de las mismas, buzamientos, etc. son factores que influyen en la forma de excavación de un macizo.

En general los fabricantes de equipos de construcción tienden a fijar que los macizos rocosos son ripables hasta un entorno de los 2.000 m/s y hasta 2400 m/s. Se ha encontrado que en la práctica este criterio puede ser real a cambio de un bajo rendimiento de producción, especialmente para las rocas compactas de grano grueso y así, para muchas rocas la velocidad sísmica límite para la ripabilidad fácil podría ser inferior a 1.000 m/s o tan baja como 700 m/s.

Finalmente, debe indicarse que esta técnica requiere de un mayor uso y comparación con interpretación de otro tipo aplicado tradicionalmente en la sísmica de refracción y que fueran mencionadas más arriba. El uso de un programa computacional que produce imágenes en forma automática, puede ser ocasión de un mal uso y peor interpretación.

5 REFERENCIAS

Jacob R. Sheehan1, William E. Doll, & Wayne A. Mandell (2005) *An Evaluation of Methods and Available Software for Seismic Refraction Tomography Analysis*, Journal of Environ. Eng. Geophys., v. 10 no. 1, pp. 21-34.

Palmer D. (1980), *The generalized reciprocal method of seismic refraction interpretation*. Society of Exploration Geophysicists, Tulsa.

Philip Kearey, Michael Brooks & Ian Hill (2002). *An Introduction to Geophysical Exploration*, Blackwell Science Ltd., Osney Mead, Oxford, (3a edicion). pp. 281.

Redpath Bruce B. (1973). *Technical Report E-73-4: Seismic Refraction Exploration for Engineering Site Investigations, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Explosive Excavation Research Laboratory, Livermore, California, pp. 63.*

Rucker Michael L. (2002). Seismic Refraction Interpretation with Velocity Gradient and Depth of Investigation, Proceedings of the Geophysics conference, Los Angeles, California, pp.11.

Santamarina, J. C.; Klein, K. & Fam, M. (2001). *Soils and Waves*, John Wiley & Son, Inc. pp. 553.

Sarria Molina Alberto (1996)., *Métodos Geofísicos con Aplicaciones a la Ingeniería Civil*, Ediciones Uniandes, Santa Fe de Bogotá, Colombia, pp. 300.

SeisImager/2DTM Manual (2009) (versión 3.3). California, USA.

Aplicación de la tomografía sísmica para la detección de una falla potencial oculta

Application of seismic tomography for detecting a hidden potential fault

Agustin Adami & Victor A. Rinaldi
Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. agustin.adami@unc.edu.ar

RESUMEN: La técnica de refracción sísmica es una herramienta geofísica cada vez más útil para estudios geotécnicos en obras de ingeniería civil, incluido el mapeo de diferentes formaciones de suelo del subsuelo y la detección del lecho rocoso. Además, la velocidad de onda es un parámetro clave que se correlaciona directamente con parámetros geotécnicos significativos de suelos y rocas. Hoy en día, la evolución de la técnica de medición en campo y el procesamiento de datos permite obtener imágenes tomográficas lo que incrementa su potencial de aplicaciones para evaluar la estructuración del macizo rocoso. Este trabajo describe los principios básicos de la tomografía sísmica y un caso histórico de aplicación en obras civiles para evaluar las condiciones de cimentación de un sitio donde se evaluó una nueva estructura para un vertedero para el Lago Gatún, al norte de Panamá. El estudio permitió detectar un sector de roca madre desestructurada que estaba cubierta por sedimentos más modernos y vegetación justo en el sitio de interés para la fundación de un proyecto. La detección de la roca madre desestructurada obligó a reubicar la estructura proyectada.

ABSTRACT: Seismic refraction technique is an increasingly useful geophysical tool for geotechnical studies in civil engineering work including the mapping of different soil formation of subsoil and detection of the bed rock. Additionally, wave velocity is a key parameter which correlates directly with significant geotechnical parameters of soils and rocks. Today, the evolution of the measurement technique in the field and the data processing allows to obtain tomographic images which increases its potential for applications to evaluate structuration of rock mass. This work describes the basic principles of seismic tomography and a case history of an application in civil works used to evaluate the foundation conditions of a site where a new structure for a spillway for the Gatun lake, north Panama, was evaluated. The study detected a destructured band sector in the bedrock which was covered by more modern sediments and vegetation just in the site of interest for the foundation of a project. The magnitude of the destructured bedrock forced the relocation of the projected structure.

PALABRAS CLAVE: velocidad de onda – tomografía sísmica – caracterización de materiales

KEYWORDS: wave velocity – seismic tomography – material characterization

1 INTRODUCCIÓN

El método de refracción sísmica se basa en el desplazamiento de la onda de compresión elástica a través de medios geológicos mediante el uso de varios sensores que se muestran equidistantes a lo largo de una línea de estudio. Se generan ondas elásticas en los extremos y puntos intermedios mediante martillos, caídas de masas, cañones o incluso explosivos para prospección profunda. Estas ondas son detectadas por sensores llamados geófonos que miden la velocidad de vibración cuando la onda elástica llega al punto donde se encuentran. En general, se suelen disponer 12, 24 o 48 geófonos a lo largo de la línea de levantamiento. El espacio entre los geófonos y la longitud de la línea topográfica dependen de la profundidad de exploración requerida. Como regla general, la profundidad de exploración oscila entre 1/4 y 1/3 de la longitud total de la línea. La señal captada por los geófonos es acondicionada (ej. amplificada y filtrada) por un sismógrafo que además permite visualizar y registrar las señales de todos los geófonos dispuestos a lo largo de las líneas. A partir de los registros se determina el tiempo de llegada de las ondas de compresión a cada geófono y se obtienen las curvas espacio-temporales. El análisis de estas curvas permite determinar el perfil sísmico. Los métodos más comunes de interpretación de las curvas espacio-temporales son: tiempos de intercepción, velocidades aparentes, frentes de onda, tiempos de retardo y el método recíproco general. (Sarria, 1996; Redpath, 1973; Kearey et al., 2002). Hoy en día, los avances cada vez más sofisticados en métodos computacionales permitieron el desarrollo de algoritmos de procesamiento tomográfico de refracción. Estos algoritmos permiten resolver variaciones o gradientes de velocidad en profundidad y cambios laterales en sitios muy variables como por la presencia de vacíos, fallas, karst, por ejemplo. Las imágenes tomográficas generalmente muestran variaciones graduales de las velocidades de onda con profundidades opuestas a las obtenidas en los métodos tradicionales de interpretación donde se identifican capas con diferentes velocidades constantes. Las limitaciones de las variaciones graduales de velocidad se analizan en (Rucker, 2002). En ambientes sedimentarios donde la velocidad de propagación aumenta con la profundidad debido al cambio de confinamiento, la variación gradual de la velocidad es más realista que la obtenida con un modelo multicapa. Lo contrario se puede entender en ambientes con cambios bruscos, como sedimentos que se superponen al lecho rocoso o capas intermedias que se producen debido a la presencia de agua o suelos rígidos cementados.

El método de refracción sísmica tiene numerosas aplicaciones en el campo de la ingeniería geotécnica, que incluyen: el mapeo de la estratigrafía de un sitio, la determinación de la ubicación del lecho rocoso y el nivel freático, evaluación del grado de fracturamiento y meteorización de la roca, detección de fallas geológicas y grado de compactación y cementación de capas sedimentarias, evaluación de parámetros dinámicos del suelo para uso en diseños sísmicos y más recientemente, determinación de parámetros geotécnicos para diseño de cimentaciones. Probablemente la mayor limitación de la refracción sísmica es que requiere que la rigidez de las capas aumente en

profundidad. La presencia de cualquier inclusión con menor rigidez puede malinterpretarse.

Este trabajo describe una aplicación de la técnica tomográfica utilizada para evaluar la desestructuración de un lecho rocoso sedimentario (Formación Terciaria Gatún) debido a una falla de corte posiblemente oculta cubierta por sedimentos más modernos y vegetación significativa. La desestructuración de la roca base fue difícil de detectar incluso con perforaciones previas realizadas en el sitio. Tal situación resaltó la importancia de la geofísica en la adecuada caracterización geotécnica del sitio.

2 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL MÉTODO DE TOMOGRAFÍA SÍSMICA

En la Figura 1 se muestra esquemáticamente los dispositivos de tendidos sísmicos posibles. En el caso de la Figura 1.a se presenta el tendido con puntos de energización en los extremos (tiro cercano y lejano a ambos extremos) y punto medio que es de aplicación usual en el caso del método de interpretación basado en los tiempos de intercepción y del recíproco generalizado (Palmer, 1980). En la Figura 1.b se muestra el dispositivo y los puntos de energización convenientemente distribuidos para la ejecución de una tomografía sísmica. En este caso se requiere de un mayor número de detonaciones y en lo posible de geófonos. Mientras mayor sean estos, mejor será la definición de la imagen tomográfica resultante. Actualmente se usan 12, 24 ó 48 geófonos. Estos métodos requieren de geófonos con frecuencias naturales de vibración de entre 8 y 40 Hz, algo mayores a los empleados en la sismología tradicional.

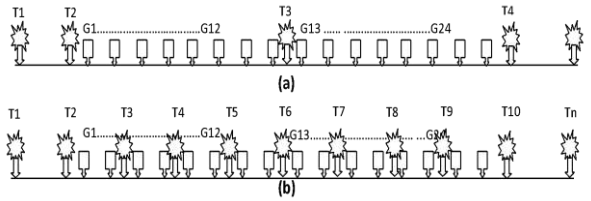


Figura 1. Esquema de dispositivos empleado para el estudio de refracción sísmica utilizando detonaciones extremas y punto medio (a) y múltiples detonaciones (b).

Las leyes fundamentales que rigen la propagación y la trayectoria de las ondas sísmicas son:

a) Principio de Huygens: todo punto de un frente de onda inicial puede considerarse como una fuente de ondas esféricas secundarias que se extienden en todas las direcciones con la misma velocidad, frecuencia y longitud de onda que el frente de onda del que proceden.

b) Principio de Fermat: El trayecto seguido por la onda al propagarse de un punto a otro es tal que el tiempo empleado en recorrerlo es un mínimo).

c) Ley de Snell) o ley de la refracción que puede deducirse de los principios antes mencionados (a y b) y que se ilustran en la Figura 2 para una onda incidente de compresión (P) y queda expresado en la ecuación (1) en forma simplificada:

$$\frac{Seno(a)}{V_{P1}} = \frac{Seno(e)}{V_{P2}} \qquad (1)$$

En donde V_P es la velocidad de propagación de onda de cada uno de los medios indicados en la Figura 2 "a" y "e" son los ángulos de incidencia y refracción. Para la condición en donde el ángulo de refracción e = 90, la ecuación 1 predice que:

$$Seno(i_c) = \frac{V_{P1}}{V_{P2}} \qquad (2)$$

En donde i_c se conoce como ángulo crítico de incidencia y es la base para la interpretación del método de sísmica de refracción.

Cuando el medio en que se propagan las ondas sísmicas no es homogéneo, se producen los fenómenos de difracción, dispersión y scattering. La difracción es el desvío de los rayos, en cierta extensión, ocurrido cuando se limita parte del frente de ondas. La dispersión es la variación de la velocidad de una onda para distintas frecuencias. En un medio elástico homogéneo no hay dispersión, pero si ocurre en un medio imperfectamente elástico como son los geomateriales. En refracción sísmica no es importante la dispersión, no así en las ondas de superficie o Rayleigh. Finalmente, el Scattering corresponde a la formación de pequeñas ondas que propagan la energía en todas las direcciones y se produce cuando un frente de ondas choca con objetos de distinta impedancia pequeños comparados con su longitud de onda.

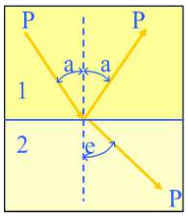


Figura 2. Reflexión y refracción de una onda incidente de compresión en una interfase compuesta por dos medios de distintas velocidades.

La disminución de la energía sísmica con la distancia es causada en parte por los procesos descritos anteriormente y otros procesos como son: el amortiguamiento material (pérdida de energía por fricción y disipación de calor fundamentalmente), la absorción (los geomateriales actúan filtrando las altas frecuencias que atenúan la amplitud de los pulsos en el dominio del tiempo) y la atenuación geométrica (a medida que la energía se aleja de la fuente que lo produce se distribuye afectando un mayor volumen). De modo que la atenuación total se puede escribir como (Santamarina et al., 2001):

$$\frac{A_2}{A_1} = \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^n e^{\alpha(r_2 - r_1)}\, T^{-1} \qquad (3)$$

Donde A1 y A2 son las amplitudes de la onda en los puntos (1) y (2) ubicados a una distancia r1 y r2 de la fuente de emisión, es el coeficiente de atenuación relacionado con el coeficiente de amortiguamiento del material y T es el coeficiente de adsorción.

El método tomográfico empleado por el programa SeisImager 2D (Seilmager, 2009) empleado en este trabajo, requiere asumir un modelo de semiespacio de velocidades (congruente con el modelo geológico) el cual se discretiza en sectores denominado pixels tal como se muestra esquemáticamente en la Figura 3. El algoritmo matemático de cálculo consiste en el trazado iterativo de rayos (frentes de onda) que cruzan el modelo físico teórico asumido y la posterior comparación de los tiempos calculados con los medidos en los trabajos de campo. En caso de que la diferencia entre estos tiempos sea mayor a un error medio aceptable, se modifica el modelo teórico hasta que la diferencia entre los tiempos medidos y calculados sea minimizada por ejemplo empleando la técnica de los mínimos cuadrados.

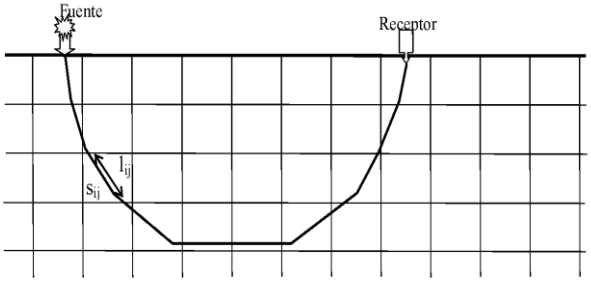


Figura 3. Discretización del modelo teórico para la ejecución de una tomografía sísmica según el algoritmo de cálculo del programa SeisImager 2D. En donde li,j es la longitud que recorre el rayo en el pixel i,j con lentitud si,j.

3 TRABAJOS REALIZADOS

3.1 *Localización y Geología*

La Figura 4 muestra la ubicación del sitio cerca de la ciudad de Colón, al noroeste de Panamá, en el lado de la costa atlántica. El Istmo de Panamá está formado por el bloque rígido (a menudo denominado micro placa Panamá), ubicado entre las placas tectónicas de Cocos y Nazca sur, la placa del Caribe norte y la placa Sudeste de América. Forma parte del arco volcánico de Centroamérica originado en el Mioceno hace unos 17 millones de años. El movimiento continuo de América del Norte y América del Sur, siendo de unos 25 mm/año, es responsable de la deformación interna del istmo que se traduce en pliegues y fallas interiores (Rockwell et al., 2010). Las direcciones predominantes de las fallas son paralelas al Canal de Panamá en dirección noroeste-sureste y alguna dirección noreste-suroeste con alto grado de buzamiento. (Pratt et al., 2003). A pesar del tectonismo de complejidad descrito, se reconoce una actividad sísmica real muy baja, aunque dicha información crea una incertidumbre importante en la evaluación del riesgo sísmico en Panamá.

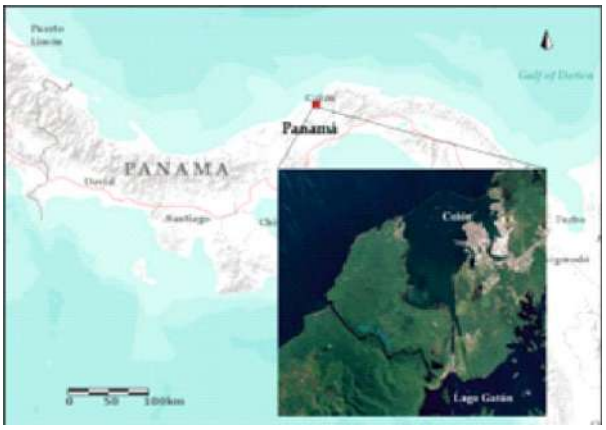


Figura 4. Mapa de localización del sector de estudio.

La estratigrafía general del sector de interés ha sido ampliamente descrita (Jones, 1950 y Woodring, 1957) y consiste principalmente en depósitos del Mioceno y Holoceno superpuestos a las formaciones volcánicas del Pre-Terciario. El depósito sedimentario más profundo es la Formación Gatún. Esta Formación está compuesta por secuencias alternas de areniscas, limolitas, conglomerados y turbas marinas. Es de color verde grisáceo, con un suave buzamiento hacia el noroeste. Esta Formación contiene macro y microfósiles en muy buen estado de conservación. Tiene un espesor máximo estimado de unos 500 m con una elevación aproximada de +100 m en el sur de la Bahía de Limón y reduce su elevación bajo el nivel del mar a la costa del Caribe. La Formación Chagres sobre la Formación Gatún, consiste en arenisca masiva, siendo la limolita una formación bioclástica calcárea blanquecina, con fragmentos de coral y fósiles marinos, ligeramente fracturada y ligeramente alterada y algún elemento encontrado en su base identificado como caliza de Toro. Los sedimentos coluviales que cubren la base de los cerros se originan a partir de fragmentos desestructurados que caen de las formaciones Gatún y Chagres en elevaciones más altas.

En rocas sedimentarias donde se han producido procesos diagenéticos (provocando litificación de estructuras) a altas presiones, como es el caso de la formación Gatún, el efecto de liberación en la presión de confinamiento (ya sea por muestreo o excavación) puede provocar su desestructuración en forma de microfisuras. Una disminución en el contenido de agua (desecación) tiende a acelerar y magnificar este proceso de microfisuración. Además, cuando el material se satura en condiciones no confinadas, los esfuerzos residuales en la formación se relajan y también provocan fracturas masivas en la muestra, lo que reduce la resistencia al corte, el módulo elástico y la velocidad de propagación de la onda.

La figura 5 muestra este efecto en una muestra de Gatún correspondiente a una profundidad de unos 25 m. Después de 24 horas de inmersión, las fracturas se desarrollan siguiendo planos predominantemente horizontales, que probablemente corresponden a la dirección de los planos de lecho.



Figura 5. Efecto de agrietamiento en una muestra de la formación Gatún, producto de la saturación.



Figura 6. Ubicación del sector de interés de este trabajo en el margen izquierdo de la represa Gatún.

El programa geotécnico incluyó estudios geofísicos y perforaciones. Los estudios geofísicos consistieron en cuatro perfiles sísmicos de 250 m cada uno utilizando la técnica de refracción. Tres de los perfiles sísmicos se colocaron a lo largo del eje del aliviadero y una línea a través de él. Para este trabajo se utilizó un dispositivo Geode 24 de Geometrics. Cada una de las líneas de levantamiento se realizó utilizando un total de 24 geófonos con separaciones de 5 m. Los geófonos se fijaron al suelo mediante insertos de 8 cm de longitud. Para cada línea sísmica se realizaron 5 disparos (en ambos extremos, en los cuartos y en el centro). La energización para cada disparo en cada punto se realizó mediante un sistema de cañones de gas a presión. Este sistema permitía aumentar la energía de impacto respecto a una masa accionada manualmente y por tanto aumentar la profundidad de penetración (no se permitía el uso de explosivos en el lugar). La figura 7 muestra una imagen del cañón de gas que se describe aquí.



Figura 7. Cañón de gas utilizado en esta obra.

Los registros de campo obtenidos fueron procesados e interpretados utilizando los programas informáticos Plotrefa y Pickwin de Geometrics. Para el procesamiento de los datos se siguieron los siguientes pasos:

a) Estudio detallado de los registros: Los registros fueron estudiados señal por señal, con el fin de evaluar la calidad de los mismos y su consistencia.
b) Registros de procesamiento: las señales sin procesar obtenidas se filtraron en sensores de ancho de banda para eliminar el ruido de línea y las mediciones extrañas.
c) Detección de Arribos: A partir de los registros procesados se determinaron los tiempos de arribo de las ondas de compresión. La detección de estos puntos fue realizada inicialmente por el programa informático Pickwin y posteriormente comprobada manualmente.
d) Trazado de perfiles: con las curvas de las primeras llegadas, el espacio-tiempo se traza como se muestra en la Figura 4.
e) Obtención de perfiles sísmicos: del análisis de las curvas espacio-temporales se obtuvieron las secciones transversales. Para esta operación se utilizó el software de procesamiento Plotrefa de Geometrics. El programa utiliza la rutina de minimización por mínimos cuadrados para aproximar el modelo de tiempo calculado con el medido en campo.
f) Interpretación del Perfil Sísmico: El perfil sísmico fue interpretado mediante un programa que permite trazar imágenes genéricas de líneas divisorias y señales.

4 RESULTADOS

La tomografía que resulta del procesamiento de la sección sísmica central se muestra en la Figura 8 (se obtuvieron resultados similares para las demás secciones). La tomografía sísmica obtenida presentó un error cuadrático medio RMS inferior al límite deseable del 5%. La Tabla 1 muestra la correlación obtenida entre las velocidades de compresión Vp y la condición de formación del suelo obtenida de los pozos.

La tomografía muestra un perfil de velocidad de onda creciente con la profundidad. Se trata de una capa superficial con velocidades Vp bajas (menos de 700 m/s) que corresponden a materiales desestructurados y sedimentarios. Esta capa puede estar asociada a depósitos coluviales, originados a partir de la desestructuración de la formación Toro y principalmente de la formación Gatún. En todos los perfiles se puede observar que el espesor del estrato sedimentario superior disminuye desde las cotas más altas hacia abajo (dirección SO – NE). Se observaron velocidades superiores a 700 m/s para los materiales del sitio, pero con diferentes condiciones de meteorización y fracturamiento como se describe en la misma Tabla 1. La velocidad de la onda Vp del lecho rocoso correspondiente a la Formación Gatún varía de 1800 m/s a 3000 m/s. Las velocidades Vp de propagación entre 1800 m/s y 2500 m/s están asociadas a la roca erosionada y fracturada. Las velocidades de propagación superiores a 2500 m/s se atribuyen a una roca en buen estado estructural.

De acuerdo con este análisis, se puede observar en la imagen tomográfica de la Figura 8, que existe una discontinuidad estructural o banda distinguible en el lecho rocoso, que se presenta entre las progresivas 50 m y 200 m aproximadamente, donde el material rocoso parece desestructurarse para mayor profundidad.

La geometría de esta discontinuidad podría atribuirse a diferentes mecanismos. Estos incluyen la presencia de una banda de corte (falla), donde el movimiento relativo de los bloques da como resultado una banda de material no estructurado, que también ha causado el deslizamiento de materiales desde la parte superior hasta el pie del talud como se ve claramente. Una identificación más precisa del mecanismo que explica la discontinuidad requiere estudios complementarios que exceden el propósito de este estudio. No obstante, los resultados muestran claramente la conveniencia de reubicar el aliviadero.

Tabla 1. Descripción general de materiales y velocidades de onda de compresión Vp asociados.

Descripción General	Formación	Velocidad de Compresión (m/s)
Suelos no consolidados	Sedimentos o coluviones Nspt < 2	400 a 700
Suelos moderadamente consolidados	Sedimentos o coluviones 2 < Nspt < 5	700 a 1000
Suelos altamente consolidados	Sedimentos o coluviones 5 < Nspt < 10	1000 a 1800
Roca meteorizada o fracturada	Gatún, erosionada o fracturada	1800 a 2500
Roca inalterada	Gatún, masiva, inalterada	2500 a 3200

5 CONCLUSIONES

Este trabajo presentó el resultado del levantamiento sísmico utilizando la metodología de adquisición de tomografía y procesamiento de datos. El principal resultado del trabajo realizado es la imagen tomográfica de la sección transversal presentada en la Figura 8. De estos resultados se pueden destacar las siguientes conclusiones:

a) La metodología geofísica propuesta para evaluar el sitio funcionó adecuadamente atendiendo las múltiples dificultades que presentaban las condiciones ambientales del sitio.
b) La sección transversal de la tomografía en el sitio permite evaluar la variación con la profundidad de las distintas capas asociadas a diferentes velocidades de onda de compresión. La interfase más relevante fue la del lecho rocoso correspondiente a la Formación Gatún.

c) La imagen de tomografía permite también distinguir discontinuidades que aquí se relacionaron con banda cortada que impulsó la conveniencia de cambiar el sitio del proyecto.
d) Se requieren más estudios para evaluar qué mecanismo puede ser responsable de la desestructuración observada en el lecho rocoso, sin embargo, existen suficientes datos de fallas estructurales con dirección Noreste-Suroeste comúnmente descritas en Panamá.

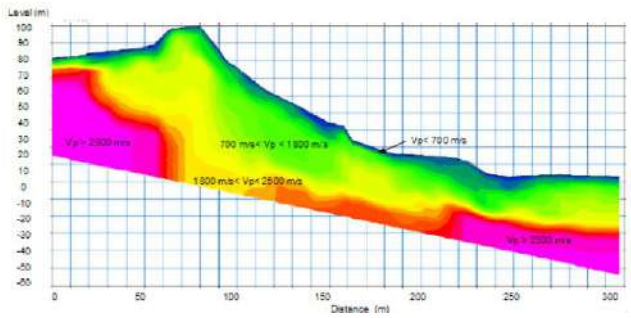


Figura 8. Tomografía obtenida del procesamiento de la línea sísmica central realizada en este trabajo (Tomado de Rinaldi et al., 2016)

6 AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a MWH Panamá S.A. por permitirnos la publicación de los datos aquí presentados.

7 REFERENCIAS

Jones S. R. (1950) Geological Society of America Bulletin 61, 893–922.
Kearey P., Brooks M., Hill I. (2002) Blackwell Science Ltd., Osney Mead, Oxford, P. 281.
Palmer D., (1980), *The generalized reciprocal method of seismic refraction interpretation*. Society of Exploration Geophysicists, Tulsa.
Pratt L. T., Holmes M., Schweig E., Gomberg J. (2003) H. A. Cowan, *Tectonophysics* 368, 211-227.
Redpath B. B. (1973) *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Explosive Excavation Research Laboratory*, Technical Report E-73-4, Livermore, California, 51 p.
Rucker M. L. (2002) Proceedings of the Geophysics 2002 conference, Los Angeles, California, p.11.
Rockwell T., Bennett R., Gath E., Francesci P. (2010) *Tectonics* 61 (4).
Santamarina, J. C.; Klein, K. Y Fam, M., *Soils and Waves*, John Wiley & Son, Inc. (Edicion 1a. 2001). 553 pp.
Sarria Molina A. (1996) Ediciones Uniandes, Santa Fe de Bogotá, Colombia, pp. 300.
SeisImager/2DTM Manual, (Version 3.3, 2009), California, USA.
Woodring W. P. (1957) United States Geological Survey Professional Paper 306-A.
Rinaldi, V., Ibarra, H., Viguera, R., Harasimiuk, J. (2016) *Aplicación de la tomografía sísmica para la detección de fallas Estructurales en una Formación Terciaria* . Revista de la Facuktad de Ciencias Exactas y Naturales de la UNC. Volumen 3 N°2. https://revistas.unc.edu.ar/index.php/FCEFyN/article/view/13772

EJE TEMÁTICO

“GEOMECÁNICA PARA LA ENERGÍA”

Evolución de las propiedades micro y macroestructurales de la arenisca de Banco Verde (Formación Salamanca) bajo la acción de dióxido de carbono.

Micro and macrostructural property evolution of the Banco Verde (Salamanca Formation) sandstone under carbon dioxide injection.

Cecilia Laskowski & Diego Manzanal
Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España. Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Argentina. belen.laskowski@gmail.com

Mauro Muñiz-Menéndez
Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, España.

Sandra Orlandi & José Allard
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Argentina.

RESUMEN: El almacenamiento geológico de dióxido de carbono es una temática en auge en el contexto del cambio climático, siendo una alternativa mundialmente reconocida para su mitigación. Al considerar la viabilidad de almacenar CO_2 en cierta Formación, es necesario estudiar la evolución de las propiedades de la roca bajo la acción del gas en cuestión. En este artículo, se propone como reservorio de CO_2 el estrato conocido como Banco Verde, correspondiente a la Formación Salamanca, localizado en la Cuenca del Golfo San Jorge. Para estudiar su factibilidad, se analizan las modificaciones producidas en las propiedades micro y macroestructurales de la arenisca estudiada luego de ser sometida a la acción de dióxido de carbono supercrítico durante 30 días. Los ensayos de laboratorio desarrollados con este objetivo son la difracción de rayos X (DRX), fluorescencia de rayos X (FRX) y porosimetría de intrusión de mercurio (PIM). Los mismos fueron llevados a cabo sobre muestras divididas en dos grupos: inalteradas y sometidas a la inmersión de dióxido de carbono en estado supercrítico durante 30 días. Comparando los resultados para ambas condiciones de ensayo se puede observar el impacto que genera el dióxido de carbono inyectado sobre la composición, porosidad y distribución de poros de la roca estudiada.

ABSTRACT: Carbon dioxide geological storage has become a leading solution in the climate change context, representing a worldwide recognized alternative for its mitigation. When considering the viability of storing CO_2 in a particular Formation, it is necessary to study the evolution of the rock's properties under the effect of the mentioned gas. In this article, the Banco Verde stratum (corresponding to the Salamanca Formation from the San Jorge Gulf Basin) is proposed as a reservoir for CO_2. In order to study its feasibility, the modifications produced in the micro and macrostructural properties of the studied sandstone due to a 30-day exposure to a CO_2-rich-environment were studied. The laboratory tests performed with this aim were X-ray diffraction (XRD), X-ray fluorescence (XRF), and mercury intrusion porosimetry (MIP). The series of tests performed were carried out over both types of specimens, unaltered and carbonated. From the results obtained, it can be noted that the rock presents clear variations in its composition, porosity, and pore distribution.

PALABRAS CLAVE: almacenamiento geológico de dióxido de carbono – Formación Salamanca – arenisca – CO_2 – Cuenca del Golfo San Jorge.

KEYWORDS: carbon dioxide geological storage – Salamanca Formation – sandstone – CO_2 – San Jorge Gulf Basin.

1 INTRODUCCIÓN

Según el Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático, en los últimos 100 años, la temperatura media mundial se ha visto incrementada en alrededor de 1.1ºC (Working Groups I, II and III of the Intergovernmental Panel on Climate Change 2023). Este notable incremento en la temperatura, deriva en cambios sustanciales en el desarrollo de las actividades diarias de las especies que habitan la superficie terrestre. Es por ello que la problemática del cambio climático se encuentra en constante tratamiento. Considerando el hecho de que este fenómeno es principalmente producido debido al incremento exponencial en la emisión de gases de efecto invernadero (Saddiqui et al. 2022), representando el 75% de ellos el dióxido de carbono (CO2) (Working Group III of the Intergovernmental Panel on Climate Change 2014), actualmente se está buscando la manera de manejar de manera adecuada estos fluidos.

La captura y almacenamiento de dióxido de carbono es una práctica cada vez más mencionada, debido a que representa una alternativa viable en el proceso de mitigar el calentamiento global. Mediante la misma se pretende reducir la concentración de CO2 en la atmósfera, a través del almacenamiento geológico del gas en un estrato de roca adecuado. Existen distintos tipos de formaciones geológicas cuyas propiedades geomecánicas las clasifican como aptas para ser consideradas como reservorio de CO2. Entre ellas se pueden mencionar los bancos de carbón, los bancos salinos, los reservorios de gas y petróleo depletados, y los acuíferos salinos (Bachu et al. 2000).

En 2015, en el contexto de la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático, la Secretaría de Ambiente y Desarrollo Sustentable de la Nación Argentina, se reunió con el objetivo de proponer medidas de mitigación del

calentamiento global. Es así que, entre las opciones mencionadas, se destacó el almacenamiento geológico de CO2, proponiéndose distintas formaciones de gas y petróleo depletadas como posibles reservorios de este gas de efecto invernadero. Entre ellos, se mostró particular interés, por las formaciones petrolíferas distribuidas en la Cuenca del Golfo San Jorge. En aquel entonces se consideró que el país no tenía los recursos o la experiencia necesaria para comenzar a aplicar estas prácticas, por lo que no se procedió con las investigaciones correspondientes. A pesar de ello, en los últimos años, varios investigadores argentinos han mostrado interés en centrarse en esta línea de investigación (Manzanal et al., 2013a,b, Barría et al. 2018, 2019, 2020, 2022a, 2022b, Martín et al. 2022, y Grasetti et al. 2022). Salvo casos particulares (Grasetti et al. 2022), los estudios desarrollados se concentran en el estudio de la interacción entre el cemento del pozo de inyección y el dióxido de carbono inyectado y en la modelación de la interacción CO2 con el cemento y no en la evolución de las propiedades de la roca encargada de almacenar el gas en cuestión.

Al momento de considerar la factibilidad de utilizar cierta roca como reservorio de CO2, es indispensable estudiar las modificaciones producidas en sus propiedades debido a la acción del dióxido de carbono supercrítico (scCO2). Las propiedades geomecánicas de interés dependen principalmente de dos factores, por un lado, asegurar que el gas es fijado (Bradshaw et al. 2007), y por el otro, asegurar la integridad a largo plazo del reservorio (Hawkes et al. 2004). Es así que las propiedades geomecánicas principalmente analizadas suelen ser la porosidad y permeabilidad, la composición y la resistencia.

Considerando el interés nacional por desarrollar almacenamiento geológico de dióxido de carbono, y las escasas investigaciones desarrolladas en torno a esta temática, es que, en este artículo, se propone como posible almacén de CO2, el estrato Banco Verde de la Formación Salamanca, perteneciente a la Cuenca del Golfo San Jorge. El estrato propuesto, está formado por una arenisca glauconítica de origen marino, que se caracteriza por ser un reservorio de gas y petróleo depletado (Foix 2009). De esta manera, se presenta a continuación un análisis detallado de las propiedades geomecánicas de la arenisca escogida, antes y después de someterla a la acción de scCO2 durante un período de 30 días.

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 *Obtención de las probetas de arenisca*

2.1.1 *Probetas de arenisca inalterada*

La arenisca estudiada corresponde al estrato denominado Banco Verde perteneciente a la Formación Salamanca de la Cuenca del Golfo San Jorge ubicada en la Patagonia Argentina. Según Foix (2009), se trata de una arenisca glauconítica de origen marino, que presenta en intercalaciones arcillosas y restos fósiles. Esta roca se caracteriza por ser el reservorio de gas y petróleo más somero de la región.

El estrato Banco Verde se propone como posible almacén de CO2 por las razones enumeradas a continuación. En primer lugar, según Bachu (2000), entre los posibles almacenes geológicos de CO2 se encuentran los reservorios de gas y petróleo depletados. Los mismos se destacan por poseer altas permeabilidades y porosidades, que, por un lado, facilitan la inyección del gas de invernadero en cuestión, y, por otro lado, proveen de grandes volúmenes de almacenamiento. En cuanto a las propiedades mencionadas, debido a la importante explotación petrolífera de la zona, se dispone de información referida a las propiedades hidráulicas del estrato en profundidad que confirman sus elevados valores (2900 - 4200 mD de permeabilidad y alrededor de 35% de porosidad, según Rodríguez et al. 2014). En segundo lugar, la arenisca estudiada ha sido considerada, propuesta y también utilizada como almacén subsuperficial de gas natural (Rodríguez et al. 2014). En tercer y último lugar, a la hora de considerar la viabilidad de utilizar cierto estrato como almacén de CO2, es necesario tener presente su integridad (Hawkes et al. 2004). Esto implica que al inyectar el CO2 en la roca escogida, se produzca un atrapamiento ya sea por la reacción del gas con los minerales que la componen o por estar cubierta por un estrato superior impermeable. En el caso de estudio, se espera que se produzca un atrapamiento del tipo químico, aún cuando Banco Verde está cubierto por un estrato de argilita denominado Banco Negro Inferior.

Con el objetivo de caracterizar la arenisca perteneciente al Banco Verde en ambos estados, prístino y carbonatado, se obtuvieron muestras de afloramiento. El principal motivo de utilizar este tipo de muestra en las etapas iniciales de la investigación es que los costos involucrados en la extracción de testigos de roca de subsuelo eran inasequibles. Una vez obtenidos los bloques de arenisca, se emplearon una perforadora y un disco de corte para extraer las probetas que fueron posteriormente ensayadas. Para ello se siguieron las especificaciones establecidas en la norma ASTM D 4543 – 01.

2.1.2 *Probetas de arenisca carbonatadas*

Considerando que el objetivo de este artículo es estudiar la evolución de las propiedades de una arenisca al someterla a la acción de scCO2, es necesario obtener probetas con estas características. Previo a exponer a las probetas prístinas a un ambiente rico en CO2, era necesario establecer una serie de parámetros que asegurarían una similitud representativa entre el campo y el laboratorio. Entre los parámetros de interés se encontraban la temperatura y la presión, debido a que en el proceso de inyección de CO2, el gas es introducido en la roca en estado supercrítico. Según Ranjith et al. (2013) el CO2 alcanza un estado supercrítico a una temperatura de 31,48ºC y una presión de 7,38 MPa. En particular, la arenisca estudiada se caracteriza por estar sometida a una temperatura en reservorio de 60ºC aproximadamente, y una presión de 18 MPa, por lo cual, se propusieron estos valores como objetivo.

Habiendo establecido las características del CO2 a inyectar, podía iniciarse el proceso de alteración de las probetas. Para ello, el primer paso consistió en saturar las probetas de arenisca, sumergiéndolas durante al menos 24 horas en agua. El objetivo de saturar las probetas antes de exponerlas a un ambiente rico en CO2 es facilitar la difusión del gas dentro de la roca a través del agua. Una vez saturadas, las probetas fueron distribuidas en las bandejas de un porta-probetas e introducidas en la celda de carbonatación (Figura 1) en donde se alteraron mediante la inyección de scCO2. Se debe tener presente que para asegurar que el grado de saturación de las probetas fuera constante se vertió agua en el fondo de la celda. Una vez acabado este proceso, se procedió al cierre de la celda, y a la inyección del gas hasta considerar que el volumen interno de la celda estaba completamente ocupado por CO2. En ese punto, se aisló el interior de la celda, cerrando todas las válvulas, para luego, llevar el gas a las condiciones de presión y temperatura previamente definidas. Con este fin, la temperatura fue elevada de manera paulatina a través de escalones de 20ºC/hora hasta alcanzar los 60ºC deseados, consiguiendo una presión de 10,5 MPa, consiguiendo así que el CO2 se encontrara en estado supercrítico. Las condiciones dentro de la celda se mantuvieron constantes hasta cumplir un período de 30 días, momento en el cual, se comenzó con el proceso de disminución de temperatura y presión. Esta descarga se llevó a cabo con especial precaución, efectuando varios ciclos de reducción de la temperatura y luego varios ciclos de reducción de la presión, con el único fin de evitar la fisuración o incluso fracturamiento de las probetas debido a cambios bruscos en las condiciones internas de la celda. Una vez alcanzadas las condiciones de presión y temperatura ambiente, se procedió a la correspondiente extracción de las probetas de arenisca, cubriéndolas con film de polietileno de 40 µm hasta el

momento de su ensayo, previniendo así la posible alteración de las condiciones de la roca carbonatada a 30 días.



Figura 1. Distribución de las probetas de arenisca del Banco Verde en el porta-muestras y celda de carbonatación utilizada para la inyección de $scCO_2$ en las probetas.

2.2 *Determinación de las propiedades mecánicas*

El estudio de la evolución de las propiedades mecánicas de la roca planteada como almacén de CO2 es esencial a la hora de analizar la integridad del reservorio a largo plazo (Hawkes et al. 2004). Con este objetivo en mente, se propuso la realización de una serie de ensayos de compresión simple (ASTM D 3148 – 02), en ambos tipos de probetas. Es de vital importancia mencionar que, si bien la relación altura/diámetro de las probetas en algunos casos, cumplía con las especificaciones de la norma, en la mayoría no lo hacía. Esto se debió a la rotura de las probetas durante el proceso de calado, producido debido a la presencia de una gran cantidad de discontinuidades horizontales (Figura 2).



Figura 2. Probeta fisurada con discontinuidades horizontales.

Como bien se mencionó, dos grupos de probetas fueron ensayados bajo la acción de una carga uniaxial. El primero, se encontraba compuesto por dieciséis probetas inalteradas, mientras que el segundo estaba conformado por seis probetas carbonatadas a 30 días. Cabe destacar que todas las probetas ensayadas fueron medidas y pesadas, luego de lo cual, se procedió al pegado de bandas extensométricas, con el objetivo de poder analizar la evolución de las distintas propiedades mecánicas de la roca al someterla a un proceso de carbonatación.

2.3 *Determinación de las propiedades microestructurales*

Con anterioridad se resaltó que al momento de estudiar la factibilidad de utilizar cierto estrato geológico como almacén para el CO2 era necesario considerar, por un lado, el volumen disponible y por otro, el tipo de atrapamiento que se produce (Bradshaw et al. 2007). Es así que surge la necesidad de estudiar la evolución de las propiedades microestructurales de la arenisca que conforma al Banco Verde luego de inyectarle CO2. Este análisis permite, además, una mejor comprensión de las modificaciones presentadas en términos de las propiedades mecánicas de la roca. En este contexto, se propuso estudiar tanto la evolución de la composición de la roca, como también su porosidad y distribución de poros.

Con el fin de analizar la variación de las propiedades microestructurales mencionadas, se llevaron a cabo dos ensayos distintos, la fluorescencia de rayos X (FRX) y la porosimetría de intrusión de mercurio (MIP). Los mismos fueron llevadas a cabo utilizando trozos extraídos de ambos grupos de probetas, expuestas y no expuestas a la acción del scCO2, previamente ensayadas a compresión uniaxial. Esto fue posible debido a que las muestras necesarias para realizar los ensayos mencionados no debían cumplir requisitos de forma, y aun cuando si debían cumplir cantidades mínimas, las mismas eran pequeñas.

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 *Resistencia a compresión simple*

Las Figuras 3, 4 y 5 presentan los resultados de los parámetros mecánicos obtenidos al ensayar las probetas bajo una carga de uniaxial. Las probetas ensayadas se caracterizaban por presentar relaciones altura/diámetro variadas, lo cual implicaba que los resultados no eran comparativos. Fue por ello que se optó por utilizar la expresión provista por la normativa ASTM D 7012 – 10, la cual se utiliza para determinar la resistencia a la compresión simple corregida para una probeta de relación altura/diámetro igual a 2, como lo solicita la norma. En términos del módulo de Young y el coeficiente de Poisson, varios autores alegan que son parámetros que no varían con la esbeltez de la probeta (Zhao et al. 2022 y Qi et al. 2022), razón por la que se utilizaron los valores obtenidos originalmente.

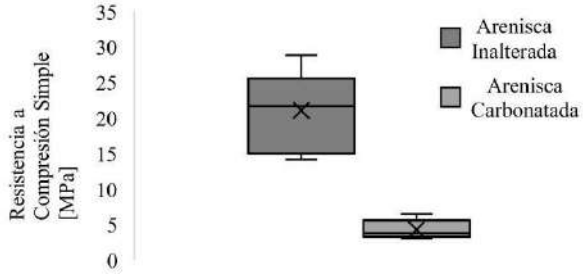


Figura 3. Valores de resistencia a la compresión simple obtenidos de completar los ensayos de compresión uniaxial (Laskowski et al. 2023).

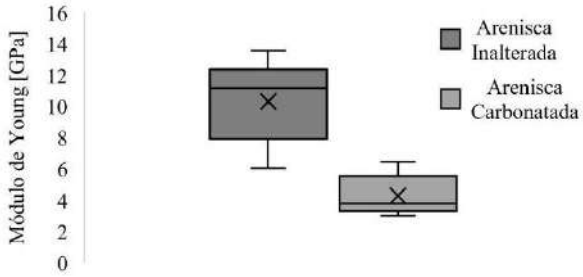


Figura 4. Valores de módulo de Young obtenidos de completar los ensayos de compresión uniaxial (Laskowski et al. 2023).

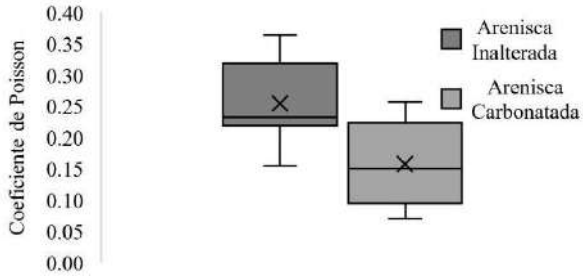


Figura 5. Valores de coeficiente de Poisson obtenidos de completar los ensayos de compresión uniaxial.

En términos generales, se puede observar de las Figuras 3, 4 y 5, que luego de someter a la arenisca estudiada a un ambiente rico en scCO2 durante 30 días, tanto la resistencia a la compresión simple como el módulo de Young y el coeficiente de Poisson sufren una reducción en sus valores de alrededor del 50%. Esta evolución que presentan los parámetros mecánicos del material se puede notar también al contrastar las curvas de Tensión vs. Deformación de probetas gemelas (Figura 6).

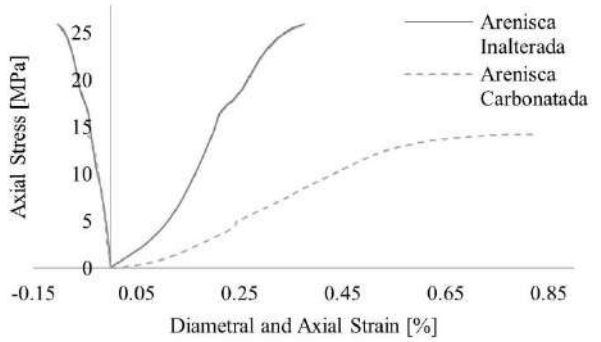


Figura 6. Ejemplo de comparación de curvas Tensión vs. Deformación de probetas gemelas.

La Tabla 1 detalla los valores medios de las propiedades mecánicas de la roca estudiada antes y después de ser alterada mediante la inyección de CO2. Estos resultados corroboran la notable reducción de sus valores, lo cual a su vez se condice con los resultados obtenidos por Rathnaweera et al. (2015) y Tarokh et al. (2020) al estudiar areniscas de características similares.

Tabla 1. Evolución de las propiedades mecánicas de la arenisca.

Propiedades Mecánicas	Tipo de Muestra	
	Arenisca Inalterada	Arenisca Carbonatada
Resistencia a la Compresión Simple [MPa]	21,04	12,67
Módulo de Young [GPa]	10,29	4,27
Coeficiente de Poisson	0,25	0,16

3.2 *Porosimetría de intrusión de mercurio*

Al desarrollar los ensayos de PIM sobre las probetas inalteradas y carbonatas, era de interés obtener dos grupos de resultados diferentes. Por un lado, se buscaba determinar la variación en la porosidad de la roca producida debido a la inyección de CO2, y, por otro lado, se pretendía visualizar cómo evolucionaba la distribución del tamaño de poros. Teniendo esto presente, se obtuvieron las Figuras 7 y 8, debiendo tenerse en cuenta que los resultados presentados representan un promedio de ensayos llevados a cabo sobre varias muestras.

Del análisis de la Figura 7, se puede observar que al inyectar CO2 en la arenisca del Banco Verde, se produce una reducción de la porosidad. Ésta disminuye de un valor natural de 10,66% a un valor final de 9,65%. Ahora bien, de observar la distribución de poros antes y después de producida la exposición de la roca al gas, se puede destacar que hay una redistribución del tamaño de los poros. En la Figura 8, se puede notar un aumento en el volumen de poros de menor tamaño (poros de diámetro del rango de 40 a 90 nm), así como una disminución en el volumen de poros de mayor tamaño (poros de diámetro del rango de 800 a 4000 nm). Analizando ambas modificaciones en conjunto, sería razonable pensar que al inyectar CO2 en la arenisca, las reacciones químicas desarrolladas produzcan la depositación de material en los poros más grandes reduciendo así su tamaño, y aumentando el contenido de poros de menor tamaño.

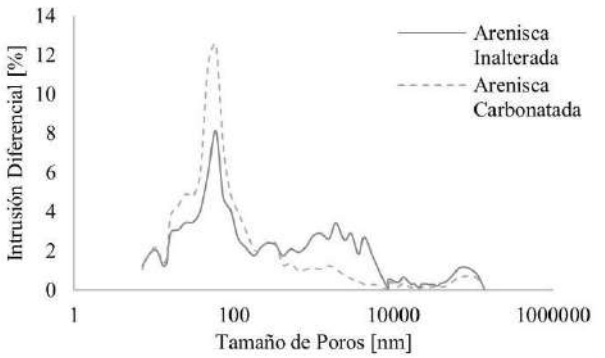


Figura 7. Porosidades obtenidas para muestras inalteradas y carbonatadas mediante la Porosimetría de Intrusión de Mercurio.

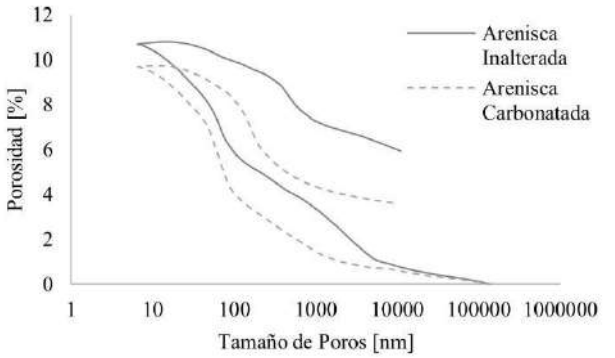


Figura 8. Distribuciones de poros obtenidas para muestras inalteradas y carbonatadas mediante la Porosimetría de Intrusión de Mercurio (Laskowski et al. 2023).

3.3 *Fluorescencia de rayos X*

Los resultados obtenidos al determinar los elementos mayoritarios que componen a las muestras de arenisca tanto carbonatadas como no carbonatadas mediante el método FRX se presentan en la Tabla 2. Si bien se presenta el detalle completo de la composición química de la roca en ambos estados, se debe mencionar que los elementos de interés son los óxidos de aluminio (Al2O3), hierro (Fe2O3), y magnesio (MgO). En el caso de los tres compuestos químicos mencionados, se puede observar que luego de la exposición de la arenisca a un ambiente rico en CO2, el contenido se incrementa.

En cuanto al incremento en el contenido de Al2O3 y Fe2O3 de la arenisca del Banco Verde luego de ser alterada con el gas de efecto invernadero, se puede mencionar que el mismo es respaldado por los resultados reportados por Rathnaweera et al. (2015). Esto indica que hay cierta similitud en el comportamiento de ambas areniscas luego de ser expuestas a la acción del CO2 no solo en términos mecánicos sino también químicos. De esta manera, analizando ambas variaciones en conjunto, se considera que la alteración química de la matriz de la roca es la causante de la reducción de su resistencia mecánica.

En cuanto al incremento en el contenido de MgO, hay discrepancias con lo presentado por Rathnaweera et al. (2015), pero similitudes con los resultados obtenidos por Othman et al. (2018). Este último autor atribuye las variaciones en la composición química de la arenisca a la disolución y/o alteración de minerales de arcilla. Adicionalmente, se destaca que, al precipitar, los finos bloquean los poros, lo cual explica no solo la disminución en la porosidad de la roca, sino también el aumento en el contenido de poros de pequeñas dimensiones y el descenso de los de gran tamaño.

Tabla 2. Resultados del análisis de elementos mayoritarios de Fluorescencia de Rayos X.

Elementos Principales	Tipo de Muestra	
	Arenisca Inalterada	Arenisca Carbonatada
Al_2O_3	4,12	4,80
CaO	20,37	14,07
Fe_2O_3	3,86	6,16
K_2O	1,32	0,93
MgO	0,43	0,57
MnO	1,46	0,83
Na_2O	1,30	1,19
P_2O_5	0,17	0,27
SO_3	1,67	6,89
SiO_2	51,51	52,98
TiO_2	0,15	0,09

4 CONCLUSIONES

El calentamiento global es una problemática que afecta a todos los seres que habitan la faz de la Tierra. El mismo es producido principalmente debido al incremento en la emisión de dióxido de carbono producido en las últimas décadas. Con el objetivo de reducir su concentración en la atmósfera y así mitigar el cambio climático, surge la alternativa de almacenarlo en el subsuelo, en estratos rocosos cuyas propiedades lo permitan. Es por ello que al momento de considerar la factibilidad de realizar la inyección de este gas de efecto invernadero en una formación en particular, se debe analizar la evolución de estas propiedades de la roca al exponerla a la acción del CO2.

En este artículo se propone como roca de reservorio para el almacenamiento geológico de CO2 una arenisca glauconítica perteneciente a una formación de la Cuenca del Golfo San Jorge ubicada en la Patagonia Argentina. El estrato propuesto se caracteriza por ser un reservorio de petróleo y gas depletado, que se encuentra entre las alternativas de almacenamiento más recurrentemente planteadas. Si bien, la captura y almacenamiento del CO2 representa una temática en auge en el país, la comunidad científica ha mostrado un notable interés. Es por esto que se considera necesario sentar bases firmes para que generaciones futuras puedan hacer una provechosa puesta en marcha de este tipo de prácticas.

Con el objetivo de analizar la factibilidad de utilizar el Banco Verde como almacenamiento de CO2, una serie de ensayos mecánicos y microestructurales se desarrollaron utilizando muestras de afloramiento en estado alterado e inalterado. La roca alterada se expuso a un ambiente rico en CO2 durante 30 días. Entre las conclusiones alcanzadas luego de analizar los resultados de los ensayos de compresión simple, porosimetría de intrusión de mercurio y fluorescencia de rayos X, se pueden destacar las siguientes. Por un lado, se debe mencionar que la arenisca presentó una reducción de la resistencia a la compresión simple a la mitad de su valor inicial, la cual se atribuye a la alteración química que sufre la matriz de la roca durante su exposición al scCO2. Por otro lado, la roca carbonatada demostró tener una porosidad inferior a la roca prístina, así como también, un mayor contenido de poros de menor tamaño y uno menor en poros de mayor tamaño. La justificación para esta redistribución del tamaño de poros y reducción de porosidad al exponer a la arenisca a la acción del CO2 reside en que se produce la disolución y/o alteración de los minerales de arcilla presentes en la roca en estado natural, que posteriormente precipita en los poros de mayor tamaño reduciendo sus dimensiones.

El almacenamiento geológico de CO2 requiere realizar un estudio detallado de la evolución de las propiedades de la roca al exponerla a la acción del gas en cuestión. Es por ello que se considera necesario complementar los resultados presentados en este artículo con imágenes de Microscopio Electrónico de Barrido, análisis petrográfico de láminas delgadas y estudio mineralógico a través de Difracción de Rayos X. A su vez, sería especial interés estudiar la evolución de la permeabilidad de la roca, ya que es un factor determinante en términos del análisis de la integridad del reservorio a largo plazo. Finalmente, sería importante completar la caracterización de la evolución de las propiedades mecánicas de la arenisca llevando a cabo una serie de ensayos de compresión triaxial a distintas presiones de confinamiento, para tener un panorama más completo de su comportamiento.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su gratitud al Dr. Ignacio Pérez Rey y a la Dr. Miriam Martín por los consejos y observaciones recibidas en el desarrollo de los ensayos y análisis de los resultados presentados, así como también al Dr. Nicolás Foix por sus aportes en el marco geológico de la formación estudiada. La autora principal quiere agradecer en particular a la Fundación José Entrecanales Ibarra por la financiación provista, la cual ha permitido el desarrollo de la investigación presentada en este artículo. Finalmente, los autores desean reconocer a la Comisión Europea (H2020 MSCA-RISE 2020 Project DISCO2-STORE, Acuerdo de Concesión Nº 101007851), a la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Proyecto PI1614 80020190200006 IP) y a la Agencia I+D+i-FONCyT (PICT 2020–0288) su soporte financiero.

6 REFERENCIAS

ASTM D 3148 – 02. 2002. *Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression.* American Society for Testing and Materials: West Conshohocken.

ASTM D 4543 – 01. 2001. *Standard Practices for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tolerances.* American Society for Testing and Materials: West Conshohocken.

ASTM D 7012 – 10. 2010. *Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperature.* American Society for Testing and Materials: West Conshohocken.

Bachu, S. 2000. *Sequestration of CO2 in geological media: criteria and approach for site selection in response to climate change.* Energy Conversion & Management 41: pp. 953-970.

Barría, J.; Martín, C.; Piqué, T.; Pereira, J. M. & Manzanal, D. 2018. *Analysis of modified cement paste in the context of CO2 geological storage.* International Symposium on Energy Geotechnics: pp. 402-409. https://doi.org/10.1007/978-3-319-99670-7

Barría JC, Manzanal DG, Martín CM, Piqué T, Pereira JM. 2019 *Cement-rock interface subjected to SCCO2.* In: Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development- Proceedings of the 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, ISRM 2019. ; 2020:3196-3203.

Barría JC, Manzanal D, Pereira JM, Ghabezloo S. 2020. *CO2 geological storage: Microstructure and mechanical behavior of cement modified with a biopolymer after carbonation.* E3S Web Conf. 2020; 205. doi:10.1051/e3sconf/202020502007

Barría, JB, Bagheri, M., Manzanal, D., Shariatipour, S., Pereira,JM. 2022a. *Poromechanical analysis of oil well cements in CO2-rich environments,* International Journal of Greenhouse Gas Control, Volume 119, 103734, https://doi.org/10.1016/j.ijggc.2022.103734.

Barria, JC., Manzanal, D., Cerrutti, P., Pereira, J.M. 2022b. *Cement with bacterial nanocellulose cured at high temperature: mechanical performance in the context of CO2 geological storage.* Geomechanics for Energy and the Environment. Vol. 30. Doi: https://doi.org/10.1016/j.gete.2021.100267

Bradshaw, J., Bachu, S., Bonijoly, D., Burruss, R., Holloway, S., Christensen, N. P. & Mathiassen, O. M. 2007. *CO2 storage capacity estimation: Issues and development of standards.* International Journal of Greenhouse Gas Control I: pp. 62-68.

Foix, N. 2009. Tesis doctoral. *Tectónica de sedimentación del registro paleógeno (Formaciones Salamanca y Río Chico), Cuenca del Golfo San Jorge, Argentina.* Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Argentina.

Grasetti, C.; Piqué, T.; Noya, M.; Vila, G.; Manoni, R.; Brisson, I.; De Leo, D.; Dzelalija, F.; Canale, N.; Zalazar, M.; Cabana, C.; Tunik, M.; Fortunatti, N.; Lebinson, F.; Bahía, M. & Grill, S. 2022. *Atlas AR-CO2. An Argentinian atlas for underground CO2 storage potential.* 16th International Conference on Greenhouse Gas Control Technologies.

Hawkes, C., Mclellan, P. & Bachu, S. 2004. *Geomechanical factors affecting geological storage of CO2 in depleted oil and gas reservoirs.* Journal of Canadian Petroleum Technology 44 (10).

Laskowski, C.; Manzanal, D.; Muñíz-Menéndez, M.; Orlandi, S.; & Allard, J. 2023. *Carbon dioxide impact on the mechanical properties of a sandstone from San Jorge Gulf Basin (Argentina).* Proceedings del 15th International ISRM Congress 2023 & 72nd Geomechanics Colloquium: Cahllenges in Rock Mechanics and Rock Engineering 9-14 de octubre 2023; Salzburgo, Austria.

Laskowski, C.; Muñíz-Menéndez, M.; Orlandi, S.; & Manzanal, D. 2023. *Micro-Macro pore evolution of a sandstone under supercritical-CO_2-aging.* Proceedings del 12th Trondheim Conference on CO_2 Capture, Transport and Storage, 19-21 de junio 2023; Trondheim, Noruega.

Manzanal D., Vallin V., Pereira, JM. 2013a. *A chemo-poromechanical mo del for well/caprock interface in presence of CO2.* Poromechanics V - Proc 5th Biot Conf Poromechanics. 2013:1470-1477. https://doi.org/10.1061/9780784412992.175

Manzanal, D., and Pereira, J.M. 2013b. *"Effects of the Presence of CO2 at the Well/Caprock Interface: Crystallization Damage*." Proceedings of the ASME 2013 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. Volume 6: Polar and Arctic Sciences and Technology; Offshore Geotechnics; Petroleum Technology Symposium. Nantes, France. June 9–14, 2013. V006T11A028. ASME. https://doi.org/10.1115/OMAE2013-11543

Marbler, H., Erickson, K. P., Schmidt, M., Lempp, C. & Pollman, H. 2012. *Geomechanical and Geochemical effects on sandstones caused by the reaction with supercritical CO2: an experimental approach to in situ conditions in deep geological reservoirs.* Environmental Earth Sciences 69: pp. 1981-1998.

Martín, C.; Piqué, T.; Pereira, J. M. & Manzanal, D. 2022. *Performance of lightweight cement pastes under CO2 storage conditions.* 16th International Conference on Greenhouse Gas Control Technologies.

Othman, F., Yu, M., Kamali, F. & Hussain, F. 2018. *Fines migration during supercritical CO2 injection in sandstone.* Journal of Natural Gas Science and Engineering 56: pp. 344-357.

Qi, M.; Zhao, G.; XU, W.; Cheng, X.; Liu, C.; Liu, Z.; Zhu, S. & Wu, X. 2022. *Influence of Height-Diameter ratio on rock compressive failure characteristics and damage evolution law.* Energies 15(15): 5557.

Ranjith, P., Perera, M. & Khan, E. 2013. *A study of safe CO2 storage capacity in saline aquifers: a numerical study.* International Journal of Energy Research 37: pp. 189-199.

Rathnaweera, T.D., Ranjith, P.G., Perera, M.S., Haque, A., Lashin, A., Al Arifi, N., Chandrasekharam, D., Yang, S. Q., Xu, T., Wang, S. H. & Yasar, E. 2015. *CO2-induced mechanical behaviour of Hawkesbury sandstone in the Gosford basin: An experimental study.* Materials Science & Engineering A 641: pp. 123-137.

Rodríguez, J. J., Bardelli, J., Tichno, M. A. & Limarino, C. O. 2014. *Integración petrofísica-geológica en la caracterización de la porosidad de un reservorio de gas en el yacimiento Diadema (Formación Salamanca, Paleoceno).* Resúmenes XIV Reunión Argentina de Sedimentología: pp. 239-240. ISBN: 978-987-96296-5-9.

Rosenbauer, R. J., Koksalan, T. & James, L. P. 2005. *Experimental investigation of CO2-brine-rock interactions at elevated temperature and pressure: Implications for CO2 sequestration in deep saline aquifers.* Fuel 86: pp. 1581-1597.

Siddiqui, A. H., Hasnain, M. D., Alam, M. M. & Fatima, S. 2022. *Climate Change: Causes, Impacts and Solutions.* International Research Journal of Engineering and Technology 9: pp. 928-934. e-ISSN: 2395-0056.

Tarokh, A.; Makhnenko, R. Y.; Kim, K.; Zhu, X.; Popovics, J. S.; Segvic, B. & Sweet, D. E. 2020. *Influence of CO2 injection on the poromechanical response of Berea sandstone.* International Journal of Greenhouse Gas Control 95: 102959.

Working Group III of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Edenhofer, O., Pichs-Madruga, R., Sokona, Y., Farahani, E., Kadner, S., Seyboth, K., Adler, A., Baum, I., Brunner, S., Eickemeier, P., Kriemann, B., Savolainen, J., Schlömer, S., von Stechow, C., Zwickel, T. & Minx, J.C. (eds.)]. 2014. *AR5 Climate Change 2014: Mitigation of Climate Change.* Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.

Wigand, M., Carey, J. W., Schutt, H., Spangenberg, E. & Erzinger, J. 2008. *Geochemical effects of CO2 sequestration in sandstones under simulated in situ conditions of deep saline aquifers.* Applied Geochemistry 23: pp. 2735-2745.

Zhao, Z.; Yang, G.; Li, G. & Zhang, K. 2022. *Effects of the Length-Diameter ratio on dissipation energy in the process of rock deformation and failure.* Energy Reports 8: pp. 13369-13375.

Variabilidad geomecánica en afloramientos análogos de reservorios de la Formación Bajo Barreal: Uso de métodos directos e indirectos.

Geomechanical variability in reservoir analogue outcrops of the Bajo Barreal Formation: Utilization of direct and indirect methods.

Pablo Vidal, José Allard & Diego Manzanal
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, RPN°1 Ciudad Universitaria km4. Comodoro Rivadavia, Argentina. pablo.a.vidal@unpata.edu.ar

Diego Manzanal
Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España.

Mauro Muñiz-Menéndez
Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Madrid, España.

RESUMEN: Este estudio presenta la variabilidad de parámetros geomecánicos obtenidos de muestras de afloramientos análogos de reservorios de hidrocarburos de la Formación Bajo Barreal en la Faja Plegada de San Bernardo, Cuenca del Golfo San Jorge. Las áreas de estudio están distanciadas por decenas de kilómetros y comprenden el Cerro Colorado de Galveniz, Codo del Senguer y Cerro Ballena. Allí se realizaron ensayos de Resistencia a la compresión simple (UCS), Resistencia a la Tracción Indirecta (RTI), Densidad seca (Ds), y determinación de las velocidades de la onda P (V_P) y módulo de elasticidad estáticos ($E_{estático}$) y dinámicos ($E_{dinámico}$). En promedio los valores de UCS y RTI más altos se encuentran en las rocas del Codo del Senguer (CS), seguido de los afloramientos de Cerro Ballena (CB) y por último las rocas de Cerro Colorado de Galveniz (CG). Con respecto a los promedios de Ds y V_P, se comparten las mayores velocidades entre las rocas de CS y CB, y las menores las pertenecientes a CG, siendo las muestras de CB las que presentan mayor rango de valores. Estas tendencias espaciales podrían vincularse con el grado de sobrecarga sedimentaria de cada localidad y dentro de cada localidad la resistencia responde a factores litológicos. Se proponen dos ecuaciones para estimar UCS y $E_{estático}$ a partir de V_P. Los resultados contribuyen a una comprensión integral de los análogos de afloramiento para mejorar las interpretaciones de subsuelo asociadas con modelos estáticos y dinámicos.

ABSTRACT: This study presents the variability of geomechanical parameters obtained from samples of analog outcrops of hydrocarbon reservoirs from Bajo Barreal Formation in the San Bernardo Fold Belt, Golfo San Jorge Basin. The study areas are separated by tens of kilometers and comprise Cerro Colorado de Galveniz, Codo del Senguer, and Cerro Ballena. Unconfined Compressive Strength tests (UCS), Indirect Tensile Strength (RTI), Dry Density (Dd), determination of P-wave velocities (V_P) and elastic moduli static (E_{static}) and dynamic ($E_{dynamic}$) were conducted in this work. On average, the highest UCS and RTI values are found in rocks from Codo del Senguer (CS), followed by outcrops from Cerro Ballena (CB), and finally the rocks from Cerro Colorado de Galveniz (CG). Regarding average values of Ds and V_P, the highest velocities are shared among CS and CB rocks, and the lowest velocities belong to CG, with CB samples exhibiting the widest range of values. These spatial trends could be linked to the degree of sedimentary overload in each locality, and within each locality, the strength responds to lithological factors. Two equations are proposed to estimate UCS and E_{static} based on V_P. The results contribute to a comprehensive understanding of outcrop analogs to enhance subsurface interpretations associated with static and dynamic models in oil industry.

PALABRAS CLAVE: Geomecánica – UCS – areniscas – análogos de reservorio – velocidad de onda

KEYWORDS: Geomechanics – UCS – sandstones – reservoir analogs – wave velocity

1 INTRODUCCIÓN

La caracterización geomecánica de unidades estratigráficas es una metodología fundamental para analizar cuencas sedimentarias productoras de hidrocarburos. La cuenca del Golfo San Jorge ha acumulado más de 39,300 pozos perforados desde 1907 y cuenta con más de 13,500 pozos productores activos (Hirschfeldt, 2014). Sin embargo, los estudios geomecánicos de subsuelo son escasos y las contribuciones de geomecánica de afloramiento son prácticamente inexistentes. Este déficit limita la calibración de los modelos estáticos y dinámicos de subsuelo y la toma de decisiones relacionadas con el comportamiento de las unidades geomecánicas. En particular, la Formación Bajo Barreal contiene los principales niveles de areniscas del reservorio de hidrocarburos, y también sus secuencias superiores actúan como roca sello del sistema petrolero más importante de la Cuenca del Golfo San Jorge. En este marco, los afloramientos de la Faja Plegada de San Bernardo constituyen una fuente de análogos por excelencia para el sistema petrolero.

Estudios previos en esta región se enfocaron en parámetros sedimentológicos y de arquitectura fluvial, la caracterización de arcillas y estudios de petrografía, geoquímica y proveniencia, sin abarcar los parámetros geomecánicos de superficie. Este estudio presenta una caracterización geomecánica enfocada en analizar muestras de análogos de reservorios en afloramientos del área de Cerro Colorado de Galveniz (CG) y Codo del Senguer (CS) en la provincia del Chubut y en el Cerro Ballena (CB) en la provincia de Santa Cruz. Las áreas de estudio seleccionadas se encuentran separadas entre 65 y 150 km, lo cual permitió evaluar la variabilidad espacial entre los parámetros a escala de cuenca (Fig. 1).

La resistencia a la compresión no confinada (de aquí en adelante UCS, por sus siglas en inglés) es uno de los parámetros geomecánicos mayormente utilizados para evaluar la resistencia de las rocas. Generalmente, la Resistencia a la Compresión Simple de las rocas se puede determinar mediante dos métodos diferentes como se detalla a continuación.

1) Los métodos directos realizados en el laboratorio, como las pruebas de compresión uniaxial. Estos tipos de métodos destructivos se basan en procedimientos de preparación de muestras descriptos en las normativas (ISRM, 1979, ASTM D4543, 2019).

2) Métodos indirectos para estimar la UCS de las rocas son métodos no destructivos y de fácil aplicación, en especial cuando las rocas son débiles y/o intensamente fracturadas. La correlación de la velocidad de propagación de la onda P (V_P) con la Resistencia a la Compresión Uniaxial (UCS) se utiliza en el ámbito de la geomecánica y la ingeniería de rocas (Villalobos-Cifuentes, 2022). Esto se realiza mediante ecuaciones empíricas que relacionan estadísticamente los valores de V_P con su correspondiente valor de UCS.

El propósito de este estudio es contribuir con un conjunto de valores de referencia de afloramiento de la principal unidad productora de hidrocarburos de la Cuenca del Golfo San Jorge. Además, proporcionar un análisis de la variabilidad espacial de los parámetros geomecánicos investigados. Por otro lado, se tiene como objetivo sugerir una ecuación empírica que pueda utilizarse para estimar valores de UCS y $E_{estático}$ a partir de mediciones de propagación de onda P en muestras de afloramientos de la Formación Bajo Barreal.

2 GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 *Marco geológico*

La Cuenca del Golfo San Jorge (CGSJ) se encuentra en la parte central de la Patagonia Argentina (Fig. 1) y se divide en cinco regiones de acuerdo con el estilo estructural actual, siendo la región de la Faja Plegada de San Bernardo, la zona donde se exponen las rocas de Formación Bajo Barreal en superficie.

La relevancia económica de la CGSJ se debe a que es la segunda mayor cuenca productora de hidrocarburos en Argentina, representando actualmente el 40% de la producción total del país (Secretaría de Energía, 2021). La mayor parte del hidrocarburo de la CGSJ proviene de los canales de Formación Bajo Barreal y sus equivalentes de subsuelo. Esta unidad contiene los principales niveles de areniscas de reservorio de hidrocarburos, y también sus secuencias superiores actúan como la roca sello del sistema.



Figura 1. Modelo de Elevación Digital (MED) mostrando los límites y los diferentes sectores de la Cuenca del Golfo San Jorge. Las zonas de estudio son 1- CG, 2- CS y 3- CB, los centros urbanos más importantes están marcados con un punto amarillo.

2.2 *Estratigrafía*

La Formación Bajo Barreal (Lesta y Ferello 1972) fue depositada durante el Cretácico Superior (Fig. 2) en una cuenca endorreica que abarcaba un área de más de 150.000 km^2, con un espesor máximo de hasta 1.300 m. Basado en los mapas de espesores publicados por Hechem (1998), de las tres localidades analizadas, la zona con mayor espesor sedimentario y por lo tanto mayor sobrecarga es la del Cerro Ballena, mientras que Cerro Colorado de Galveniz es una zona donde los depósitos de esta unidad se encuentran condensados.

La Formación Bajo Barreal está dividida en dos miembros (Miembro Inferior y Miembro Superior) en función de la composición de la planicie de inundación y la escala de los cuerpos de arena. El Miembro Inferior se caracteriza por areniscas de canal intercaladas con estratos tobáceos de grano fino, mientras que el Miembro Superior está compuesto por cuerpos arenosos aislados de mayor tamaño, rodeados de limolitas grises y lutitas silicoclásticas.

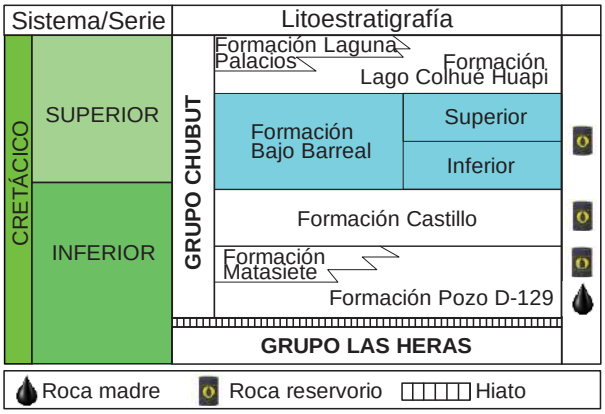


Figura 2. Carta cronoestratigráfica simplificada para el cretácico de la Cuenca del Golfo San Jorge. La unidad de interés está marcada en celeste. Modificado de Paredes et al. 2020.

3 METODOLOGÍA

En este estudio preliminar se realizó el muestreo de los cuerpos arenosos y estratos tobáceos de los afloramientos de Formación Bajo Barreal en el Cerro Colorado de Galveniz (n=5), Codo del Senguer (Miembro inferior n=3 y Miembro Superior n=4) y Cerro Ballena (Sección A n=3 y Sección B n=7).

El muestreo se realizó tomando bloques de roca de aproximadamente 0.03 m^3 que posteriormente se calaron con mecha de diamante para obtener probetas cilíndricas de 35 mm de diámetro y 70 mm de alto.

En laboratorio se llevaron a cabo ensayos de Resistencia a la Compresión no confinada (UCS), Resistencia a la Tracción Indirecta (RTI), Densidad seca (Ds) y medición de la velocidad de propagación de la onda P (V_P).

3.1 *Resistencia a la compresión no confinada o simple (UCS)*

Para los valores de UCS, se prepararon cilindros de roca de acuerdo con la normativa ASTM D4543 (2004). Se utilizaron un total de 21 cilindros de roca homogénea con un diámetro de 35 mm y una esbeltez L/D = 2, y se ensayaron sin contenido de humedad siguiendo la normativa ASTM D7012 (2014) en una prensa multiensayos de 500 KN. A las probetas se le colocaron bandas extensométricas de 10 mm, dos en sentido vertical y dos

a lo largo del radio central de la probeta para la precisa medición de la deformación axial y radial respectivamente.

3.2 *Resistencia a la Tracción Indirecta (RTI)*

Para los valores de RTI, se prepararon, secaron en estufa y ensayaron discos de roca de acuerdo con lo especificado en la normativa ASTM D3967 2008. Los especímenes utilizados fueron de 35 mm de diámetro con una relación L/D = 0.5. Por cada muestra (n=21), se ensayaron 10 discos, a excepción de aquellas muestras en la que la repetitividad del ensayo permitió realizar una cantidad menor de repeticiones. La RTI se determinó utilizando la fórmula especificada en (1).

$$RTI = \frac{2P}{\pi LD} \quad \textbf{(1)}$$

Donde, RTI es la Resistencia a la Tracción Indirecta en MPa; P es el valor máximo de carga aplicada indicada en la prensa, expresada en N; L es el espesor del espécimen expresado en mm; y D es el diámetro del espécimen expresado en mm.

3.3 *Densidad seca (Ds)*

La densidad seca fue determinada siguiendo el Método A (Desplazamiento de Agua) según la normativa ASTM D7263 2009. Previamente, se calculó la densidad de la parafina utilizada con un valor de 0.89 g/cm^3.

3.4 *Determinación de la velocidad de la onda P y constantes elásticas ultrasónicas*

La velocidad de la onda P (V_P) fue determinada siguiendo el método sugerido en Aydin (2014). Se determinó la V_P en sentido perpendicular a la estratificación de las probetas de roca de 70 mm de altura utilizando un equipo *Proceq Pundit Lab+* con la siguiente configuración: Longitud de impulso de 2 μs, frecuencia de sonda de 250 KHz, amplitud del impulso de 125 V y ganancia de sonda Rx de 1x.

4 RESULTADOS

Los resultados de los parámetros geomecánicos de los análogos de reservorios de hidrocarburos en los afloramientos de Formación Bajo Barreal en la Faja Plegada de San Bernardo se resumen por localidades.

En el Cerro Colorado de Galveniz, el valor más alto de la resistencia a la compresión simple se encontró en una toba bioturbada con un valor de UCS de 19.3 MPa, mientras que, el valor más bajo se detectó en una arenisca blanquecina con matriz tobácea muy friable con un UCS de 2.9 MPa. Para el caso de la Resistencia a la Tracción Indirecta, los datos extremos fueron encontrados en la muestra de toba bioturbada con un valor RTI de -2.6 MPa, mientras que el más bajo fue encontrado en la muestra de arenisca verde perteneciente a un canal principal con un valor de -0,12 MPa.

En relación con las densidades secas aparentes y la velocidad de propagación de la onda P, los valores máximos se encontraron en una arenisca verdosa de canal con un valor de Ds de1.76 g/cm^3 y V_P de 1737 m/s, mientras que, los valores más bajos se observaron en una arenisca blanquecina con matriz tobácea muy friable con Ds de 1.56 g/cm^3 y V_P de 567 m/s.

Para la localidad de Codo del Senguer el valor más alto de Resistencia a la Compresión Simple fue encontrado en una toba maciza del Miembro Superior con un valor de UCS de 80 MPa, en tanto que el valor más bajo pertenece una arenisca de canal principal friable con un valor de 13.5 MPa. Con respecto a la Resistencia a la Tracción Indirecta el mayor valor corresponde a una toba fuertemente cementada con un valor de -20.3 MPa, mientras que, el menor valor, le corresponde arenisca parda friable de -1.24 MPa. Referido a la densidad seca aparente y velocidad de propagación de la onda P, los valores más altos fueron encontrados en una toba fuertemente cementada con una cifra de 2.33 g/cm^3 y V_P de 4705 m/s, mientras que, los menores valores, corresponden a una arenisca parda friable con densidad seca de 1.88 g/cm^3 y VP de 1396 m/s.

Para la localidad del Cerro Ballena la Resistencia a la Compresión Simple con el valor más alto pertenece a una arenisca fuertemente cementada con un valor de 40.5 MPa, en tanto que, el dato más bajo fue encontrado en arenisca parda friable con una UCS de 12 MPa. Referido a la Resistencia a la Tracción Directa, el mayor valor corresponde a una arenisca muy cementada con una RTI de -6.1 MPa, y el menor valor es para una arenisca muy friable, con un valor de RTI de -0.61 MPa. La densidad seca más alta corresponde a la muestra de una arenisca fuertemente cementada con una Ds de 2.31 g/cm^3 y la más baja a una arenisca poco cementada con un valor de 1.8 g/cm^3. Para la velocidad de propagación de onda P, la muestra que presenta la mayor velocidad es una arenisca parda de canal fuertemente cementada con una V_P de 4204 m/s y la más lenta es para una arenisca parda muy friable con V_P de 1256 m/s.

En términos generales, los valores promedios y medianos de UCS (Fig. 3) medidos en rocas de la localidad Codo del Senguer son al menos 20 MPa más altos que los valores promedio y medianos encontrados en rocas de la localidad Cerro Ballena. En tanto que, los datos promedios y medianos medidos en las rocas de Cerro Colorado de Galveniz son 33 MPa menores que los de Codo del Senguer. La localidad que tiene el rango más amplio de valores (63.5 MPa) es Codo del Senguer, en contraste con los rangos de valores más estrechos de Cerro Ballena y Cerro Colorado de Galveniz (15 y 16 MPa, respectivamente).

En lo que respecta a Resistencia a la Tracción Indirecta (Fig. 4), la mediana de los valores de las rocas del Codo del Senguer (-6.5 MPa) se encuentra por encima de la mediana de los valores de Cerro Ballena (-2.5 MPa). En tanto que, el valor de mediana más baja de las tres localidades es para las rocas Cerro Colorado de Galveniz con un valor de -0.31 MPa. En cuanto a los promedios, Codo del Senguer se ubica por encima de las otras localidades con un valor promedio de -8.7 MPa, seguido de Cerro Ballena con -4.6 y en último lugar Cerro Colorado de Galveniz con un valor promedio de -0.85 MPa. Siendo Codo del Senguer la localidad que presenta un rango de valores de RTI más amplio (18.9 MPa).

Al realizar un análisis por localidad de las tendencias entre las litologías y la resistencia mecánica de las rocas, se observa que las mayores UCS y RTI corresponden a estratos tobáceos. La única excepción a esta tendencia se encuentra una muestra perteneciente a la sección superior del Cerro Ballena, en la que la toba se ubica con los segundos mayores valores de UCS y RTI, siendo superadas únicamente por una arenisca de canal fuertemente cementada. Por el contrario, las menores UCS y RTI de las tres localidades estudiadas fueron identificadas en areniscas muy friables. Estos datos son consistentes con valores de resistencia mecánica obtenidos con medición de índice R publicados por Vidal et al. (2022).

Con respecto a la densidad seca y la velocidad de propagación de la onda P, se observa que, a mayores valores de densidad seca, se miden mayores velocidades de propagación de la onda P. No se observa una correspondencia clara entre litología y V_P, debido a que los mayores valores de V_P de las tres localidades fueron identificados en una arenisca de canal friable (CG), una toba vítrea (CS) y una arenisca de canal fuertemente cementada en (CB) y, por el contrario, los menores valores de V_P de las tres localidades se corresponden a areniscas muy friables para las tres localidades.

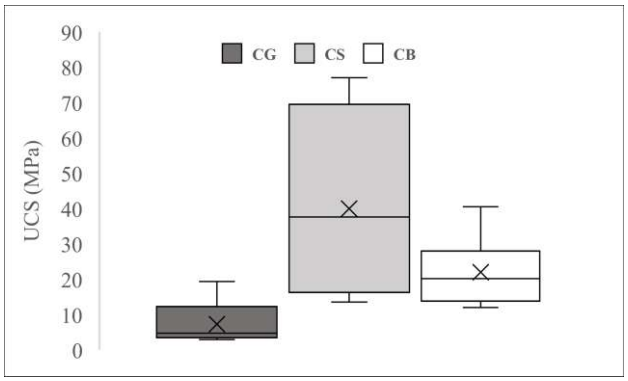


Figura 3. *Boxplot* de las Resistencias a la Compresión Simple diferenciado por localidades estudiadas.

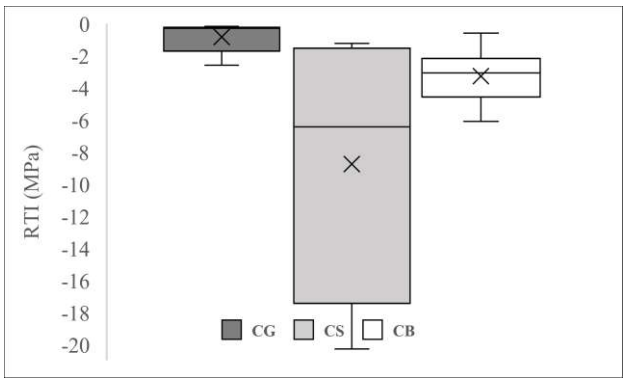


Figura 4. *Boxplot* de las Resistencias a la Tracción Indirecta diferenciado por localidades estudiadas.

Para las densidades secas (Fig. 5), Cerro Ballena y Codo del Senguer poseen el mismo valor de mediana con Ds de 2.1 g/cm^3, mientras que, la mediana de la densidad seca en Cerro Colorado de Galveniz es de 1.75 g/cm^3. Con respecto a los valores promedio, las rocas del Codo del Senguer tienen el valor promedio más alto con 2.09 g/cm^3 y ligeramente por debajo se ubica la densidad promedio de las rocas del Cerro Ballena con 2.05 g/cm^3, Cerro Colorado de Galveniz tiene las menores densidades con un valor promedio de 1.7 g/cm^3. En tanto que la mayor variabilidad de datos se presenta en las rocas del Cerro Ballena con un rango de 0.5 g/cm^3.

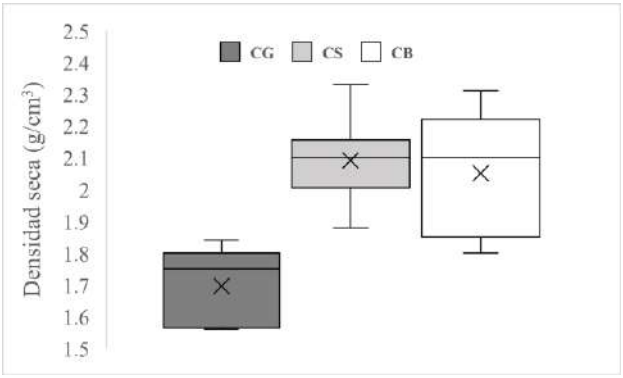


Figura 5. *Boxplot* de las Densidades secas diferenciad por localidades estudiadas.

La mediana más alta de la velocidad de la onda P (Fig. 6) corresponde a rocas del Codo del Senguer con un valor de 3080 m/s, seguido de la mediana de Cerro Ballena con una V_P de 2987 m/s y por último la mediana de Cerro Colorado de Galveniz con una velocidad de 1165 m/s. La mayor variabilidad de velocidades se encuentra en las rocas del Cerro Ballena con un amplio rango de 2948 m/s.

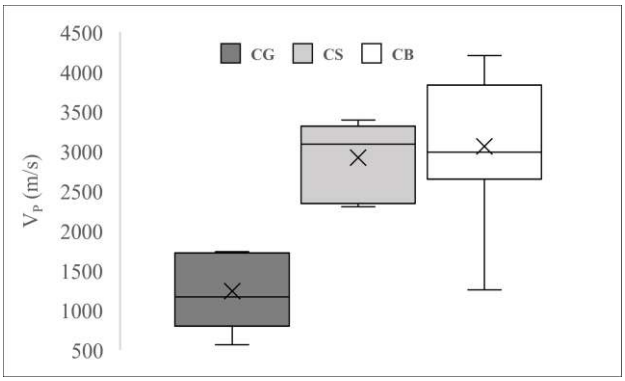


Figura 6. *Boxplot* de las velocidades de propagación de la onda P (V_P) diferenciado por localidades estudiadas.

Los datos de velocidad de propagación de la onda P se han analizado en conjunto con los datos de resistencia a la compresión simple. En la Fig. 7 se muestra los datos experimentales y la correlación exponencial según:

$$UCS = 2.5098e^{0.0007.VP} \quad \textbf{(2)}$$

Donde UCS en MPa es la Resistencia a la Compresión Simple y V_P la velocidad de la onda P en m/s.

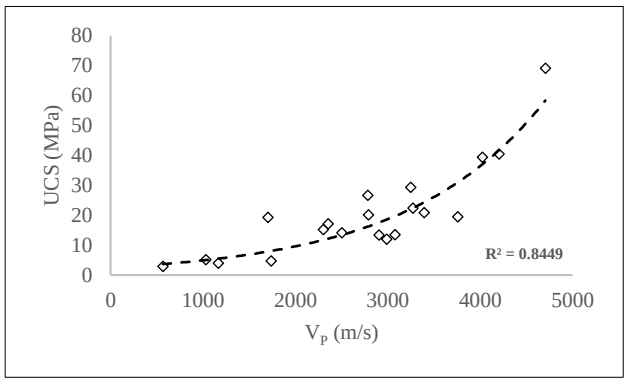


Figura 7. Correlación entre la velocidad de onda P y la resistencia a la compresión simple de las rocas de Formación Bajo Barreal.

Los módulos elásticos estáticos y dinámicos obtenidos se presentan en el grafico inferior (Fig. 8) discriminados por localidad estudiada.

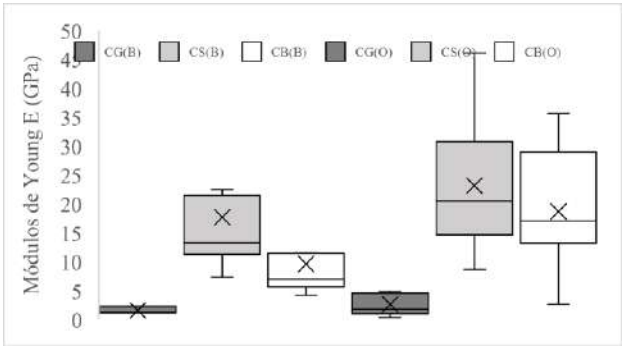


Figura 8. *Boxplot* de los módulos elásticos (E) discriminado por localidad estudiada. Los primeros 3 corresponden a E obtenidos con las bandas extensométricas (B) y los siguientes 3 con las ondas (O).

Los módulos elásticos ($E_{estáticos}$) obtenidos con bandas y los obtenidos con ondas ($E_{dinámicos}$) siguen la misma tendencia. En promedio, los módulos de mayor valor son los de las rocas pertenecientes a Codo del Senguer, seguidos de los módulos pertenecientes a las rocas de Cerro Ballena y en último lugar, con

los menores valores, los módulos pertenecientes a las rocas de Cerro Colorado de Galveniz.

Los coeficientes de Poisson (Fig. 9) de las rocas analizadas presentan un gran rango de valores dependiendo del tipo de rocas, sin embargo, los valores siguen una tendencia clara. Los valores promedio y mediana más altos corresponden a las rocas del Cerro Colorado de Galveniz, ya sea en los módulos estáticos y Dinámicos. Continúan los valores promedio y mediana de las rocas del Cerro Ballena con valores intermedios y por último las rocas del Codo del Senguer poseen los valores promedio y mediana más bajas de todas las tres zonas de estudio.

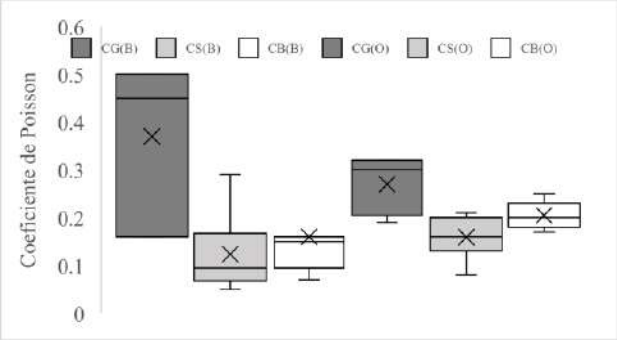


Figura 9. *Boxplot* de los coeficientes de Poisson obtenidos a través de mediciones estáticas (B) y de ondas (O) discriminados por localidad estudiada.

La correlación entre $E_{dinámico}$ y $E_{estático}$ se observa en la Fig. 10 y se expresa mediante la ecuación (3)

$$E_{estático} = 0.8287.E_{dinámico} - 3.3529 \quad \textbf{(3)}$$

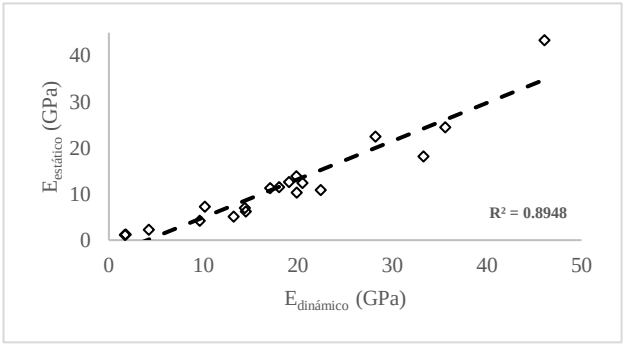


Figura 10. Correlación lineal simple entre los módulos elásticos dinámicos y los módulos elásticos estáticos para las rocas analizadas.

Al buscar una correlación entre los valores de RTI y UCS (Fig. 11), se encuentra que la ecuación (4) presente una muy fuerte correlación negativa (R^2= 0.9243). Lo que permitiría utilizar los datos de UCS para tener una idea de los valores esperables de RTI. Si bien la determinación de RTI, es un método más sencillo, se necesita una mayor cantidad de muestra para obtener un dato confiable.

$$UCS = -3.1036.RTI + 6.7518 \quad \textbf{(4)}$$

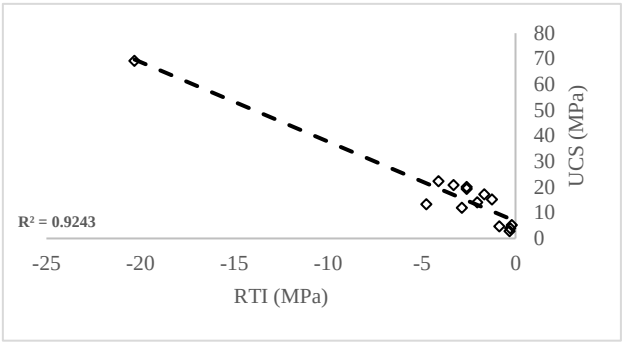


Figura 11. Correlación lineal simple entre los módulos elásticos dinámicos y los módulos elásticos estáticos para las rocas analizadas.

5 DISCUSIÓN

La mayor variabilidad de valores de resistencia geomecánica (UCS y RTI) se encuentran en rocas de la localidad Codo del Senguer. Esto podría estar vinculado a la génesis de los depósitos y al contenido tobáceo de las litologías, siendo las más resistentes, las que mayor contenido tobáceo presentan con valores de UCS de hasta 80 MPa y RTI de hasta -20 MPa. Las rocas de Cerro Colorado de Galveniz poseen los menores valores de UCS de las tres localidades estudiadas, pero la toba sigue siendo la roca que mayor resistencia mecánica tiene dentro de esta localidad con valores de UCS de 20 MPa y RTI de -1.92 MPa. Esta variación en la resistencia mecánica podría estar relacionado a la sobrecarga sedimentaria que experimentó cada sector, siendo Cerro Colorado de Galveniz la zona con depósitos que menor sobrecarga sedimentaria experimentaron de las tres localidades.

La variabilidad de los valores de densidad seca y velocidad de propagación de onda P promedios y medianos en las rocas de Codo del Senguer y Cerro Ballena es prácticamente despreciable (menor a 0.04 g/cm^3 y 100 m/s, respectivamente). Pero hay una marcada disminución en el valor promedio y mediana de las rocas de la localidad Cerro Colorado de Galveniz (mayor a 0.35 g/cm^3 y 1700 m/s, respectivamente). Esta variabilidad espacial podría estar vinculada a que en el Cerro Colorado de Galveniz, la columna sedimentaria se encuentra más condensada y a menores presiones de sobrecarga sedimentaria, son menores los valores de densidad seca y velocidad de onda P para litologías similares.

La correlación encontrada entre V_P y UCS mediante la ecuación exponencial (2) es muy buena (R^2=0.8449) y sugeriría una manera indirecta, rápida y no destructiva de estimar UCS a partir de V_P para las rocas de Formación Bajo Barreal que tengan velocidades de onda P comprendidas entre 500 y 5000 m/s. Para Cerro Colorado de Galveniz, las V_P y UCS son las menores de las localidades analizadas, y se miden valores puntuales comparables a estos, en areniscas muy friables del Cerro Ballena y del Codo del Senguer. Al comparar V_P con la litología, no existe una relación clara, debido a que las menores V_P se encontraron para cada localidad en areniscas muy friables, pero las mayores V_P no responden a una litología en particular. Esto podría deberse a que, a menores densidades de la roca, la presencia de espacios vacíos (poros) sería el factor que se vuelve más importante para atenuar la velocidad de la onda P. Mientras que, al aumentar la densidad y al estar las partículas minerales más juntas (reducción del espacio poral), la matriz sólida del material tiende a ser el principal factor que contribuye a la velocidad de propagación de la onda.

En el Cerro Colorado de Galveniz, la roca que presenta la mayor velocidad de onda P es una arenisca muy friable, si bien es un dato puntual, cabe destacar que esta muestra tiene una mayor proporción de minerales opacos con respecto al resto, lo que a la vez le confieren la mayor densidad seca observada en

esta localidad.

Los módulos estáticos y dinámicos muestran cierta variabilidad, teniendo los dinámicos valores más altos, esto es consistente con la bibliografía, por ejemplo, Zhang (2006), Stacey et al. (1987), Kolesnikov (2009). Esta discrepancia en los valores puede ser atribuida a que la respuesta elástica de una roca a las distintas velocidades de carga. En cargas rápidas (ultrasonido) tiende a ser más rígida que su respuesta a cargas lentas (prensa) debido a factores como la inercia y la velocidad de propagación de las tensiones a través de las microfisuras y poros de las rocas. En los *boxplot* de las muestras analizadas, podemos observar que existe tendencia proporcional entre la densidad seca y el módulo de Young (a menores densidades secas, menores módulos elásticos). Esta tendencia no es tan clara cuando se analiza el coeficiente de Poisson con la densidad seca. En términos generales, a medida que la densidad seca de la roca aumenta, su módulo elástico también tiende a aumentar y los materiales más densos tienden a ser más rígidos y menos deformables.

Por medio de la ecuación (3) que correlaciona $E_{dinámico}$ con $E_{estático}$, sugiriendo una manera de determinar el $E_{estático}$ de una roca a través de mediciones indirectas. Este aspecto tiene que ser corroborado con más cantidad de datos experimentales.

6 CONCLUSIONES

El análisis cuantitativo realizado muestra que los afloramientos de la localidad CS presentan, en promedio, los valores más altos de UCS, RTI y los de densidad seca y velocidad de onda P son compartidos con CB, mientras que para CG los valores de UCS, RTI y las densidades secas son los más bajas de las tres áreas estudiadas.

Los resultados preliminares de este estudio sugieren una tendencia que nos permite inferir que los valores más altos de UCS y RTI se encuentran en tobas, mientras que los menores valores se observan en areniscas muy friables. Cuando se comparan tobas para la misma localidad, los mayores valores de resistencia la presentan las tobas de Codo del Senguer.

Los datos correlacionados en esta contribución sugieren ecuaciones para estimar la UCS y $E_{estático}$ a partir de métodos indirectos, rápidos y no destructivos como la velocidad de propagación de la onda P medida con un equipo de ultrasonido.

Este estudio demuestra el potencial de las pruebas con equipos de medición de ondas para la caracterización geomecánica no destructiva. Los resultados contribuyen a la comprensión integral de análogos de afloramiento para mejorar las interpretaciones del subsuelo obtenidas a partir de registros convencionales de pozos que controlan los modelos estáticos y dinámicos. En particular, los datos obtenidos podrían contribuir a la calibración de tipos de roca definidos a partir de la combinación de perfiles de pozos que evalúan la resistencia mecánica, y el contenido tobáceo. Caracterizaciones futuras aumentarán los datos de UCS y las mediciones de afloramiento en los depósitos principales para la calibración de las tendencias reconocidas en este estudio.

7 AGRADECIMIETOS

Los autores quieren expresar su gratitud al Ing. Bataglia y al Laboratorio de Ensayos Industriales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco por su colaboración en la realización de ensayos. El autor principal quiere agradecer la Beca Doctoral al CIT Golfo San Jorge - CONICET por la financiación provista, la cual ha permitido el desarrollo de la investigación presentada en este artículo. Finalmente, los autores desean reconocer a la Comisión Europea (H2020 MSCA-RISE 2020 Project DISCO2-STORE, Acuerdo de Concesión Nº 101007851), a la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Proyecto PI1614 80020190200006 IP) y a la Agencia I+D+i-FONCyT (PICT 2020–0288) su soporte financiero.

8 REFERENCIAS

ASTM D3976. (2008) *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*. *ASTM International*., West Conshohocken, PA.

ASTM D4543. (2019) *Standard Practices for Preparing Rock Core as Cylindrical Test Specimens and Verifying Conformance to Dimensional and Shape Tolerances. ASTM International*., West Conshohocken, PA.

ASTM D7012. (2014) *Standard test methods for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures. ASTM International*., West Conshohocken PA, USA.

ASTM D7263. (2009) *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens. ASTM International*., West Conshohocken, PA.

Aydin A. (2014) *Upgraded ISRM suggested method for determining sound velocity by ultrasonic pulse transmission technique. Rock Mechanics and Rock Engineering* 47(1), 255–259.

Fitzgerald M. G, Mitchum R. M, Uliana M. A, Biddle K. T. (1990) *Evolution of the San Jorge basin, Argentina. AAPG (Am. Assoc. Pet. Geol.)* Bull. 74, 879–920.

ISRM. (1979) *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. Int J Rock Mech Min Sci* 16(2):135–140

Hechem, J. (1998) *Arquitectura y paleodrenaje del sistema fluvial efímero de la Formación Bajo Barreal, cuenca del Golfo San Jorge, Argentina. Boletín de Informaciones Petroleras, Tercera Epoca, Año XV*, (53): p. 21-27

Hirschfeldt, M (2014) *Análisis de madurez de la Cuen-ca del Golfo San Jorge: desafíos actuales yfuturos para un desarrollo sostenido y sus-tentable. Jornadas de Producción de Institu-to Argentino de Petróleo y Gas (IAPG), Actas:* 19 pp, Comodoro Rivadavia.

Kolesnikov Y. I. (2009) *Dispersion effect of velocities on the evaluation of material elasticity. J Min Sci* 45:347–354.

Lesta P, Ferello R. (1972) *Región Extraandina del Chubut y norte de Santa Cruz. In: Leanza, A. (Ed.), Geología Regional Argentina. Academia Nacional de Ciencias*, Córdoba, pp. 601–654.

Paredes J. M, Giordano S. R., Olazábal S. J., Valle M. N., Allard J. O., Foix N., Tunik M. A. (2020) *Climatic control on stacking and connectivity of fluvial successions: Upper Cretaceous Bajo Barreal Formation of the Golfo San Jorge basin Patagonia. Marine and Petroleum Geology* 113, Article: 104116.

Secretaría de Energía, (2021) *Informe estadístico anual 2021 del sector energético. Ministerio de Energía y Minería. Secretaría de Planeamiento Energético Estratégico.*

Stacey F. D, Tuck G. J, Moore G. I, Holding S. C, Goodwin B. D, Zhou R. (1987) *Geophysics and the law of gravity. Rev Mod Phys Am Phys Soc*.

Uliana M. A, Biddle K. T, Cerdán J. (1989) *Mesozoic extension and the formation of Argentine sedimentary basins. In: Tankard, A.J., Balkwill, H.R. (Eds.), Extensional Deformation and Stratigraphy of the North Atlantic Margins*. AAPG, vol. 46. Am. Assoc. *Pet. Geol. Mem.*, Tulsa, pp. 599–614.

Vidal P. A, Manzanal D. G., Allard J.O., Laskowsky C. B. (2022) *Geomechanical and Petrophysical characterization of Bajo Barreal Formation in GSJB. IX Latin American Rock Mechanics Symposium.*

Villalobos-Cifuentes S, Muñiz-Menéndez M., Perez-Rey I. (2022) *Estudio de la correlación entre la resistencia a la compresión uniaxial y la velocidad de ondas P en arenisca. Obras y Proyectos* 32, 41-53.

Zhang L. (2006) *Engineering properties of rocks. Univ of Kentucky*, Lexington.

Resultados preliminares del efecto del CO_2 supercrítico en los parámetros geomecánicos en las formaciones Pozo D-129 y Castillo de la Cuenca del Golfo San Jorge

Preliminary results of supercritical CO_2 effect on geomechanical parameters in the Pozo D-129 and Castillo formations of the Gulf of San Jorge Basin

Maximiliano Cortés

Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Argentina. CIT Golfo San Jorge, CONICET, Argentina.

maxi_cortés@hotmail.com

Diego G. Manzanal & José O. Allard

Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Argentina.

Diego G. Manzanal

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, España

RESUMEN: En Argentina, particularmente en la cuenca del Golfo San Jorge (CGSJ), el almacenamiento geológico de CO_2 no presenta antecedentes. Esta contribución tuvo como objetivo determinar las propiedades geomecánicas y petrofísicas de análogos de reservorios de la CGSJ, de las formaciones Pozo D-129 y Castillo, e identificar los efectos de la inyección de CO_2. Para ello, se tomaron muestras en forma de bloques a los cuales se les midió el índice de rebotes, la permeabilidad al aire y se cuantificaron las propiedades índices (densidad seca, gravedad específica y porosidad). Se calaron probetas con una relación de esbeltez 2:1, de las cuales a algunas de ellas fueron sometidas a la inyección de CO_2 en estado supercrítico durante 60 días en una celda de carbonatación. La resistencia a la compresión simple se determinó sobre las probetas carbonatadas y no carbonatadas. Los resultados demostraron que las rocas de la Fm. Pozo D-129, en específico las tobas, presentaron los índices de rebotes más altos. Esta tendencia también se observó en la densidad seca y en la resistencia a la compresión simple, mientras que las porosidades fueron mayores en la Fm. Castillo, donde sobresalieron las tobas. Las permeabilidades más altas se dieron en las areniscas tobáceas de la Fm. Castillo. La gravedad específica se mantuvo constante para todas las rocas excepto para las tobas de la Fm. Castillo. En cuanto al efecto de la carbonatación, la resistencia a la compresión simple en rocas carbonatadas y sus homólogas no carbonatadas no presentaron diferencias considerables.

ABSTRACT: In Argentina, particularly in the Gulf of San Jorge Basin (GSJB), geological CO_2 storage has no previous records. This study aimed to determine the geomechanical and petrophysical properties of analog reservoirs from the GSJB, specifically from the Pozo D-129 and Castillo formations, and to identify the effects of CO_2 injection. For this purpose, block samples were taken, and their rebound index, air permeability, and index properties (dry density, specific gravity, and porosity) were measured. Core plugs were cored with a slenderness ratio of 2:1, and some of them were subjected to supercritical CO_2 injection for 60 days in a carbonation cell. Unconfined compressive strength tests were conducted on both carbonated and non-carbonated specimens. The results demonstrated that rocks from the Pozo D-129 Formation, particularly tuffs, exhibited the highest rebound indexes. This trend was also observed in dry density and unconfined compressive strength, while porosities were higher in the Castillo Formation, with tuffs being predominant. The highest permeabilities were found in the tuffaceous sandstones of the Castillo Formation. Specific gravity remained constant for all rocks, except for tuffs from the Castillo Formation. Regarding the effect of carbonation, the unconfined compressive strength in carbonated rocks and their non-carbonated counterparts did not show significant differences.

PALABRAS CLAVE: almacenamiento geológico de CO_2 – material tobáceo – geomecánica – petrofísica

KEYWORDS: geological CO_2 Storage – tobaceous material – geomechanical – petrophysical

1 INTRODUCCIÓN

La liberación de gases de efecto invernadero a la atmosfera por parte de las actividades industriales es una de las mayores causas del cambio climático que se ha desarrollado en los últimos 50 años (IPCC, 2023). Entre las distintas estrategias que buscan mitigar los efectos en el medio ambiente, el almacenamiento geológico de dióxido de carbono ($AGCO_2$) es reconocido como una de la soluciones técnicas y económicas

viables para reducir las emisiones en el corto plazo. En Argentina, el AGCO$_2$ aún no ha sido estudiado en profundidad a pesar de contar con numerosas cuencas petroleras. La cuenca del Golfo San Jorge (CGSJ) acumula más de 100 años de desarrollo en la industria del petróleo. Particularmente, la Faja Plegada de San Bernardo (FPSB) expone rocas análogas de los reservorios hidrocarburíferos de la CGSJ que permiten evaluar el comportamiento geomecánico y petrofísico necesario para este tipo de aplicaciones ambientales.

Recientemente, Allard et al. (2018) publicaron uno de los primeros trabajos en la FPSB en el cual se caracterizó mediante equipos portables el índice de rebotes, permeabilidad al aire y geoquímica de las formaciones Pozo D-129, Matasiete y Castillo. Más tarde, Vidal et al. (2022) profundizaron sobre la resistencia mecánica de la misma unidad geológica. Estos escasos trabajos plantean la necesidad de ahondar en la caracterización de los análogos de reservorios e integrarlos con la información de subsuelo.

El objetivo de esta contribución fue determinar las propiedades geomecánicas y petrofísicas de los análogos de reservorio de las formaciones geológicas Pozo D-129 y Castillo en la región del Codo del Senguerr (en la FPSB) e identificar el comportamiento mecánico frente a la inyección de CO_2 en estado supercrítico similar a los realizado sobre cementos petroleros (Barria et al. 2019, 2020, 2022a,b).

2 MÉTODOS Y MATERIALES

2.1 *Ubicación y Marco Geológico*

El área de estudio (Figura 1c) se ubica en la cuenca del Golfo San Jorge (CGSJ), entre los -65° y -71° de longitud; y los -47° y -45° de latitud en el sector sur de la Faja Plegada de San Bernardo (FPSB) (Figura 1a), más precisamente en el anticlinal del Codo del Senguerr (Figura 1b).

La FPSB corresponde a un extenso sector dentro de la CGSJ que presenta un relieve positivo de rumbo general Norte – Sur, el cual se formó por la inversión tectónica de antiguas fallas normales como consecuencia de los esfuerzos compresivos trasmitidos por el levantamiento de la Cordillera de los Andes. Esta inversión tectónica permitió que las rocas cretácicas del Gr. Chubut con interés petrolero de la CGSJ se encuentren en superficie, a diferencia de los otros sectores de la cuenca donde se hallan en subsuelo.

El Grupo Chubut alberga la roca madre y rocas reservorios del principal sistema petrolero de la CGSJ. De todas ellas, este trabajo evalúa las características de las formaciones Pozo D-129 y Castillo (Figura 1d).

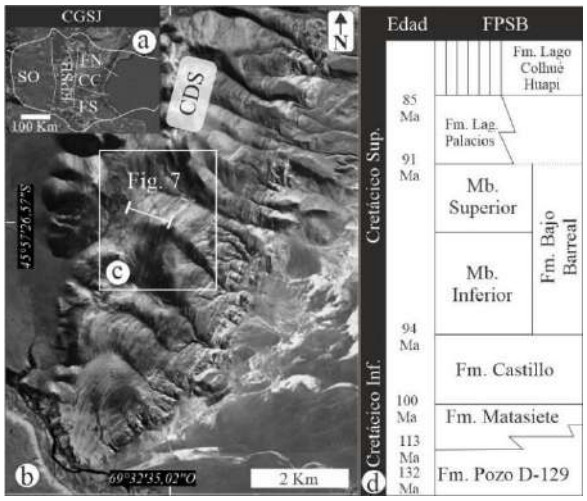


Figura 1. a) Sectores de la CGSJ. b) Zona de estudio en la región del Codo del Río Senguerr, extremo sur de la FPSB. c) Ubicación aproximada del perfil sedimentológico donde se obtuvieron las muestras analizadas. d) Edades del Grupo Chubut (Modificado de Paredes et al. 2022).

La Formación Pozo D-129 corresponde a la unidad basal del Grupo Chubut, es la roca generadora de hidrocarburos de los reservorios suprayacentes, así como también incluye rocas reservorio (López Angriman et al. 2014, Paredes et al. 2022). Presenta un rango de edad entre los 132 a 113 Ma (Fitzgerald et al. 1990). Estas rocas se componen de tobas, limolitas tobáceas, arcilitas, calizas oolíticas y areniscas, en las cuales predomina el contenido volcaniclástico (Paredes et al. 2022). Los ambientes de sedimentación que representan se vinculan a ciclos de somerización – profundización de sistemas lacustres y a deltáicos (Paredes et al. 2014, Allard et al. 2018).

La Formación Castillo (Lesta & Ferello 1972) se considera equivalente a la Formación Mina del Carmen en subsuelo (Lesta 1968) y representa a una de las rocas reservorio de la CGSJ. Composicionalmente contiene un importante contenido volcaniclástico que conforman depósitos de origen fluvial y paleosuelos (Paredes et al. 2015). Le adjudican un rango de edades entre 100 a 94 Ma (Genise et al. 2020).

2.2 *Caracterización de rocas*

La caracterización geomecánica y petrofísica se realizó en afloramientos análogos de reservorios de las formaciones Pozo D-129 y Castillo, principalmente sobre areniscas tobáceas y tobas. El trabajo de campo se focalizó en la toma de muestras en forma de bloques para posteriores ensayos en laboratorio.

En laboratorio, se determinó el índice de rebotes (*IR*), la permeabilidad al aire (*Ka*), las propiedades índices (densidad seca, gravedad específica y porosidad) y la resistencia a la compresión simple (*RCS*). El calado de probetas se realizó con una relación de esbeltez 2:1 siguiendo la normativa ASTM D 4543 (2001). Parte del *set* de probetas se colocó dentro de una celda de carbonatación (CO_2 supercrítico) a fin de determinar la variación de las propiedades de la roca frente a la inyección de CO_2.

El martillo de Schmidt se considera un método no-destructivo que se utiliza para evaluar rápidamente la resistencia de la roca. Este valor se correlaciona con parámetros intrínsecos de la roca como resistencia, densidad y porosidad. El índice de rebotes se determinó mediante los martillos de Schmidt PROCEQ de tipo N y L (2,207 Nm y 0,735 Nm, respectivamente). Las mediciones se realizaron sobre los bloques de acuerdo con la normativa ASTM D 5873 (2000). Ésta norma implica llevar a cabo diez mediciones con una separación igual o mayor al diámetro del pistón, de las cuales se descartan los IR que difieren en más de 7 unidades. Luego de este filtrado automático, los valores restantes se promediaron. Se tomaron al menos dos IR por bloque con cada martillo, los cuales fueron promediados. En total se realizaron 490 impactos sobre los bloques.

La permeabilidad al aire se cuantificó con el permeámetro portable NER Tiny-Perm III. Este dispositivo de última generación posee un rango de medición de 1 mD a 10000 mD y permite evaluar la curva de declinación en tiempo real, validando la calidad de las mediciones. Se realizaron al menos seis conteos sobre la superficie fresca y plana de las rocas, tres de forma perpendicular a la estratificación y tres en dirección paralela. El tiempo de lectura establecido fue de 180 segundos para todas las mediciones, luego del cual la tendencia de permeabilidad es extrapolada.

La densidad seca se calculó siguiendo la normativa ASTM D 7263 (2009) mediante el denominado método A o de desplazamiento de agua. La parafina que se utilizó tiene una densidad de 0,89 g/cm^3. Se tomaron tres submuestras por

bloque para obtener un valor promedio, lo que dio un total de n = 63.

La gravedad específica de las partículas sólidas se realizó siguiendo la normativa ASTM D 854 (2002). Se tomó una submuestra de cada uno de los bloques (n = 20), las cuales fueron molidas y, posteriormente, se determinó la gravedad específica por duplicado.

La porosidad total se calculó a partir de los valores de densidad seca y gravedad específica, relacionadas por la siguiente fórmula:

$$n = \frac{(Gs - Ds)}{Gs} \quad \textbf{(1)}$$

El proceso de carbonatación consistió en introducir probetas correspondientes a distintas litologías por duplicado dentro de una celda. Allí, la carbonatación se realizó en condiciones de CO_2 supercrítico, a una temperatura de 77°C y 8,5 MPa, durante el lapso de 60 días.

La resistencia a la compresión simple se determinó de acuerdo con la normativa ASTM D 7012 (2004) sobre probetas de 35 mm de diámetro con relación de esbeltez 2:1. Se ensayaron dos probetas no carbonatadas, de las cuales se calculó el promedio, y una carbonatada, de cada litología.

Los ensayos se realizaron en los laboratorios LISHA y de Ensayos Industriales de la Facultad de Ingeniería la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.

3 RESULTADOS

3.1 Martillo de Schmidt

Las mediciones del *IR* que se realizaron sobre las principales litologías de las formaciones analizadas las cuales presentaron una buena correlación entre los valores de los martillos N y L, en la que se alcanzó un valor de $R^2 = 0.79$. La Figura 2 representa los valores de *IR* que se obtuvieron de los bloques muestreados de cada litología y formación. El IR de las areniscas tobáceas de Fm. Castillo logró el valor más bajo con un promedio de 29,9. En las tobas se halló un solapamiento parcial de los rangos intercuartiles respecto con las anteriores, sin embargo, obtuvieron un promedio más alto (33,1) al igual que el Q3 (38,4). Sobre la Fm. Pozo D-129, las areniscas tobáceas se caracterizaron por un *IR* promedio de 36, mientras que las tobas representaron los mayores índices de rebotes, con una media de 41,5.

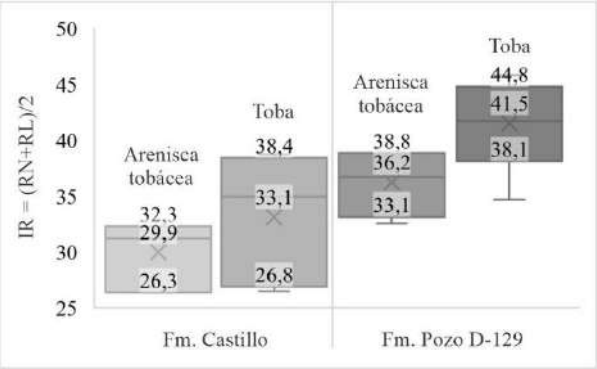


Figura 2. Gráfico de cajas y bigotes del índice de rebotes (IR).

Las rocas de la Fm. Pozo D-129 comprenden los *IR* más altos en comparación con los de la Fm. Castillo. Esta tendencia también queda evidenciada en el perfil sedimentológico donde el *IR* disminuyó progresivamente hacia arriba en la vertical (Figura 5). En ambas formaciones las tobas representaron valores de *IR* mayores que areniscas tobáceas.

3.2 Permeabilidad al aire (Ka)

El gráfico de la figura 3 representa los logaritmos de las permeabilidades que se midieron sobre los bloques de forma paralela y perpendicular a la estratificación. Las *Ka* promedio de las areniscas tobáceas de la Fm. Castillo alcanzaron valores de 1000 mD (3) y 1096,5 mD (3,04) en dirección perpendicular y paralela a la estratificación, respectivamente. Las tobas de esta formación se caracterizaron por permeabilidades del orden de 5,88 mD (0,77) (perpendicular) y 14,45 mD (1,16) (paralelo). En el caso de la Fm. Pozo D-129, sus areniscas tobáceas, presentaron permeabilidades de 47,86 mD (1,68) (perpendicular) y 37,15 mD (1,57) (paralelo), mientras que sus tobas, 5,49 mD (0,74) (perpendicular) y 5,62 mD (0,75) (paralelo). Las permeabilidades de las areniscas tobáceas de la Fm. Castillo superaron ampliamente al resto. Las tobas de ambas unidades exponen los valores de *Ka* más bajos.

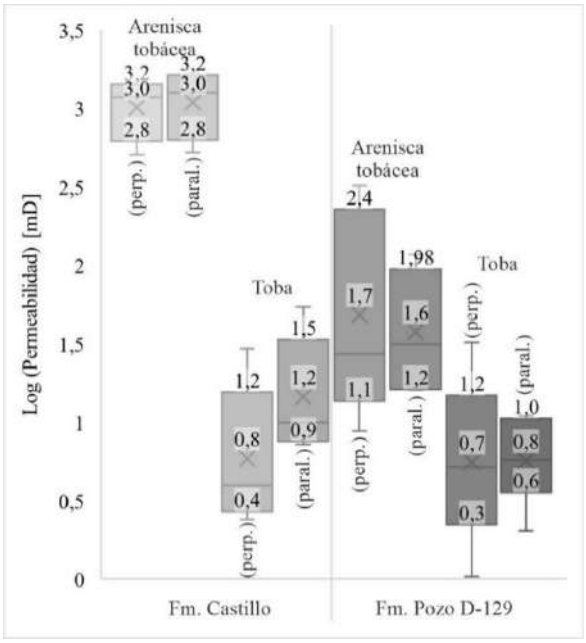


Figura 3. Gráfico de cajas y bigotes de la permeabilidad al aire medida sobre bloques en dirección perpendicular y paralela a la estratificación.

3.2 Densidad seca (Ds)

Los ensayos de densidad seca (Figura 4b) arrojaron que las rocas de la Fm. Castillo le correspondieron valores de 1,71 g/cm^3 y 1,73 g/cm^3, para las areniscas tobáceas y tobas, respectivamente. La Fm. Pozo D-129 logró densidades secas mayores respecto a la Fm. Castillo, con una media de 1,87 g/cm^3 para las areniscas tobáceas y de 1,9 g/cm^3 para las tobas. Las diferencias entre areniscas tobáceas y tobas fueron casi insignificantes para ambas formaciones donde las tobas fueron superiores por tan solo una diferencia de entre 0,02 g/cm^3 (Fm. Castillo) y 0,03 g/cm^3 (Fm. Pozo D-129). El perfil estratigráfico (Figura 5) reveló que la densidad seca mantuvo un comportamiento similar al *IR* (disminución progresiva hacia arriba en la vertical).

3.3 Gravedad específica (Gs)

Las gravedades específicas medias (Figura 4a) fueron similares para las tobas de la Fm. Castillo y las areniscas tobáceas y tobas de la Fm. Pozo D-129, con valores de 2,62 g/cm^3, 2,65 g/cm^3 y 2,64 g/cm^3, respectivamente. A diferencia de estas últimas, las areniscas tobáceas de Fm. Castillo obtuvieron valores notablemente más bajos, las cuales alcanzaron los 2,55 g/cm^3.

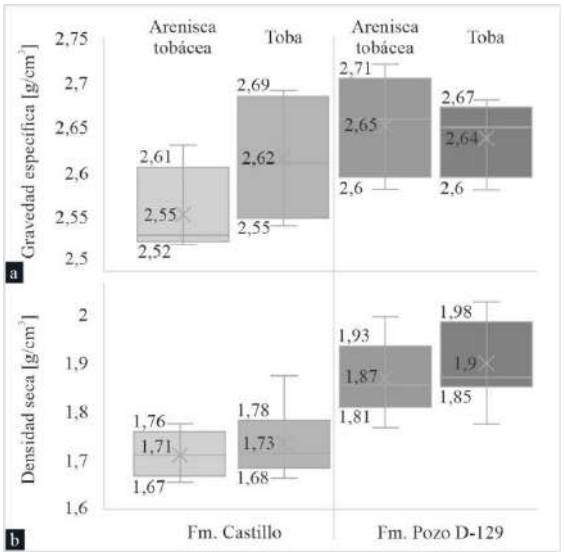


Figura 4. Gráfico de cajas y bigotes a) de la gravedad específica y b) de la densidad seca (Página anterior).

3.4 Porosidad (n)

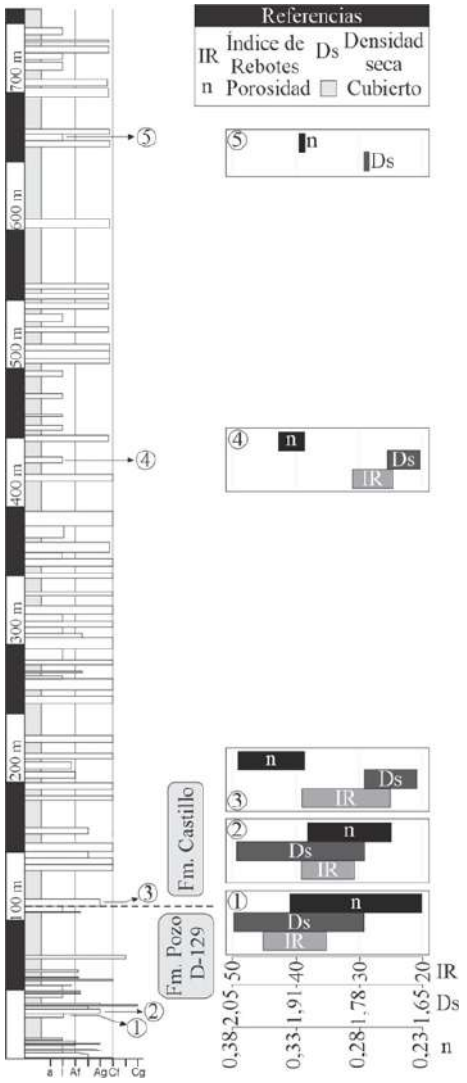


Figura 5. Perfil sedimentológico de las formaciones Pozo D-129 y Castillo (Modificado de Paredes et al. 2014, 2015). Se señala la ubicación de las muestras con sus respectivos valores de IR, Ds y n.

Las porosidades totales, medidas de forma indirecta a través de la *Ds* y *Gs*, de las areniscas tobáceas y tobas de la Fm. Castillo muestran promedios de 0,33 y 0,35, respectivamente, mientras que los *n* más bajos se encontraron en las areniscas tobáceas (0,3) y tobas (0,28) de la Fm. Pozo D-129. Además, se observó una tendencia de aumento de *n* hacia la parte superior del perfil estratigráfico (Figura 5), en general, con un comportamiento especular respecto a la densidad seca y al índice de rebotes. Estos valores parecen ser algo elevados por lo que deben ser corroborados mediante otras técnicas, por ejemplo, porosimetrías de mercurio.

3.5 Resistencia a la compresión simple (RCS)

Los resultados de resistencia a la compresión simple destacan a las tobas de la Fm. Pozo D-129 por sobre el resto, con valores promedio de *RCS* de 35,2 y 29,2 MPa. A diferencia de estas últimas, las areniscas tobáceas de ambas formaciones presentaron valores de *RCS* similares, en el rango de los 16,5-17,2 MPa (Figura 6). Adicionalmente, los parámetros mecánicos de las rocas carbonatadas demostraron *RCS* máximas levemente menores respecto a las medias de sus análogas no carbonatadas (entre 7,23 a 17,61% de diferencia). No obstante, las *RCS* de las muestras carbonatadas CSC-02 y CSD-01 se encontraron entre los límites máximos y mínimos establecidos por sus homólogas no carbonatadas y a escaza diferencia del mínimo (<1 MPa), mientras que en CSD-02 carbonatada la discrepancia fue mayor (2,26 MPa) y por debajo del límite inferior. Particularmente, la muestra CSD-03 carbonatada superó a la media de la no carbonatada en un 16,9%.

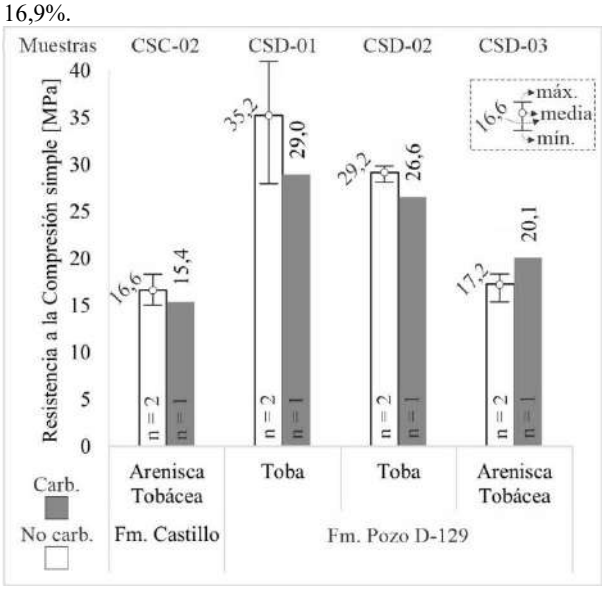


Figura 6. Gráfico de barras de la Resistencia a la Compresión Simple. Se señala en gris la *RCS* máxima de las probetas carbonatadas y, en blanco, la *RCS* media de las no carbonatadas.

4 DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos son inéditos para estudios de afloramiento de análogos de reservorios de la CGSJ. A escala formacional, las rocas de la Fm. Pozo D-129 alcanzaron los valores más altos de *IR*. Una posible explicación se vincula con que dicha unidad geológica es más antigua y profunda que la Fm. Castillo (Figura 5). Esto implica que la Fm. Pozo D-129 sufrió una mayor compactación. Zoback (2010) indica que el soterramiento produce esfuerzos efectivos mayores y, por ende, una reducción de la porosidad. Por otro lado, Marcussen et al. (2010) agregan que también existe un aumento de la densidad. Asimismo, Aydin & Basu (2005) revelan que el *IR* mantiene

una relación directamente proporcional con la densidad seca e inversamente proporcional a la porosidad, lo que concuerda con las tendencias sobre la porosidad, densidad e *IR* que fueron observadas en las rocas analizadas.

A escala de litologías, en ambas formaciones se encontró que las tobas presentaron *IR* altos en comparación con las areniscas tobáceas. No obstante, los parámetros físicos como la *Ds* y la *n* de las litologías de la Fm. Castillo no mantuvieron las relaciones establecidas por Aydin & Basu (2005) entre las propiedades índices y el *IR*. En relación con esto, las tobas de la Fm. Castillo se caracterizaron una elevada porosidad y valores de *IR* altos respecto de las areniscas tobáceas. La principal diferencia se observó en las *Gs* de estas litologías, en donde las tobas presentaron una media ligeramente más alta (2,62 g/cm^3) que las areniscas tobáceas (2,55 g/cm^3) y valores de *Ds* similares para ambas (aprox. 1,7 g/cm^3), lo que condicionó que la *n* para las primeras fuera alta. Esta diferencia indica la posible existencia de un contraste composicional entre las litologías analizadas de la Fm. Castillo, así como variaciones en el contenido de matriz, de porosidad secundaria y cementación. Todas estas características deberán ser analizadas con microscopía óptica y electrónica.

En general, la *RCS* presenta una correspondencia con el *IR* (Aydin & Basu 2005). Debido a la pequeña cantidad de ensayos de *RCS*, se vio imposibilitada la correlación de ambos parámetros, por lo que será necesario ampliar la cantidad de ensayos a futuro. Sin embargo, *a priori* se observó que las tobas de la Fm. Pozo D-129 alcanzaron los valores más altos de *RCS*, en coincidencia con los *IR*, mientras que los valores más bajos de *RCS* e *IR* corresponden a las areniscas tobáceas de ambas formaciones analizadas.

Las permeabilidades al aire determinadas por instrumentos portables mostraron diferencias con los antecedentes recopilados de análisis petrográficos de coronas. Los equipos portables ofrecen una buena correlación con los ensayos de laboratorio (celdas de Hassler), sin embargo, existen excepciones (Filomena et al., 2014). Ferreira Piteau et al. (2018) mencionan que las permeabilidades al gas para la Fm. Pozo D-129 se encuentran entre los 0,037 a 0,57 mD y para la Fm. Mina del Carmen (análoga en subsuelo de la Fm. Castillo) entre 2 a 4 mD, mientras que López Angriman et al. (2014) obtiene entre 0,005 a 55 mD para la Fm. Pozo D-129. Respecto a estos datos, se halló que los determinados en el presente trabajo los superaron en varios ordenes de magnitud, excepto por las areniscas tobáceas de la Fm. Castillo, donde el intercuartil se solapa parcialmente con el rango aportado por Ferreira Piteau et al. (2018). Lo mismo ocurrió para el rango establecido por López Angriman et al. (2014). Estas diferencias están relacionadas a que el Tiny Perm III realiza mediciones puntuales por lo que es susceptible a las heterogeneidades de escala milimétrica a centimétrica (Filomena et al. 2014). Magnabosco et al. (2014) mencionan que las permeabilidades medidas en laboratorio que se aproximan a 1 mD, en general, son sobrestimadas por el Tiny Perm III por lo que es necesario aplicar un factor de corrección. Por otro lado, es esperable que la exhumación tectónica genere variaciones entre las rocas de superficie y subsuelo.

Las porosidades calculadas demostraron valores superiores respecto a sus análogos de subsuelo para la Fm. Castillo (5-20%, Ferreira Piteau et al. 2018). Sin embargo, las determinadas para la Fm. Pozo D-129 se superponen con el rango de entre 5-32% explicitado en los antecedentes (López Angriman et al. 2014, Ferreira Piteau et al. 2018). Estas diferencias se pueden explicar por el efecto de la exhumación que sufrieron las formaciones de la FPSB, donde los esfuerzos efectivos se reducen, y se genera una disolución de granos y cementos (feldespato potásico, calcita, entre otros) debido a la interacción con las aguas meteóricas, lo que provoca una porosidad secundaria (Morad et al. 2000, Niegel & Franz 2023). Futuros estudios evaluarán la diagénesis estructural como causa de las variaciones de porosidad entre el subsuelo y la superficie, como así también la corroboración de estas mediante diferentes técnicas (porosimetrías de mercurio, láminas delgadas, entre otras).

La comparación mecánica entre las muestras carbonatadas y sin carbonatar presentaron una reducción de la *RCS* de entre 7,23-17,61%. Sin embargo, los valores mínimos de *RCS* de las no carbonatadas se asemejaron al máximo obtenido por las carbonatadas, por lo cual no es posible aseverar la existencia de una reducción de la *RCS* a causa de la carbonatación. Algunos autores establecen que las rocas más afectadas por la inyección de CO_2 son los carbonatos, con una reducción de la resistencia mecánica de hasta un 30% y un aumento de la porosidad y permeabilidad asociado a disolución (Bemer & Lombard 2010). No obstante, otros autores indican mínimos (Ojala, 2011, Nover et al. 2013) o nulos cambios en las propiedades mecánicas después de la carbonatación, en areniscas con cementos calcáreos (Hangx et al. 2013) y silíceos (Rimmelé et al. 2010). La mayoría de las *RCS* de las muestras carbonatadas se encontraron entre los límites máximos y mínimos establecidos por sus homólogas sin carbonatar. Prescindiendo esta generalidad, la *RCS* de la muestra carbonatada CSD-02 resultó por debajo del mínimo, mientras que la CSD-03 por encima del máximo. Estas particularidades no permitieron hacer inferencias sobre el impacto de la carbonatación, por lo que será necesario realizar una mayor cantidad de ensayos, además de analizar las propiedades índices y mineralógicas de las muestras carbonatadas.

5 CONCLUSIONES

Las rocas de la Fm. Pozo D-129 presentaron un mayor *IR* y *Ds* que las rocas de la Fm. Castillo. Los tipos litológicos son un factor crítico para evaluar la geomecánica y la petrofísica. En particular, las tobas de ambas unidades sobresalen por sobre las areniscas tobáceas respecto al *IR* y *Ds*, mientras que la *n* se vio incrementada en las rocas de la Fm. Castillo. Estas tendencias también se observaron en el perfil estratigráfico, donde los *IR* y *Ds* más altos predominaron en los niveles profundos, mientras que las porosidades prevalecieron en los someros. En cuanto a las permeabilidades, las areniscas tobáceas de ambas unidades representaron los valores más altos, siendo las de la Fm. Castillo las que alcanzaron los mayores *Ka*. Las gravedades específicas se mantuvieron constantes para todas las litologías excepto para los bajos valores de las areniscas tobáceas de Fm. Castillo. A pesar de la escasa cantidad de muestras ensayadas para *RCS* se logró identificar una correspondencia con el *IR*. En particular, las *RCS* de las muestras carbonatadas y no carbonatadas no presentan tendencias considerables hasta el momento. Estos resultados preliminares demuestran la complejidad de utilizar parámetros petrofísicos y geomecánicos para diferenciar tipos litológicos con proporción tobácea variable. A futuro es necesario incrementar el número de muestras para evaluar tendencias en las variables analizadas y complementar con análisis geoquímicos y microscópicos.

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su gratitud al Ing. Bataglia y al Laboratorio de Ensayos Industriales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco por su colaboración. El autor principal quiere agradecer la Beca Doctoral al CIT Golfo San Jorge - CONICET por la financiación provista, la cual ha permitido el desarrollo de la investigación presentada en este artículo. Finalmente, los autores desean reconocer a la Comisión Europea (H2020 MSCA-RISE 2020 Project DISCO2-STORE, Acuerdo de

Concesión Nº 101007851), a la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Proyecto PI1614 80020190200006 IP) y a la Agencia I+D+i-FONCyT (PICT 2020–0288) su soporte financiero.

7 REFERENCIAS

Allard, J.O., Foix, N., Bueti, S.A., y Olazábal, S.X. (2018). *Variabilidad petrofísica, geomecánica y geoquímica de deltas volcaniclásticos de la Formación Pozo D-129 en la Sierra Silva, cuenca del Golfo San Jorge*. Actas X Congreso de Exploración y Desarrollo de Hidrocarburos, Sesiones Generales, Mendoza, Argentina.

American Society for Testing and Materials. (2000). *Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method* [D 5873].

American Society for Testing and Materials. (2001). *Standard Practices for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tolerances* [D 4543].

American Society for Testing and Materials. (2002). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Solids by Water Pycnometer* [D 854].

American Society for Testing and Materials. (2004). *Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures* [D 7012].

American Society for Testing and Materials. (2009). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soils Specimens* [D 7263].

Aydin, A., y Basu, A. (2005). The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering geology*, *81*(1), 1-14.

Barría, J.C., Manzanal, D.G., Martín, C.M., Piqué, T., y Pereira, J.M. (2019). *Cement-rock interface subjected to SCCO₂*. Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development- Proceedings of the 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, ISRM, Brasil.

Barría, J.C., Manzanal, D.G., Pereira, J.M., y Ghabezloo, S. (2020). CO2 geological storage: Microstructure and mechanical behavior of cement modified with a biopolymer after carbonation. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 205, p. 02007). EDP Sciences.

Barría, J.C., Bagheri, M., Manzanal, D.G., Shariatipour, S.M., y Pereira, J. M. (2022). Poromechanical analysis of oil well cements in CO2-rich environments. *International Journal of Greenhouse Gas Control*, *119*, 103734.

Barría, J. C., Manzanal, D., Cerrutti, P., & Pereira, J. M. (2022). Cement with bacterial nanocellulose cured at reservoir temperature: Mechanical performance in the context of CO2 geological storage. *Geomechanics for Energy and the Environment*, *30*, 100267.

Bemer, E., y Lombard, J.M. (2010). From injectivity to integrity studies of CO2 geological storage-chemical alteration effects on carbonates petrophysical and geomechanical properties. *Oil & Gas Science and Technology–Revue de l'Institut Français du Pétrole*, *65*(3), 445-459.

Filomena, C.M., Hornung, J., y Stollhofen, H. (2014). Assessing accuracy of gas-driven permeability measurements: a comparative study of diverse Hassler-cell and probe permeameter devices. *Solid Earth*, *5*, 1-11.

Ferreira Piteau, L., Martínez Cal, V., Mussel, F., Utge, S., y Basile, Y. (2018). Los reservorios de la Formación Pozo D-129. En M. Schiuma, G. Hinterwimmer, y G. Vergani (Eds.), *Rocas reservorios de las cuencas productivas de la Argentina* (pp. 175-196). IAPG.

Fitzgerald, M.G., Mitchum Jr, R.M., Uliana, M.A., y Biddle, K.T. (1990). Evolution of the San Jorge basin, Argentina. *AAPG bulletin*, *74*(6), 879-920.

Genise, J. F., Bellosi, E. S., Sarzetti, L. C., Krause, J. M., Dinghi, P. A., Sánchez, M. V., Umazango, M., Puerta, P., Cantil, L.F., y Jicha, B. R. (2020). 100 Ma sweat bee nests: Early and rapid co-diversification of crown bees and flowering plants. *PLoS One*, *15*(1), e0227789.

Hangx, S., van der Linden, A., Marcelis, F., y Bauer, A. (2013). The effect of CO2 on the mechanical properties of the Captain Sandstone: Geological storage of CO2 at the Goldeneye field (UK). *International Journal of Greenhouse Gas Control*, *19*, 609-619.

IPCC. (2023) Climate Change 2023: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, H. Lee and J. Romero (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 184 pp., doi: 10.59327/IPCC/AR6-9789291691647.

Lesta, P. (1968). *Estratigrafía de la Cuenca del Golfo San Jorge*. Actas de la III Jornadas Geológicas Argentinas. AGA.

Lesta, P., y Ferello, R. (1972). Región Extra-andina del Chubut y norte de Santa Cruz. En A. Leanza (Ed.), *Geología Regional Argentina* (pp. 601-654). Academia Nacional de Ciencias.

López Angriman, A., Zarpellón, C., Mussel, F., y Cohen, M. (2014). *Modelo Paleogeográfico de la Sección Superior de la Formación Pozo D-129. Su aplicación al desarrollo de reservas en la Cuenca del Golfo San Jorge.* IX Congreso de Exploración y Desarrollo de Hidrocarburos.

Magnabosco, C., Braathen, A., y Ogata, K. (2014). Permeability model of tight reservoir sandstones combining core-plug and Miniperm analysis of drillcore; Longyearbyen CO_2 Lab, Svalbard. *Norwegian Journal of Geology*, *94*, 189-200.

Marcussen, Ø., Maast, T. E., Mondol, N. H., Jahren, J., y Bjørlykke, K. (2010). Changes in physical properties of a reservoir sandstone as a function of burial depth–The Etive Formation, northern North Sea. *Marine and Petroleum Geology*, *27*(8), 1725-1735.

Morad, S., Ketzer, J. M., y De Ros, L. F. (2000). Spatial and temporal distribution of diagenetic alterations in siliciclastic rocks: implications for mass transfer in sedimentary basins. *Sedimentology*, *47*, 95-120.

Niegel, S., y Franz, M. (2023). Depositional and diagenetic controls on porosity evolution in sandstone reservoirs of the Stuttgart Formation (North German Basin). *Marine and Petroleum Geology*, *151*, 106157.

Nover, G., Von Der Gönna, J., Heikamp, S., y Köster, J. (2013). Changes of petrophysical properties of sandstones due to interaction with supercritical carbon dioxide–a laboratory study. *European Journal of Mineralogy*, *25*(3), 317-329.

Ojala, I.O. (2011). The effect of CO2 on the mechanical properties of reservoir and cap rock. *Energy Procedia*, *4*, 5392-5397.

Paredes, J.M., Allard, J.O., Foix, N., Álvarez, B.N. y Olazábal, S.X. 2014. *Sedimentología y perfiles de rayos gamma de la Formación Pozo D-129 en la Sierra de San Bernardo, Chubut*. IX Congreso de Exploración y Desarrollo de Hidrocarburos, Trabajos Técnicos.

Paredes, J.M., Foix, N., Allard, J.O., Colombo, F., y Tunik, M.A. 2015. Alluvial architecture of reworked pyroclastic deposits in peri-volcanic basins: Castillo Formation (Albian) of the Golfo San Jorge basin, Argentina. *Revista de la Asociación Geológica Argentina, 72* (1), 42-62.

Paredes, M.J., Foix, N., y Allard, J.O. 2022. Estratigrafía Cretácica de la Cuenca del Golfo San Jorge. En N. Foix (Ed.), *Actas del XXI del Congreso Geológico Argentino* (pp. 142-186). AGA.

Rimmelé, G., Barlet-Gouédard, V., y Renard, F. (2010). Evolution of the petrophysical and mineralogical properties of two reservoir rocks under thermodynamic conditions relevant for CO2 geological storage at 3 km depth. *Oil & Gas Science and Technology–Revue de l'Institut Français du Pétrole*, *65*(4), 565-580.

Vidal, P.A., Manzanal, D.G., Allard, J.O., y Laskowski, C.B. (2022). *Geomechanical and Petrophysical characterization of Bajo Barreal Formation in GSJB*. IX Latin American Rock Mechanics Symposium, Asunción, Paraguay.

Zoback, M.D. (2010). *Reservoir geomechanics*. Cambridge University press.

Prediseño de un Pilote Geotérmico en la ciudad de Comodoro Rivadavia

Pre-design of a Geothermal Pile in the city of Comodoro Rivadavia

Ricardo Caballero
Universidad Nacional del Nordeste, Facultad de Ingeniería – Departamento de Geociencias Aplicadas, Resistencia - Argentina, ricardocaballero23@gmail.com

Diego Manzanal
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco. Facultad de Ingeniería. Comodoro Rivadavia, Argentina.

RESUMEN: El crecimiento constante de las grandes ciudades produce de manera directa un aumento del consumo de energía eléctrica, cuya producción se ve relacionada en gran medida con recursos no renovables de nuestro ambiente natural. Esta problemática evidencia la necesidad de una búsqueda de fuentes renovables de energía eficientes que permitan reducir el impacto económico-ambiental producido por el uso de combustibles fósiles como fuente energética. Una alternativa prominente a esta problemática es el uso de la energía geotérmica superficial a través de fundaciones termo-activadas, como son los pilotes geotérmicos, lo cuales trabajando en conjunto con bombas de calor pueden brindar respuestas a las necesidades de climatización de ambientes residenciales. Las fundaciones termo-activadas representan una tecnología innovadora que contribuye a la protección del medio ambiente y proporciona un ahorro sustancial de costes a largo plazo con un mantenimiento mínimo. Para este trabajo, se presenta el prediseño de un proyecto piloto en la ciudad de Comodoro Rivadavia para el estudio de la interacción termo-mecánica de un pilote de 0,60 m de diámetro y 20 m de profundidad. Con esto, se busca profundizar sobre el conocimiento del comportamiento termo-mecánico de pilotes geotérmicos para así poder contribuir a las pautas de diseño y construcción de las mismas.

ABSTRACT: The constant growth of large cities directly produces an increase in the consumption of electrical energy, the production of which is largely related to non-renewable resources of our natural environment. This problem highlights the need for a search for efficient renewable energy sources to reduce the economic and environmental impact produced by the use of fossil fuels as an energy source. A prominent alternative to this problem is the use of surface geothermal energy through thermo-activated foundations, such as geothermal piles, which working in conjunction with heat pumps can provide answers to the air-conditioning needs of residential environments. Thermo-activated foundations represent an innovative technology that contributes to the protection of the environment and provides substantial long-term cost savings with minimal maintenance. For this work, the design of a pilot project in the city of Comodoro Rivadavia is presented for the study of the thermo-mechanical interaction of a 0.60 m diameter and 20 m deep pile. With this, the aim is to deepen the knowledge of the thermo-mechanical behaviour of geothermal piles in order to contribute to the design and construction guidelines.

PALABRAS CLAVE: pilotes geotérmicos – fundaciones profundas – energía sustentable – geotermia

KEYWORDS: energy piles – deep foundations - sustainable energy – geothermal

1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años diversos países, instituciones y organismos a nivel mundial ponen de manifiesto la necesidad de introducir nuevas formas de aprovechamiento energético, nuevas formas de energía que permitan conservar nuestro planeta sin la necesidad de deteriorarlo con el paso del tiempo. Estas fuentes de energía, son las energías renovables que junto con el ahorro y la eficiencia energética se está convirtiendo en respuestas estratégicas a los importantes problemas planteados.

Dentro de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) diseñados por la Organización de las Naciones Unidas (ONU) en el año 2015, se encuentra establecido el objetivo 7, el cual persigue la meta de "Garantizar el acceso a una energía asequible, segura, sostenible y moderna para todos". Con este objetivo se pretende erradicar la contaminación a causa de las energías fósiles y la ineficiencia de los gobiernos para implementar energías limpias y renovables. Según lo establecido por la ONU en la resolución AG-ONU llamada 2030 Agenda, se espera tener resultados concretos de la aplicación de las ODS en el año 2030.

Una respuesta prominente a esta problemática es el uso de la energía geotérmica superficial a través de fundaciones termo-activadas, como son los pilotes geotérmicos, lo cuales trabajando en conjunto con bombas de calor pueden brindar respuestas a las necesidades de climatización de ambientes residenciales. Las fundaciones termo-activadas representan una tecnología innovadora que contribuye a la protección del medio ambiente y proporciona un ahorro sustancial de costes a largo plazo con un mantenimiento mínimo.

Este trabajo pretende mostrar el diseño de un pilote geotérmico en escala real, el cual será ensayado solicitándolo a cargas térmicas y mecánicas. Para el control adecuado del comportamiento del pilote cuando se lo solicite a las cargas térmicas y mecánicas, el pilote será instrumentado adecuadamente en todo su largo.

2 ANTECEDENTES

Mazariegos et al. (2009), define "fundación termo-activa" como una tecnología aplicable a los elementos de las estructuras de hormigón armado de fundaciones como pilotes, pantallas subterráneas, muros de contención o plateas, con el fin de aprovechar, mediante bombas de calor geotérmicas, la temperatura del terreno para la obtención de energía para climatización de edificios.

Desde el principio de los años 80 del siglo XX en que se utilizaron por primera vez las cimentaciones termo-activas, la obtención de energía geotérmica a partir de este tipo de estructuras ha ido creciendo, fundamentalmente en Alemania,

Austria, Inglaterra y Suiza. En primer lugar, surgieron las plateas, seguidas de los pilotes termo-activos o geotérmicos (1984) y finalmente, en 1996, se construyen los primeros muros-pantalla (Brandl 2006).

Según Laloui et al. (2006), las ventajas de los pilotes geotérmicos en el sentido ambiental es que este sistema permite reducir hasta un 50% la las emisiones de dióxido de carbono en los edificios y que se utiliza la energía renovable; además de reducir el transporte de energía, lo que reduce el tráfico y también el riesgo de accidentes. Boënnec (2008) indica que estos sistemas tienen el potencial de producir hasta un 80% de reducción de carbono a nivel mundial. Igualmente, Narsilio et al. (2014) resalta que la energía geotérmica se está convirtiendo en una importante tecnología sostenible, económica y muy eficaz para calentar y refrigerar edificios, sobre todo a medida que el mundo se enfrenta al cambio climático y a la necesidad de reducir considerablemente nuestra dependencia de los combustibles fósiles. Según De Moel et al. (2010), los sistemas de energía geotérmica pueden generar importantes ahorros a largo plazo en comparación con otros sistemas y con un retorno de la inversión de 5 a 10 años dependiendo de factores como las propiedades térmicas del suelo y el precio de la energía en el lugar de la instalación, lo que fue confirmado en Italia por trabajos realizados por Morrone et al. (2014).

La evolución de los conocimientos publicados sobre comportamiento termo-mecánico de pilotes posiblemente comienza con el artículo de Laloui et al. (2003), en el cual el autor indica que la deformación del pilote es de tipo termo-elástico, y que su intensidad, que es relativamente alta, depende de la capa de suelo que se atraviesa, además las tensiones adicionales en el pilote pueden ser bastante significativas. Brandl (2006), que describe diversos proyectos realizados en Austria, concluye diciendo que la resistencia por fuste, la presión en la base y la capacidad portante del terreno no se ven afectados por la absorción de calor en una cimentación por pilotes geotérmicos. También afirma que el asentamiento o levantamiento producido por las variaciones térmicas son despreciables. Posteriormente, Laloui et al. (2006), identifica el problema de la aparición de modificaciones significativas en la interacción suelo-estructura debido al proceso de enfriamiento-calentamiento asociado a la explotación geotérmica. Estas modificaciones llevan a la aparición de esfuerzos adicionales en el pilote, disminución en la fricción lateral y la posibilidad de desarrollo de discontinuidades entre el pilote y el terreno. A continuación, Bourne-Webb et al. (2009), describen en su trabajo variaciones en la carga axial y la resistencia por fuste del pilote, debidos a cambios en la temperatura del mismo.

Bourne-Webb et al. (2009) y Ouyang et al. (2011), proponen, a partir de las experiencias adquiridas hasta el momento, un modelo básico de comportamiento de pilotes termo-activos, en el que se razona el origen de las cargas internas adicionales que surgen por enfriamiento o calentamiento del mismo.

Aunque la utilización de los pilotes geotérmicos se ha desarrollado bastante en Europa, la práctica de diseño habitual consiste en incrementar el coeficiente de seguridad de forma que las cargas de origen térmico queden cubiertas por éste (Boënnec 2009). Sin embargo, en los últimos años se está realizando un esfuerzo por aclarar si ese coeficiente de seguridad está justificado o, por el contrario, merece la pena establecer un criterio de diseño menos conservador que ayude a la reducción de costes. En este sentido, vale la pena mencionar que el La Asociación de Bombas de Calor de Fuente del Reino Unido produjo la primera norma para diseño, instalación y materiales del pilote geotérmico (GSHPA 2012), donde se introdujeron gráficos de diseño para el pilote geotérmico basados en un análisis retrospectivo de una prueba de pilotaje en la arcilla de Londres en el Lambeth College.

En los últimos años se han realizado estudios paramétricos a través de simulaciones numéricas (Batini et al. 2015; Garbellini & Laloui 2019; Park et al. 2019), los cuales han indicado cuales son los parámetros de diseño que más influencian la respuesta termo-mecánica de los pilotes geotérmicos. En este sentido, los parámetros influyentes en la respuesta termo-mecánica pueden enumerarse como sigue: (1) configuraciones de las tuberías, (2) relaciones de aspecto de los pilotes, (3) tasas de flujo másico del fluido que circula por las tuberías y (4) composiciones de la mezcla de fluidos.

A nivel regional solo se registran trabajos realizados en Brasil, como lo son (Bandeira Neto 2015; Sousa Júnior 2017; Souza Ferreira 2017), en los cuales se estudia el comportamiento de pilotes geotérmicos a través de ensayos en escala real y simulaciones numéricas.

A nivel nacional no se registran trabajos realizados en el tema. Por este motivo y debido a que un entorno como el actual en el que resulta crucial aumentar la utilización de energías renovables y desarrollar un crecimiento demográfico y urbanístico más sostenible, este proyecto propone el estudio del comportamiento de sistemas de pilotes geotérmicos y bombas de calor, considerando que su realización en nuestro país conducirá a un método capas de proveer energía limpia y segura para la climatización de ambientes residenciales y comerciales, resultado así en un ahorro de energías primarias y en una reducción del impacto ambiental.

3 DESARROLLO

3.1 Localización de la obra

3.1.1 Emplazamiento

El pilote a ensayar se encontrará emplazado en la ciudad de Comodoro Rivadavia, en la provincia de Chubut (figura 1). Se encuentran en evaluación distintos emplazamientos. Uno de ellos es un predio de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.



Figura 1. Mapa de la Ciudad de Comodoro Rivadavia en la provincia de Chubut.

3.1.2 Perfil del terreno

Uno de los lugares evaluados para realizar el pilote, como se mencionó anteriormente es la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco que en los primeros 5 m se observa un estrato de arenas limosas, y a partir de allí se pudo detectar un estrato de limos de baja plasticidad arenosos, como se muestra en la tabla 1. Los sondeos realizados con el ensayo SPT se realizaron hasta los 9 m, debido a que a esa profundidad el ensayo llegó al rechazo.

Tabla 1. Resultados de un sondeo SPT.

Muestra N°	NUMERO DE GOLPES (NSPT) 0 10 20 30 40 50 60	Color	Clasificación S.U.C.S.	Descripción	Resistencia a la Penetración N (golpes)	Observaciones ωn (%)	LL (%)	LP (%)
1	0,00 / 1,00 / 24	Castaño verdoso oscuro	SM	Arenas limosas	24	9	20	20
2	2,00 / 9	Castaño verdoso oscuro	ML	Limos de baja plasticidad arenosos	9	16	21	20
3	3,00 / 9	Castaño verdoso oscuro	SM	Arenas limosas	9	12	Sin LL	-
4	4,00 / 9	Castaño verdoso oscuro	SM	Arenas limosas	9	16	Sin LL	-
5	5,00 / 13 / 6,00 / 19	Castaño verdoso oscuro	SM	Arenas limosas	13	13	Sin LL	-
6	7,00 / >50	Verde grisáceo claro, planos ocres y negros	ML	Limos de baja plasticidad con arenas	19	30	Sin LL	-
7	8,00	Verde grisáceo claro, planos ocres y negros	ML	Limos de baja plasticidad arenosos	50	27	20	19
8	9,00 / >50 / 10,00	Verde grisáceo claro, planos ocres y negros	ML	Limos de baja plasticidad arenosos	50	29	21	18

3.2 Diseño del pilote geotérmico

En este apartado se darán las características principales adoptadas para la construcción del pilote que se pretende estudiar.

3.2.1 Dimensionamiento, tipo de pilote y hormigón a utilizar

El tipo de pilote a construir será excavado y colado en el sitio. Esta elección se debe a que este tipo de pilote brinda mayor seguridad a las instrumentaciones que se colocarán dentro del pilote para observar su comportamiento cuando es cargado mecánica y térmicamente.

Para la adopción de las dimensiones del pilote, se parte de las dimensiones mínimas recomendadas para obtener buenos rendimientos de un pilote geotérmico (Laloui 2019). Estas dimensiones mínimas son:

Profundidad mínima: 10 m

Diámetro mínimo: 0,40 m

A partir de estas dimensiones, se decide adoptar para el pilote en estudio, las siguientes dimensiones:

Profundidad: 20 m

Diámetro: 0,60 m

Con estas dimensiones adoptadas, se estima que el rendimiento energético que pudiera entregar el pilote sería acorde a los esperados.

3.2.2 Armado del pilote

Teniendo en cuenta el perfil del suelo en donde se pretende construir el pilote y la carga de servicio de 100 t a la que se aspira ensayar, la armadura necesaria, será el siguiente:

- Barras longitudinales: 14 Ø 12
- Estribo: Ø 6 cada 20 cm

Según Laloui (2019), para pilotes geotérmicos se recomienda utilizar los hormigones estructurales que comúnmente se utilizan para pilotes convencionales, por tal razón el hormigón a utilizar será el H-30.

3.3 Diseño de solicitaciones

3.3.1 Solicitaciones mecánicas

Para la ejecución del ensayo se necesita de un sistema de reacción, asimismo, se necesita de un cilindro hidráulico, una celda de carga y flexímetros, con los cuales se podrá cargar al pilote y medir tanto la fuerza con el cual está siendo solicitado el pilote y los desplazamientos que son causados por la carga.

El pilote a ensayar es un pilote excavado colado in-situ de 60 cm de diámetro, la cual será solicitada a 100 t de carga de servicio. Para evitar problemas debido a cargas superiores, el sistema de reacción se dimensionó para 150 t.

El sistema de reacción seleccionado para realizar la prueba de carga estática consta de una viga principal del reacción y dos pilotes también del tipo excavado colado in-situ que funcionarán de anclaje del sistema. Los pilotes de reacción soportarán 75 t cada uno, dichos pilotes tendrán 60 cm de diámetro y 20 m de largo.

Según la ASTM D 1143, se requiere una distancia libre de 5 veces el máximo diámetro del pilote a ensayar, pero no menos que 2,50 m entre el pilote a ensayar y los pilotes de anclaje. Cinco veces el diámetro del pilote a ensayar (D = 0,60 m) da como resultado 3 m de distancia libre. Esa distancia produce largos de viga de más de 6 m para la viga principal (figura 2 y 3).

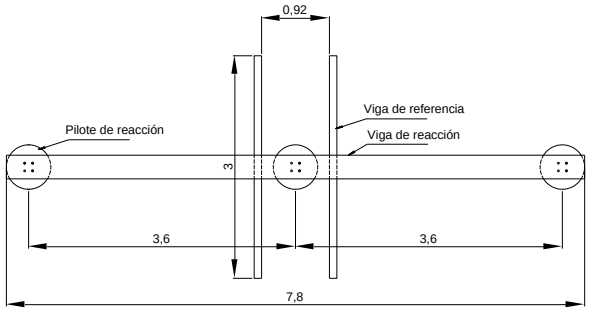


Figura 2. Vista en planta del sistema para el ensayo de carga estática del pilote.

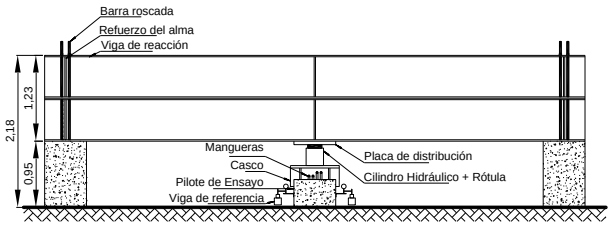


Figura 3. Vista frontal del sistema para el ensayo de carga estática del pilote.

3.3.2 Solicitaciones térmicas

El sistema propuesto consiste en una bomba de calor Aerotérmica de 2500W (térmicos), Frío/Calor, modulante en potencia térmica y lazo de cerrado control para Potencia térmica constante, más un sistema SCADA para el monitoreo, registro de variables y control remoto de los ensayos (figura 4). El SCADA es de diseño propio, en base a hardware Raspberry, corriendo Linux y un programa de control a medida.

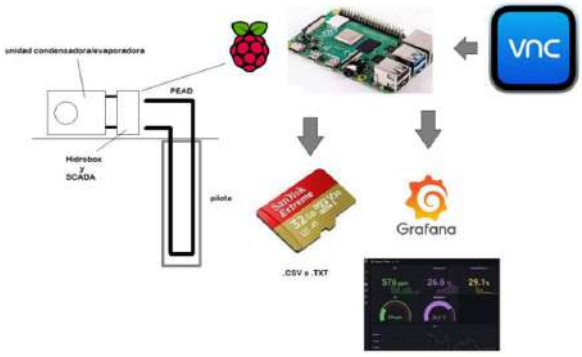


Figura 4. Sistema de solicitaciones térmicas propuesta.

El mismo en su conjunto permitirá:

- Inyección térmica controlada (calor/frío) por medio de agua, con una capacidad modulación térmica de 1000W (t) a 2500W (t).
- Generar "Rampas" diarias de potencia térmica, lo que permite simular la "carga" de los pilotes con energía solar térmica o de cualquier otro origen, como también simular la "descarga" (extracción de energía térmica acumulada).
- Almacenar en tarjeta SD los resultados del ensayo (T° impulsión, T° retorno, Caudal, Potencia Térmica inyectada o extraída, Cantidad de energía).
- Acceso remoto mediante VNC para control total del sistema.

3.4 Instrumentación

A través de la instrumentación se pretende observar detalladamente el comportamiento térmico-mecánico del sistema pilote-suelo. Para ello, se utilizarán sensores especializados para poder medir los siguientes parámetros.

3.4.1 Curva carga-asentamiento

Al realizar un ensayo de carga en un pilote, uno de los comportamientos a observar, es la curva carga-asentamiento. Esta curva se obtiene a través de dos sensores específicos. El primero es una celda de carga (figura 5a), con este instrumento se puede medir la fuerza con la cual está siendo cargada el pilote a través del cilindro hidráulico. El otro instrumento necesario, es el sensor de desplazamiento LVDT (figura 5b), con este sensor se mide el desplazamiento del pilote cuando es cargado.



(a) (b)

Figura 5. (a) Celda de carga. (b) Sensor de desplazamiento LVDT. Fuente: Geokon.

3.4.2 Variación de la deformación (Δε)

Al ser cargado el pilote, se producen deformaciones longitudinales y diametrales a lo largo de todo el pilote, para poder observar esas deformaciones se deben colocar sensores que tengan una resolución capaz de medir deformaciones pequeñas. Además de medir correctamente las deformaciones, estos sensores deben ser capaces de resistir estar embebidos en el hormigón del pilote. Para cumplir con estas especificaciones, se colocarán cada dos metros, sensores de cuerda vibrante (figura 6), que además de medir deformaciones, pueden medir temperatura debido al termistor que trae incluido.



(a) (b)

Figura 6. (a) Sensores de deformación longitudinal. (b) Sensor de deformación diametral. Fuente: Geokon.

3.4.3. Variación de la temperatura (ΔT)

En un pilote geotérmico, una de los parámetros a observar, es la temperatura a la cual es pilote está trabajando cundo es solicitado térmicamente. Como se mencionó antes, los sensores de cuerda vibrante, poseen un termistor que permiten obtener la temperatura a la cual se encuentra trabajando el pilote. Además de ver la temperatura del pilote, también se busca observar la temperatura a la cual varia el suelo a diferentes distancias del pilote ensayado. Para ello se colocarán pozos de observación, donde a través de sensores de temperatura (figura 7), se observará la temperatura del suelo.



Figura 7. Sensor de temperatura. Fuente: Geokon.

3.4.4 Variación de las tensiones (Δσ)

Cuando un pilote es cargado, la carga se transmite al suelo a través del fuste y la punta del pilote. Obtener estos valores es de gran importancia para el estudio del comportamiento del pilote. Para ello se pretende instalar en la punta del pilote una celda de presión (figura 8), con la cual se puede medir la presión que llega a la punta del pilote y a través de estos resultados saber cuánto de la carga llega al fuste.



Figura 8. Celda de presión. Fuente: Geokon.

Para estudiar completamente el comportamiento de un pilote geotérmico es necesarios la instalación de todos los sensores nombrados anteriormente. Una propuesta preliminar de distribución de la instrumentación dentro del pilote es el que se muestra en la figura 9.

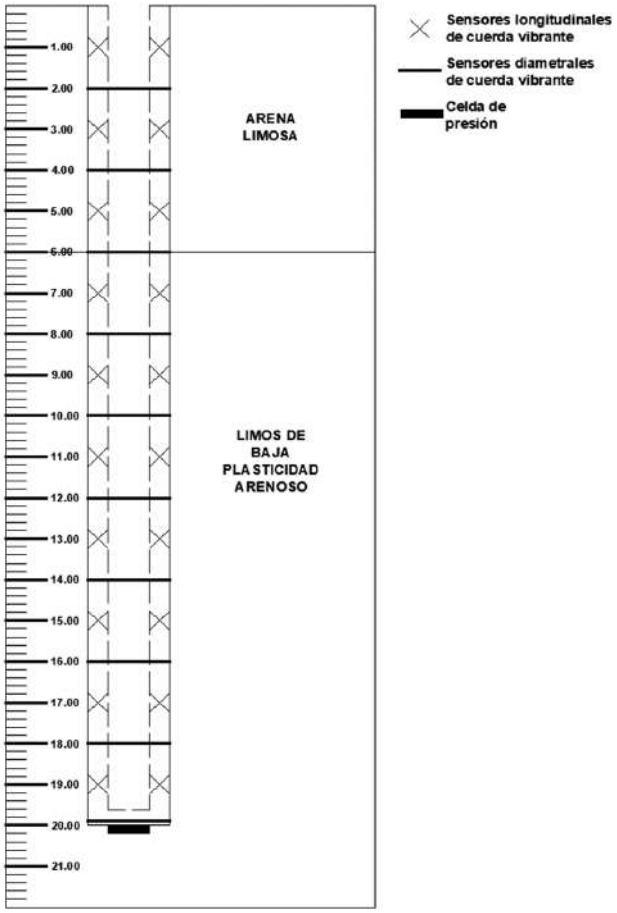


Figura 9. Distribución de la instrumentación en el pilote de ensayo**.**

4 CONCLUSIONES

Si bien el proyecto se encuentra en la etapa ejecutiva, el diseño completo de un pilote que será solicitado a cargas termo-mecánicas fue un gran desafío, ya que no se cuenta con registros de haberse realizado alguno en la Argentina.

Como siguiente etapa, se efectuará la construcción del pilote en el lugar de emplazamiento con la colocación de toda la instrumentación mencionada anteriormente, con la intención de ver su comportamiento al ser solicitada termo-mecánicamente al menos 6 meses.

Los resultados obtenidos serán publicados en futuros artículos.

5 REFERENCIA

ASTM D1143 (2020) *Standard Test Methods for Deep Foundation Elements Under Static Axial Compressive Load*.

Bandeira Neto, L. A. (2015) *Estudo expermental da resposta térmica de fundações por estacas trocadoras de calor em solo não saturado*. Universidade de São Paulo.

Batini, N., Rotta Loria, A. F., Conti, P., Testi, D., Grassi, W., & Laloui, L. (2015) *Energy and geotechnical behaviour of energy piles for different design solutions. Applied Thermal Engineering*, 86, 199–213.

Boënnec, O. (2008) *Shallow ground energy systems*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Energy, 161(2), 57–61.

Boënnec, O. (2009) *Piling on the nergy. Geodrilling International*.

Bourne-Webb, P. J., Amatya, B., Soga, K., Amis, T., Davidson, C., & Payne, P. (2009) *Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles*. Géotechnique, 59(3), 237–248.

Brandl, H. (2006) *Energy foundations and other thermo-active ground structures*. Géotechnique, 56(2), 81–122.

De Moel, M., Bach, P. M., Bouazza, A., Singh, R. M., & Sun, J. O. (2010) *Technological advances and applications of geothermal energy pile foundations and their feasibility in Australia*. In Renewable and Sustainable Energy Reviews (Vol. 14, Issue 9).

Garbellini, C., & Laloui, L. (2019) *Three-dimensional finite element analysis of piled rafts with energy piles*. Computers and Geotechnics, 114, 103115.

GSHPA. (2012) *Thermal Pile Standards: Desing, Installation & Materials (GSHPA)*.

Laloui, L. & Rotta Loria, A. (2019) *Analysis and Design of Energy Geostructures Theoretical Essentials and Practical Application*. Academic Press, Elsevier.

Laloui, L., & Nuth, M. (2006) *Numerical Modeling of Some Features of Heat Exchanger Pile*. Foundation Analysis and Design, 153, 189–194. https://doi.org/10.1061/40865(197)24

Laloui, Lyesse, Moreni, M., & Vulliet, L. (2003) *Behavior of a bi-functional pile, foundation and heat exchanger*. Canadian Geotechnical Journal, 40(2), 388–402.

Mazariegos, A., Anton, L. C., Valle, R., Urcheguía, J., Quilis, S., & Martinez, T. (2009) *Pilotes y Pantallas Termoactivas*. Ingeniería Civil, 156, 3–20.

Narsilio, G., Bidarmaghz, A., Colls, S., (2014) *Geothermal energy: introducing an emerging technology*. In: Proceedings of International Conference on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development, pp. 141-154.

Ouyang, Y., Soga, K., & Leung, Y. F. (2011) *Numerical Back-Analysis of Energy Pile Test at Lambeth College, London*. Geo-Frontiers 2011, 211 GSP, 440–449.

Park, S., Lee, S., Lee, D., Ahn, D., & Choi, H. (2019) *Effect of thermal interference on energy piles considering various configurations of heat exchangers*. Energy and Buildings, 199, 381–401.

Sousa Júnior, R. (2017) *Estudo Paramétrico da resposta térmica de grupos de estacas trocadoras de calor em um solo tropical típico do DF*. Universidade de Brasilia.

Souza Ferreira, M. (2017) *Resposta termomecânica de estaca geotérmica*. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.

Evaluación de un modelo químico-hidro-mecánico acoplado utilizando la teoría de daño isotrópico y equilibrio químico para el geo-almacenamiento de CO_2

Evaluation of a coupled chemo-hydro-mechanical model using isotropic damage theory and chemical equilibrium for CO_2 geo-storage

Juan Cruz Barría & Diego Manzanal
Laboratorio de Investigación de Suelos, Hormigones y Asfaltos, Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Argentina, juancruzbarria@gmail.com

Jean-Michel Pereira
Navier, École des Ponts, Univ. Gustave Eiffel, CNRS, France

Diego Manzanal
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Spain.

RESUMEN: La captura y almacenamiento de carbono (CCS) abarca diversos procesos para mitigar la emisión de dióxido de carbono (CO_2) a la atmósfera. Los depósitos geológicos son adecuados para el almacenamiento ya que pueden sellar el CO_2 en su interior durante muchos años. El sistema por el cual se almacena CO_2 en estos depósitos consiste en una tubería de acero alineada con el pozo y una sección de anillo de cemento, que protege la tubería de acero de la corrosión y proporciona integridad al pozo. Una vez inyectado el gas, el pozo se sella para impedir el paso del CO_2 a otras formaciones o a la superficie. A largo plazo, el cemento es sometido a una carbonatación supercrítica, debido a las condiciones de alta presión y temperatura del yacimiento, por lo que el cemento cambia sus propiedades físico-químicas a lo largo del tiempo. La variación de estas propiedades es analizada mediante un modelo acoplado químico-hidro-mecánico implementado en un código de elementos finitos. También se presenta un modelo de daño isotrópico y de disolución de los materiales componentes del cemento mediante equilibrio químico. La validación del modelo muestra que los resultados obtenidos son similares a los obtenidos en ensayos de laboratorio para muestras de cemento carbonatadas en una celda a alta presión y alta temperatura.

ABSTRACT: Carbon capture and storage (CCS) covers various processes to mitigate the emission of carbon dioxide (CO_2) into the atmosphere. Geological reservoirs are suitable for storage as they can seal CO_2 inside for many years. The system by which CO_2 is stored in these reservoirs consists of a steel pipe aligned with the well and a section of cement annulus, which protects the steel pipe from corrosion and provides integrity to the well. Once the gas is injected, the well is sealed to prevent the passage of CO_2 to other formations or to the surface. In the long term, the cement is subjected to supercritical carbonation, due to the high pressure and temperature conditions of the reservoir, so the cement changes its physico-chemical properties over time. The variation of these properties is analysed by means of a coupled chemical-hydro-mechanical model implemented in a finite element code. An isotropic damage and dissolution model of the cement component materials by chemical equilibrium is also presented. The validation of the model shows that the results obtained are similar to those obtained in laboratory tests for carbonated cement samples in a cell at high pressure and high temperature.

PALABRAS CLAVE: almacenamiento geológico de CO_2 - pasta de cemento - daño isotrópico - modelación numérica

KEYWORDS: CO_2 geological storage - cement paste - isotropic damage - numerical modeling

1 INTRODUCCIÓN

Nuevas tecnologías están permitiendo reducir la concentración de CO2 en la atmósfera con el fin de mitigar la contaminación. Una de ellas es la tecnología de captura y almacenamiento de carbono (CCS) (Ringrose, 2020). El gas emitido por las empresas puede ser reconducido e inyectado bajo tierra en yacimientos geológicos. Estos depósitos tienen un gran volumen apto para almacenar estos gases. Sin embargo, esto implica garantizar que los gases almacenados no se escapen de este depósito.

El almacenamiento de CO2 en reservorios geológicos está compuesta por dos partes. La primera parte estudia el comportamiento de la formación bajo la inyección de CO2 y la segunda estudia el comportamiento a largo plazo del sistema. Aquí es esencial predecir el comportamiento que tendrá el cemento ya que las condiciones a las que está sometido son extremas. Una vez perforado hasta el nivel de formación en el cual se inyectará el CO2, el pozo perforado se rellena con un revestimiento concéntrico de acero y cemento entre el revestimiento y la formación. El cemento aísla al cemento de los fluidos nocivos de la formación y mantiene la integridad estructural del pozo.

El CO2 inyectado en el yacimiento comienza a carbonatar el cemento, modificando su estructura química y su comportamiento mecánico. Los componentes afectados son el hidróxido de calcio (CH) (ecuación 1) y el silicato de calcio hidratado (C-S-H) (ecuación 2). Esta reacción hace que los carbonatos de calcio (CC) precipiten y formen sílice amorfa (AmSi) en el cemento (Fernández et al., 2004).

$$CH + CO_2 \rightarrow C\underline{C} + H_2O \quad \textbf{(1)}$$

$$C - S - H + 1.7\ CO_2 \rightarrow 1.7\ CC + AmSi \quad \textbf{(2)}$$

Adicional a este proceso, la presión y la temperatura del yacimiento hacen que el CO2 se encuentre en estado supercrítico. Esto aumenta el ritmo de carbonatación del cemento, ya que la concentración de CO2 en el fluido es mayor y su viscosidad es similar a la del gas.

La carbonatación afecta a las propiedades mecánicas y a la permeabilidad de la pasta de cemento, y puede alterar su papel a la hora de garantizar el aislamiento zonal. Las discontinuidades producidas y los cambios en los componentes químicos del cemento también pueden comprometer la integridad del pozo.

En este trabajo se presentará el análisis realizado a probetas de cemento carbonatadas utilizando un modelo químico-hidro-mecánico para determinar sus propiedades características a medida que pasa el tiempo. Este análisis también incluye la teoría de daño isotrópico y la determinación de componentes en la zona de disolución de $C\underline{C}$ a partir del equilibrio químico. Las probetas fueron carbonatadas en un reactor a 20 MPa y 90°C.

2 ANÁLISIS NUMÉRICO

2.1 *Ecuaciones fundamentales*

Las pruebas experimentales se simulan con un modelo acoplado quimico-hidro-mecánico (Vallin et al., 2013) implementado en un código de elementos finitos llamado BIL 2.3.0 (Dangla & Bonnard, 2017). Se puede representar el avance de la carbonatación en materiales 1D o 2D.

El modelo contiene las ecuaciones de equilibrio de la mecánica del continuo basadas en la conservación de la masa, el momento y la energía (Vallin, 2014).

Para el modelo, el cemento se considera un material multifásico poroso compuesto por una matriz sólida y poros saturados de agua. El esqueleto se compone de diferentes materiales, como hidróxido de calcio (CH), silicato de calcio hidratado (C-S-H), aluminatos y calcita ($C\underline{C}$).

El CO2 se considera disuelto en la solución acuosa. Las reacciones químicas comienzan cuando la concentración de CO2 alcanza un valor determinado. También se supone que las reacciones químicas son instantáneas (Vallin et al., 2013).

El CH es el primer hidrato de cemento que reacciona con el CO2 y precipita $C\underline{C}$. Una vez que el nivel de pH de la solución desciende por debajo de 9, la carbonatación empezará a consumir el C-S-H, precipitando también $C\underline{C}$ y sílice amorfa (Morandeau et al., 2014).

El modelo considera un material poroso isótropo elástico de un elemento de volumen representativo infinitesimal. El equilibrio poroelástico en condiciones isotérmicas es el siguiente (ecuaciones 3, 4, 5, 6):

$$\sigma - \sigma_0 = \left(K - \frac{2}{3}G\right)(\varepsilon - \varepsilon_0)1 + 2G(\varepsilon - \varepsilon_0) - \sum_{k=F,C} b_k\left(p_k - p_{k,0}\right)1 \quad \textbf{(3)}$$

$$\varphi_J - \varphi_{J,0} = b_J(\varepsilon - \varepsilon_0) + \sum_{k=F,C} \frac{p_k - p_{k,0}}{N_{JK}}; J = F, C \quad \textbf{(4)}$$

En donde:

σ: Tensor de tensiones

ε: Tensor de deformación infinitesimal

ε: Deformación volumétrica. ($tr(\varepsilon)$)

K, G = Módulo de compresibilidad y de corte en condiciones drenadas.

φ_J: Deformación del volumen poroso ocupado por la fase J.

b_J: Coeficiente de Biot generalizado

N_{JK}: Módulo de acoplamiento poroelástico generalizado. (Coussy, 2010).

La conservación de la masa se aplica al fluido y a la cantidad molar de CO_2:

$$\left(\frac{\rho_f \phi_f}{K_f} + \frac{\rho_f}{N_{FF}}\right)\frac{\partial p_f}{\partial t} + \rho_f b\, div\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right) + \rho_f \sum_{R_i} Y_{Ri}\frac{\partial \xi_{Ri}}{\partial t} - div\left(\rho_f \frac{\kappa}{\eta} grad\, \rho_f\right) = 0 \quad \textbf{(5)}$$

$$\frac{\partial\left(\phi_f c_{CO_2}\right)}{\partial t} + \sum_{R_i} a_{Ri}\frac{\partial \xi_{Ri}}{\partial t} - div\left(d_{eff} grad\, c_{CO_2} + c_{CO_2}\frac{\kappa}{\eta} grad\, \rho_f\right) = 0 \quad \textbf{(6)}$$

En donde :

ρ_f es la densidad del fluido.

ϕ_f es la porosidad.

K_f es el modulo de compresibilidad del fluido.

p_f es la presión del fluido.

a_{Ri} es el coeficiente estequiométrico de la reacción Ri

c_{CO_2} es la concentración de CO_2 en el fluido

η es la viscosidad dinámica de la fase fluida.

Y_{Ri} es una variable que depende de los volúmenes molares de las especies reactivas

u es el vector de desplazamiento del esqueleto.

ξ_{Ri} es el avance de la reacción en función de κ y d_{eff}, que son los coeficientes de permeabilidad y difusión.

Los fenómenos de difusión y transporte de permeabilidad controlan el avance de la carbonatación (Ghabezloo et al., 2009; Mainguy, 1999).

2.2 *Homogeneización de los parámetros poroelásticos*

El modelo realiza una homogeneización del medio para determinar las propiedades aparentes de la probeta, incluido el fluido. A continuación, los parámetros poroelásticos pueden simplificarse siguiendo las relaciones (ecuaciones. 7, 8, 9, 10) (Ulm et al., 2004):

$$K_d^{hom} = \sum_r f_r k_r A_r^v \quad \textbf{(7)}$$

$$G_d^{hom} = \sum_r f_r g_r A_r^d \quad \textbf{(8)}$$

$$b^{hom} = 1 - \sum_r f_r A_r^v \quad \textbf{(9)}$$

$$\frac{1}{N^{hom}} = \sum_r f_r \frac{1 - A_r^v}{k_r} \quad \textbf{(10)}$$

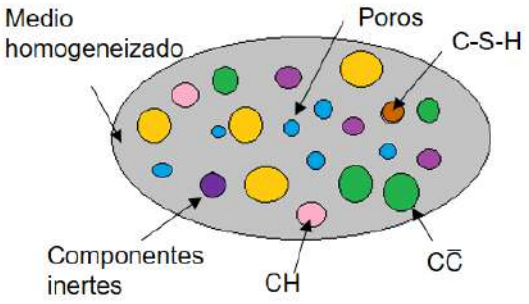


Figura 1. Homogeneización de parámetros poroelásticos

En donde K_d^{hom} modulo de compresibilidad drenado, G_d^{hom} es el modulo de corte drenado, b^{hom} es el parámetro de Biot, N^{hom} es el módulo del esqueleto de Biot, f_r es la proporción volumétrica de la fase r, k_r and g_r son los parámetros elásticos de los sólidos r y A_r^v y A_r^d ason los coeficientes de localización de la deformación volumétrica y desviatoria.

A medida que avanza la carbonatación, la homogeneización permite conocer los parámetros poroelásticos de la pasta de cemento en cada paso del tiempo.

2.3 *Daño isotrópico*

Desde un punto de vista microscópico, el daño corresponde a la creación de microfisuras. En la teoría del daño, la tensión efectiva, ahora llamada tensión dañada, se basa en una disminución del área efectiva debida a la aparición de microcavidades (Kachanov, 1971). Considerando el daño como isótropo, se puede hacer una simplificación para calcular la tensión dañada (ecuación 11):

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma'}{1-d} \quad \textbf{(11)}$$

Cuando d = 0, no hay daño. Cuando el daño se ubica entre 0 and 1, el material se encuentra en un estado dañado. Si d = 1, el material se encuentra roto.

El interior de la superficie de fluencia ($f_d < 0$) corresponde al espacio de tensiones efectivas para el que no se producen daños, y la zona exterior ($f_d > 0$) es el espacio en el que no se puede alcanzar el estado de tensión efectiva. Así, mientras el estado de tensión permanezca dentro de la superficie dañada, el daño no evolucionará. Del mismo modo, si el estado de tensiones alcanza la superficie de carga, pero el punto del material objeto de estudio se somete a una descarga, no habrá evolución del daño. Por el contrario, si el estado de tensiones se encuentra en la superficie de fluencia y la carga aumenta, el daño aumentará.

El modelo adopta un criterio de Drücker-Prager (ecuación 12), adecuado para el comportamiento de geomateriales de alto confinamiento (Vallin, 2014). El criterio adopta la siguiente forma:

$$f_d = q + ff\sigma_m - cc \quad \textbf{(12)}$$

En donde ff y cc son parámetros que dependen del ángulo de fricción del material y de su cohesión, mientras que q y σ_m son la tensión desviatoria y la tensión media efectiva.

2.4 *Evolución del daño*

Las tensiones medias y desviatorias se evalúan a partir de la deformación impuesta y el módulo homogeneizado (ecuación 13 y ecuación 14):

$$\sigma_m = \sigma_{m0} + K_d^{hom}\Delta\varepsilon_v \quad \textbf{(13)}$$

$$q = q_0 + G_d^{hom}\Delta\varepsilon_s \quad \textbf{(14)}$$

Con $\varepsilon_v = Tr(\varepsilon)$ y $\varepsilon_s = \sqrt{\frac{2}{3}J_{2\varepsilon}}$. $\Delta\varepsilon_v$ y $\Delta\varepsilon_s$ son los incrementos de las deformaciones volumétrica y desviatoria.

Una vez que el estado tensional alcanza el criterio de Drücker-Prager y f_d es mayor que cero, se calcula el daño en función de un incremento de deformaciones desviatorias y volumétricas (ecuación 15):

$$d_{n+1} = 1 - \frac{cc - q - ff\sigma_m}{3G_c^{hom}\Delta\varepsilon_s + ffK_c^{hom}\Delta\varepsilon_v} \quad \textbf{(15)}$$

En donde K_c^{hom} y G_c^{hom} son los módulos de compresibilidad y de cizalladura del medio homogeneizado justo antes de alcanzar el criterio. Y el nuevo estado de tensión dañado será (ecuación 16):

$$\sigma' = \sigma_0 + (1 - d_{n+1})\left(2G_c^{hom}(\varepsilon - \varepsilon_0) + \left(K_c^{hom} - \frac{2}{3}G_c^{hom}\right)\left(tr(\varepsilon) - tr(\varepsilon_0)\right)1\right) \quad \textbf{(16)}$$

Por último, de forma simplificada, el módulo mecánico se ve afectado como describe la ecuación 17:

$$K = (1 - d)K_d^{hom} \quad \textbf{(17)}$$

2.5 *Modelo de disolución y precipitación de CH, C-S-H y CC*

Morandeau et al. (Morandeau et al., 2014) demuestran que se produce una carbonatación simultánea del CH y del C-S-H, lo que indica que la velocidad de carbonatación en ambas fases es similar al principio, y después disminuye la del CH. La disminución de la tasa de carbonatación del CH se debe a problemas de accesibilidad del CO2 para carbonatar este material, dejando CH residual en el borde exterior. Consideramos una tasa de variación C-S-H basada en las pruebas de Morandeau et al., aproximando una relación de carbonatación entre CH y C-S-H de 0,8. Una vez consumido todo el CH, la tasa de carbonatación del C-S-H vuelve a ser de 1 mol de C-S-H consumido por 1,7 moles de $\underline{CC}$ precipitado, como se indica en la ecuación 2.

La disolución de calcita se ha añadido al código para contemplar este efecto en la matriz de cemento. El equilibrio entre CH y $\underline{CC}$ proviene de las siguientes relaciones propuestas por Shen (Shen, 2013):

$$\frac{Q_{\underline{CC}}}{K_{\underline{CC}}} = \frac{Q_{CH}}{K_{CH}}\frac{\rho_{CO_2^0}}{\rho_{CO_2^0}^{CH}} \quad \textbf{(18)}$$

donde Q_{CH} y $Q_{\underline{CC}}$ son la actividad de los iones CH y C¯C. K_{CH} y $K_{\underline{CC}}$ son las constantes de equilibrio para CH y C¯C a una temperatura dada. $\rho_{CO_2^0}$ es la concentración de CO2 disuelto y $\rho_{CO_2^0}^{CH}$ es la concentración de CO_2 disuelto para la que $\underline{CC}$ no es estable.

Existe un dominio donde solamente CH se encuentra estable $\left(\frac{Q_{CH}}{K_{CH}} = 1\right)$:

$$\eta_{CH} \geq 0\,, \rho_{CO_2^0} < \rho_{CO_2^0}^{CH}\,, \frac{Q_{\underline{CC}}}{K_{\underline{CC}}} < 1 \quad \textbf{(19)}$$

donde η_{CH} es el número de moles de CH. Y hay un dominio donde sólo $\underline{CC}$ es estable:

$$\eta_{\underline{CC}} \geq 0\,, \rho_{CO_2^0} > \rho_{CO_2^0}^{CH}\,, \frac{Q_{CH}}{K_{CH}} < 1 \quad \textbf{(20)}$$

donde $\eta_{\underline{CC}}$ es el número de moles de $\underline{CC}$. Así que la disolución de CH y $\underline{CC}$ puede modelarse a partir de una sola variable ζ:

$$\zeta_{ca} = \frac{\eta_{\underline{CC}} + \eta_{CH}}{\eta_{ca}^0} + log\left[max\left(\frac{Q_{CH}}{K_{CH}}, \frac{Q_{\underline{CC}}}{K_{\underline{CC}}}\right)\right] \quad \textbf{(21)}$$

donde η_{ca}^0 es el contenido inicial de CH (mol/L). El número de moles del primer término son conocidos. Si $\rho_{CO_2^0} \geq \rho_{CO_2^0}^{CH}$ no

hay CH, y la disolución de $C\underline{C}$ puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\zeta_{ca} = \frac{\eta_{C\underline{C}} + \eta_{CH}}{\eta^0_{ca}} + log\left(\frac{Q_{C\underline{C}}}{K_{C\underline{C}}}\right) \quad \textbf{(22)}$$

La calcita está disuelta en solución si el Ca es menor o igual a cero. Si consideramos el CO_2 y el bicarbonato disueltos en agua, podemos obtener sus constantes de equilibrio a 90 °C:

$$K_{a1} = \frac{[HCO_3^-][H^+]}{[CO_2]} = 10^{-6.37} \quad \textbf{(23)}$$

$$K_{a2} = \frac{[CO_3^{2-}][H^+]}{[HCO_3^-]} = 10^{-10.13} \quad \textbf{(24)}$$

Mientras que la concentración de carbonato cálcico se rige por el producto de solubilidad del mineral:

$$K_{sp} = [Ca^{2+}][CO_3^{2-}] = 10^{-9.12} \quad \textbf{(25)}$$

Con estas constantes podemos determinar las concentraciones de cualquiera de las especies en disolución en función de la concentración de CO_2:

$$[H^+]^3 = \frac{[CO_2]^2(K_{a1})^2(K_{a2})}{2(K_{sp})} \quad \textbf{(26)}$$

$$[HCO_3^-] = \frac{[CO_2]^2(K_{a1})}{[H^+]} = \frac{2(K_{sp})[H^+]^2}{(K_{a1})(K_{a2})[CO_2]} \quad \textbf{(27)}$$

$$[CO_3^{2-}] = \frac{[CO_2](K_{a1})(K_{a2})}{[H^+]^2} \quad \textbf{(28)}$$

Por tanto, $Q_{C\underline{C}}$ para cada concentración dada de CO2 viene dada por:

$$Q_{C\underline{C}} = [Ca^{2+}][CO_3^{2-}] = [CO_3^{2-}]^2 \quad \textbf{(29)}$$

2.6 *Geometría y condiciones de contorno elegidas*

La geometría elegida es una cuarta parte de las muestras de cemento de ensayo. Esta geometría se probará con un confinamiento de 20 MPa y una temperatura de 90°C. Como el código no está acoplado térmicamente, las condiciones de fluido y gas se fijan a una temperatura de 90°C. En primer lugar, se ensaya la probeta de cemento sin carbonatar en un ensayo uniaxial, analizando el modelo de daño implementado. Luego se toma un cemento de las mismas características, se carbonata en el reactor con una molaridad de 1,5 y, por último, se ensaya hasta el fallo con una carga de compresión.

Se utilizó un modelo 2D de forma rectangular para simular el avance de la carbonatación en estas muestras. La forma rectangular consiste en un cuarto de muestra (19 mm de radio por 38 mm de altura) utilizando una malla de 22x11 elementos (Figura 2). El contorno horizontal inferior tiene movimientos restringidos en la dirección X, mientras que el contorno vertical izquierdo tiene movimientos restringidos en la dirección Y. Los contornos superior y derecho están sometidos a la carbonatación exterior y la presión del líquido también se utiliza como condición de contorno.

Las condiciones de contorno adoptadas se basan en la técnica de carbonatación y en el ensayo uniaxial realizado en laboratorio:

- Ensayo de compresión uniaxial: Confinamiento isotrópico a 0,1 MPa y una presión de poros de 0,1 MPa. Daño inicial por carga-descarga.
- Carbonatación: 30 días de carbonatación a 20 MPa and 90°C. Ensayo de compresion uniaxial hasta rotura.

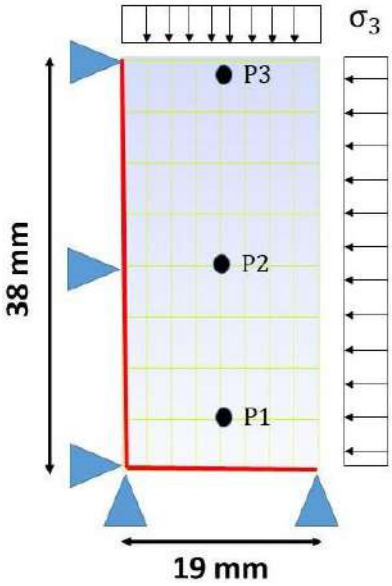


Figura 2. Geometría considerada del modelo.

3 VALIDACIÓN DE MODELO

Se prepararon muestras de cemento de acuerdo con la norma 10A del Instituto Americano del Petróleo (API Specification 10A, 2019). Se utilizó cemento Portland con una relación agua/cemento de 0,44.

La lechada se vertió en moldes cilíndricos compactando en dos capas de 25 golpes cada una dejando reposar la pasta durante 24 h y luego se desmoldó. Posteriormente, se curaron durante 28 días en agua a 20°C (Barría et al., 2020a). Una vez extraídas del lote, se cortaron con una sierra de diamante para obtener muestras cilíndricas de 38x76 mm.

3.1 *Carbonatación*

La carbonatación se realizó en una célula de titanio a 20 MPa y 90°C en condiciones estáticas. Se vertió agua en el fondo de la célula para mantener una atmósfera húmeda. El fluido en contacto con las muestras fue CO2 supercrítico húmedo. Como se ha presentado en trabajos anteriores, las muestras se dejaron carbonatar durante 30 días (Barría et al., 2020a). La Figura 3 muestra el sistema de carbonatación.

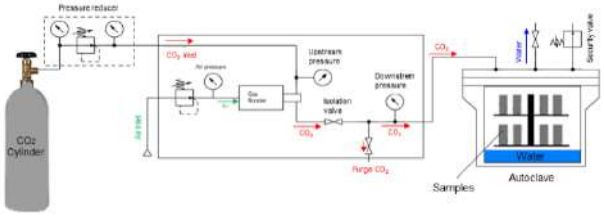


Figura 3. Sistema de carbonatación.

3.2 *Compresión uniaxial*

Los ensayos de compresión uniaxial se realizaron en una máquina de ensayos de 100 kN con una velocidad de carga de 0,5 mm/min. Durante las pruebas de compresión se controlaron el desplazamiento vertical y la fuerza aplicada. Se calcularon la resistencia a la compresión y el módulo de Young de todas las

muestras (Barría et al. 2020a). Los promedios de los valores de resistencia y módulo de Young se calcularon a partir de 3 especímenes. La Figura 4 muestra los resultados de los ensayos.

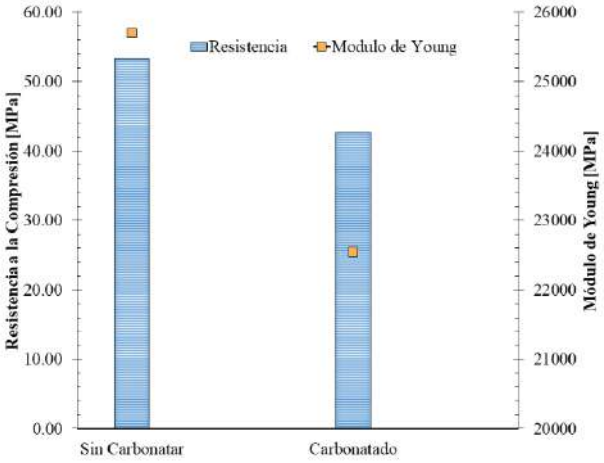


Figura 4. Ensayo de compression uniaxial

El efecto del daño isótropo puede verse en la Figura 5. Suponiendo que se carga hasta el límite elástico y luego se descarga, se producen daños en la probeta que reducen sus propiedades elásticas. Cuando se vuelve a cargar, la tensión alcanza el mismo valor máximo, pero con un módulo de elasticidad diferente.

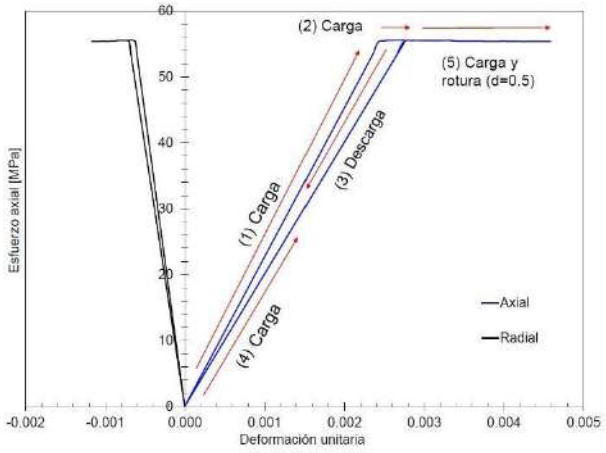


Figura 5. Comportamiento del módulo elástico cuando se aplica un daño a la probeta.

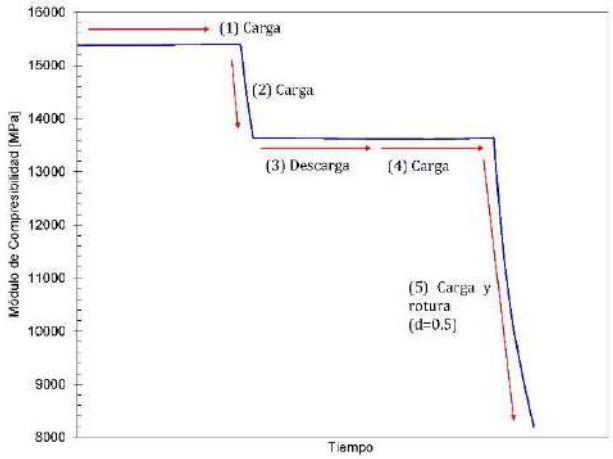


Figura 6. Comportamiento del módulo de compresibilidad cuando se aplica un daño a la probeta.

A partir de la ecuación 17 se determina que los módulos elásticos se ven directamente afectados por el daño producido. La Figura 6 muestra cómo varía el módulo de compresibilidad K con el tiempo, siguiendo la secuencia de carga y descarga representada en la Figura 5. En el dominio elástico, no hay variación del módulo hasta que se alcanza el límite elástico. Si la muestra se comprime más, empiezan a producirse daños y el módulo de compresibilidad disminuye. Cuando se descarga, el módulo de compresibilidad mantiene el último valor calculado a partir del daño, por lo que cuando se vuelve a cargar la muestra, la pendiente es menor. La simulación continúa hasta el momento en que el daño es igual a 0,5, por lo que se mantiene el ritmo de deformación hasta alcanzar ese punto, calculando a cada paso el nuevo daño y el nuevo módulo de compresibilidad, que es decreciente.

Esta geometría (Figura 2) se prueba ahora con un confinamiento de 20 MPa y una temperatura de 90 °C durante 30 días de carbonatación. Como el código considera condiciones isotérmicas, las condiciones del fluido y del gas se fijan para una temperatura de 90 °C. Los contornos superior y derecho se someten a carbonatación.

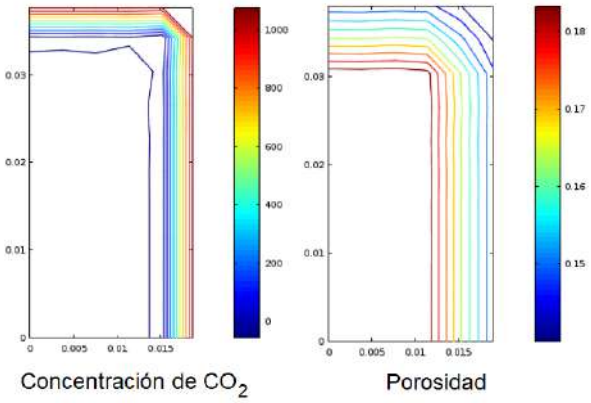


Figura 7. Concentración de CO_2 y porosidad capilar tras 30 días de carbonatación supercrítica.

La Figura 7 muestra el avance de la concentración de CO2 tras 30 días de carbonatación. El ácido carbónico entra en la muestra por difusión y reacciona químicamente con los productos de hidratación. Esto provoca una variación de la porosidad en el frente de carbonatación y un aumento de la porosidad en el frente de disolución de la calcita, como se observa en los resultados experimentales. También provoca una reducción en el número de moles de CH y C-S-H, y un aumento en el número de moles de $C\underline{C}$ en el frente de carbonatación. Cerca del borde, donde la concentración de CO2 es mayor, la calcita se disuelve generando iones de calcio y H2O, por lo que el número de moles de $C\underline{C}$ disminuye en este sector (ver Figura 8).

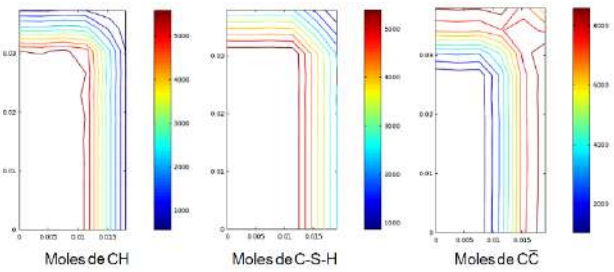


Figura 8. Número de moles de CH, C-S-H y $C\underline{C}$.

Debido a la carbonatación, las propiedades mecánicas del cemento se reducen, por lo que el material se rompe a menor tensión y menor deformación. Los resultados son similares a los obtenidos en experimentos de laboratorio, como se muestra en la Figura 9.

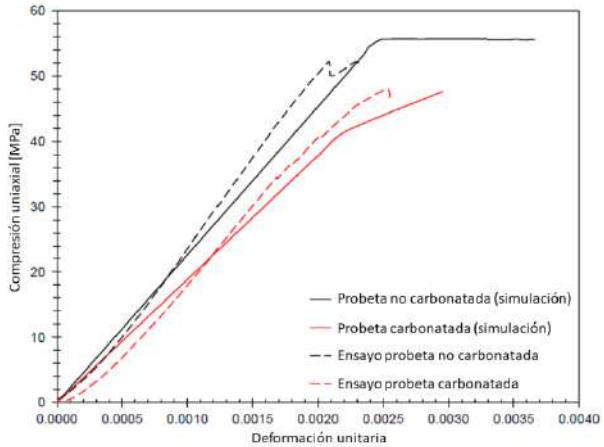


Figura 9. Variación de la resistencia uniaxial tras 30 días de carbonatación.

5 CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó un modelo acoplado químico-poro-mecánico que permite describir el comportamiento físico-químico del cemento petrolero Clase G cuando se carbonata en un reactor a alta presión y alta temperatura, representando la carbonatación de cemento en el pozo cuando se encuentra en contacto con el CO2 en estado supercrítico. También se presentó un modelo de daño isotrópico y de disolución de los materiales componentes del cemento mediante equilibrio químico.

Se realizaron ensayos uniaxiales en muestras de cemento carbonatado y sin carbonatar y se evaluó su resistencia para validar los resultados obtenidos en el modelo. Los módulos de Young y resistencia del modelo son comparables con los resultados experimentales, por lo que este modelo puede ser utilizado con el fin de determinar las variaciones en las propiedades del cemento en contacto con CO2 supercrítico para futuros análisis.

6 BIBLIOGRAFÍA

API Specification 10A, 2019. *Specification for Cements and Materials for Well Cementing*, Twenty-Fif. ed, American Petroleum Institute. Northwest Washington, DC.

Barría, J.C., Manzanal, D., Pereira, J.M., 2019. *CO2 Geological Storage: Performance of Cement-Rock Interface*, in: Proceedings of the XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE). Cancún, pp. 2873–2881. https://doi.org/10.3233/STAL190359

Barría, J.C., Manzanal, D., Pereira, J.M., Ghabezloo, S., 2020a. *CO2 geological storage: Microstructure and mechanical behavior of cement modified with a biopolymer after carbonation.* E3S Web Conf. 205. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202020502007

Barría, J.C., Manzanal, D.G., Martín, C.M., Piqué, T., Pereira, J.M., 2020b. *Cement-rock interface subjected to SCCO2, in: Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development*- Proceedings of the 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, ISRM 2019. pp. 3196–3203.

Barría, J.C., Vázquez, A., Pereira, J.M., Manzanal, D., 2021. *Effect of bacterial nanocellulose on the fresh and hardened states of oil well cement*. J. Pet. Sci. Eng. 199. https://doi.org/10.1016/j.petrol.2020.108259

Barria, JC; Martin, C.; T. Pique; JM Pereira; D. Manzanal (2018) *Analysis of modified cement paste in the context of CO2 geological storage*. International Symposium of Energy Geotechnics. Lugar: Laussane Pages 402-409; https://doi.org/10.1007/978-3-319-99670-7 . Publisher: Springer, Cham. Online ISBN 978-3-319-99670-7

Coussy, O., 2010. *Mechanics and Physics of Porous Solids, Mechanics and Physics of Porous Solids*. https://doi.org/10.1002/9780470710388

Dangla, P., Bonnard, A., 2017. Ifsttar/bil: first version in github (Version v2.4). Zenodo. https://doi.org/10.5281/zenodo.1039729

Fernández Bertos, M., Simons, S.J.R., Hills, C.D., Carey, P.J., 2004. *A review of accelerated carbonation technology in the treatment of cement-based materials and sequestration of CO2*. J. Hazard. Mater. 112, 193–205. https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2004.04.019

Gatenholm, P., Klemm, D., 2010. *Bacterial Nanocellulose as a Reneable Material for Biomedical Applications*. MRS Bull. 35, 208–213. https://doi.org/10.1080/15440478.2018.1439426

Ghabezloo, S., Sulem, J., Guédon, S., Martineau, F., Saint-Marc, J., 2008. *Poromechanical behaviour of hardened cement paste under isotropic loading.* Cem. Concr. Res. 38, 1424–1437. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.06.007

Ghabezloo, S., Sulem, J., Saint-Marc, J., 2009. *Evaluation of a permeability-porosity relationship in a low-permeability creeping material using a single transient test.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 46, 761–768. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.10.003

Gómez Hoyos, C., Cristia, E., Vázquez, A., 2013. *Effect of cellulose microcrystalline particles on properties of cement based composites*. Mater. Des. 51, 810–818. https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.04.060

Hisseine, O.A., Omran, A.F., Tagnit-Hamou, A., 2018. *Influence of cellulose filaments on cement paste and concrete.* J. Mater. Civ. Eng. 30, 1–14. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002287

Kachanov, L., 1971. *Introduction to Continuum Damage Mechanics*.

Kutchko, B.G., Strazisar, B.R., Lowry, G.V., Dzombak, D. a., Thaulow, N., 2008. *Rate of CO2 Attack on Hydrated Class H Well Cement under Geologic Sequestration Conditions.* Environ. Sci. \& Technol. 42, 6237–6242. https://doi.org/10.1021/es800049r

Mainguy, M., 1999. *modeles de diffusion non-lineaires en milieux poreux. Applications a la dissolution et au sechage des materiaux cimentaires.*

Mejdoub, R., Hammi, H., Suñol, J.J., Khitouni, M., Boufi, S., 2017. *Nanofibrillated cellulose as nanoreinforcement in Portland cement : Thermal , mechanical and microstructural properties*. J. Compos. Mater. 51, 2491–2503. https://doi.org/10.1177/0021998316672090

Morandeau, A., Thiéry, M., Dangla, P., 2014. *Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties.* Cem. Concr. Res. 56, 153–170. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.11.015

Philip Ringrose, 2020. *How to Store CO2 Underground: Insights from early-mover CCS Projects*. Springer.

Samudio, M., 2018. *Modelling of an oil well cement paste from early age to hardened state : hydration kinetics and poromechanical behaviour* To cite this version : Université Paris-Est.

J. Shen. „*Reactive transport modeling of CO2 through cementitious materials under CO2 geological storage conditions*“. PhD thesis. Unieversité Paris–Est, 2013.

Ulm, F.J., Constantinides, G., Heukamp, F.H., 2004. *Is concrete a poromechanics material? - A multiscale investigation of poroelastic properties.* Mater. Struct. Constr. 37, 43–58. https://doi.org/10.1617/14100

Vallin, V., 2014. *Modélisation chimio poromécanique du comportement des géomatériaux dans le contexte du stockage géologique du dioxyde de carbone : Application au puits d'injection*. Université Paris-Est.

Vallin, V., Pereira, J.M., Fabbri, A., Wong, H., 2013. *Numerical modelling of the hydro-chemo-mechanical behaviour of geomaterials in the context of CO 2 injection* 3052–3069. https://doi.org/10.1002/nag

Xu, B., Yuan, B., Wang, Y., Zeng, S., Yang, Y., 2019. *Nanosilica-latex reduction carbonation-induced degradation in cement of CO2 geological storage wells*. J. Nat. Gas Sci. Eng. 65, 237–247. https://doi.org/10.1016/j.jngse.2019.03.013

EJE TEMÁTICO

“GEO-EDUCACIÓN”

El Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX/UNED

The Master in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering of CEDEX/UNED

Juan Antonio Díez Torres, Enrique Asanza Izquierdo, **Fernando Pardo de Santayana Carrillo** & Carlos Laina Gómez

Laboratorio de Geotecnia / CEDEX, C/Alfonso XII 3 y 5, CP 28014, Madrid, España, juan.a.diez@cedex.es

RESUMEN: El Máster Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica que organiza anualmente el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) junto con la Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED) de España, es el resultado de la evolución de un curso inicialmente de 3 meses de duración, concebido a principios de los años 80 por el profesor D. José Antonio Jiménez Salas cuando compaginaba su tarea de Catedrático en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid con la Dirección del actual Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Si bien lo concibió como una herramienta de cooperación internacional con los países en desarrollo de Iberoamérica, se ha ido fortaleciendo, llegando a convertirse en un reputado máster de postgrado por el que se interesan en igual medida titulados españoles. Sus características más relevantes son las siguientes: es un curso internacional de especialización técnica en español; cuenta con un profesorado con afiliaciones variadas (sector privado, administración y varias Escuelas Técnicas Superiores de ingenieros de caminos) que se ha nutrido de antiguos alumnos (casi el 25 % de los profesores son antiguos alumnos); ha contado con auspicio universitario, el respaldo de sociedades técnico-científicas, así como de asociaciones profesionales. En el presente artículo se describe su origen, las diversas políticas que ha seguido el curso, la evolución del plan de estudios y el desarrollo profesional de los estudiantes.

ABSTRACT: The Master's degree in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering organized annually by the Center for Studies and Experimentation of Public Works (CEDEX) together with the National University of Distance Education (UNED) of Spain, is the result of the evolution of a course initially of 3 months, conceived in the early 80s by Professor D. José Antonio Jiménez Salas when he combined his task as Professor at the School of Engineers of Caminos de Madrid with the Direction of the current Geotechnical Laboratory of CEDEX. Although he conceived it as a tool for international cooperation with the developing countries of Ibero-America, it has been strengthened, becoming a renowned postgraduate master's degree in which Spanish graduates are equally interested. Its most relevant characteristics are the following: it is an international technical specialization course in Spanish; has a teaching staff with varied affiliations (private sector, administration, and several Higher Technical Schools of Civil Engineers), which has been nourished by former students (almost 25% of teachers are former students); It has had university sponsorship, the support of technical-scientific societies, as well as professional associations. This article describes its origin, the various policies followed by the course, the evolution of the curriculum and the professional development of students.

PALABRAS CLAVE: máster - mecánica de suelos - ingeniería geotécnica - CEDEX - UNED

KEYWORDS: master - soil mechanics - geotechnical engineering - CEDEX - UNED

1 INTRODUCCIÓN

En el año 2022 se cumplió la cuadragésima edición del Máster Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, que el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) viene organizando casi ininterrumpidamente desde 1982 (en 1987 no se celebró el Curso), dentro de las funciones de transferencia de conocimiento y formación, tal como establece su estatuto (RD 1136/2002).

Se trata de un máster con rasgos únicos, con amplio reconocimiento en el sector, fundamentalmente en España e Iberoamérica. Todos los años el CEDEX selecciona entre los preinscritos a unos 25 titulados españoles e iberoamericanos. El máster ha contribuido sin duda a reforzar los lazos científicos, técnicos y comerciales entre España e Iberoamérica en el sector de la ingeniería geotécnica.

La primera edición del Curso de 1982 se celebró en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, con el título de Curso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, (ver Figura 1). Se realizaron cinco ediciones del curso en la Escuela de Caminos, de 1982 a 1986. En 1988 pasó a ser organizado por el CEDEX.

Hoy en día, el Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX es un título propio de la UNED que lo expide desde 2012, en virtud de un convenio entre ambos organismos para actividades de formación permanente, que se renueva periódicamente. En él se reconoce una carga lectiva de 60 créditos del Sistema Europeo de Transferencia y Acumulación de Créditos (ECTS), dentro del Espacio Europeo de Educación Superior (EEES).



Figura 1. Fotografía de la primera edición del Curso en 1982 en la Escuela de Caminos de Madrid. En el centro el profesor Jiménez Salas junto a Carlos Oteo y Ángel Uriel.

2 ESTRUCTURA ACTUAL Y CARACTERÍSTICAS DEL MÁSTER

2.1 *Objetivos*

El objetivo principal del máster no es ofrecer un título universitario al uso, sino proporcionar una educación profesional

integral en el campo de la geotecnia, desde la teoría hasta la práctica, con el fin de preparar ventajosamente a los estudiantes para incorporarse a un mercado laboral muy especializado, indispensable en prácticamente todas las construcciones civiles. El máster actualmente está orientado a ingenieros de caminos, ingenieros civiles, ingenieros geólogos, ingenieros de minas, geólogos y profesiones afines. Está abierto a cualquier nacionalidad, aunque requiriéndose un suficiente dominio del idioma español para matricularse al curso.

2.2 *Estructura*

El formato asentado del máster ha consistido, en primer lugar, en un período lectivo presencial de 5 meses, con cuatro horas de clases matutinas más algunas sesiones o prácticas vespertinas, impartidas de lunes a viernes en el aula del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Como se expone más adelante, en marzo de 2020 hubo de transformarse a modalidad telemática, "sobre la marcha". La antedicha carga lectiva equivale a unas 450 horas totales de clases, teóricas y de resolución de supuestos prácticos. Actualmente el periodo lectivo se programa del 1 febrero al 30 de junio, con la novedad de que las clases telemáticas son vespertinas, a fin de compatibilizar los horarios en España y en Iberoamérica.

El programa establece un segundo periodo, no lectivo, desde julio hasta finales de septiembre, durante el cual cada estudiante tiene que redactar, bajo la tutela de un profesor, un trabajo de fin de máster que se defiende presencialmente ante un tribunal en octubre. Pese a las incertidumbres derivadas de la crisis de la pandemia, la dirección del máster apostó por programar para la edición de 2021 un tercer periodo de un mes, de carácter presencial, que contuviera, junto con la defensa del trabajo fin de máster, todas aquellas actividades formativas que en la etapa "prepandémica" se venían realizando algunas tardes durante el periodo lectivo, tales como las prácticas de laboratorio y de campo, el viaje de varios días para visitar obras geotécnicas, las visitas a otros centros del CEDEX, así como la asistencia a alguna jornada organizada por el CEDEX o las sociedades científico-técnicas colaboradoras (Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica y la Sociedad Española de Mecánica de Rocas).

2.3 *Temario*

El contenido temático se divide en tres unidades, cada una subdividida en módulos, generalmente de una semana de duración. Todo ello se completa con sesiones sobre Geotecnia Avanzada (Tabla 1). Como se ve, el temario excede con mucho el del conjunto de todas las asignaturas de grado y máster ligadas a la Mecánica de los Suelos y de las Rocas en una escuela técnica superior.

Al módulo de métodos numéricos y modelización, para que no se limite a las explicaciones teóricas de los fundamentos, se le incorporan un buen número de sesiones en las que se enseña a los alumnos a resolver problemas tipo empleando un código numérico comercial tridimensional (MIDAS GTS NX) basado en el método de los elementos finitos. El CEDEX activa una licencia para cada alumno, válida durante todo el curso. También se hacen prácticas con otros códigos numéricos orientados a la Mecánica de Rocas.

Tabla 1. Contenido de los módulos, organizados en unidades, y sesiones sobre geotecnia avanzada.

<table>
<tr><th>Primera Unidad</th><th>Segunda Unidad</th><th>Tercera unidad</th></tr>
<tr><td>Principios de mecánica de suelos I</td><td rowspan="2">Cimentaciones superficiales</td><td>Rellenos y estructuras de tierra</td></tr>
<tr><td>Principios de mecánica de suelos II</td><td>Túneles</td></tr>
<tr><td>Principios de mecánica de suelos III</td><td rowspan="2">Cimentaciones profundas</td><td>Presas de materiales sueltos</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Reconocimientos de campo</td><td rowspan="3">Estabilidad de taludes</td><td rowspan="2">Refuerzo y tratamientos del terreno</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Principios de mecánica de rocas</td><td>Métodos numéricos y modelización</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Estructuras de contención</td><td rowspan="2">Geotecnología ambiental y energética</td></tr>
<tr><td>(3 prácticas de laboratorio y 1 práctica de campo)</td><td>Dinámica de suelos y cimentaciones (1 práctica de laboratorio)</td></tr>
<tr><td colspan="3">Sesiones de Geotecnia avanzada:
(entre paréntesis Nº de conferencias)
Mineralogía de arcillas (1); Cimentaciones de estructuras off-shore (2); Fiabilidad geotécnica y evaluación de riesgos (1); Modelos constitutivos (2); Teoría del estado crítico (4); Eurocódigo 7 (1); Estado límite: Teorías superior e inferior (2); Mecánica de suelos no saturados (4); Geomecánica de reservorios (2)</td></tr>
</table>

2.4 *Plantel docente*

Casi el 25 % de los aproximadamente 75 profesores que componen el elenco son antiguos alumnos. Como se muestra en la Tabla 2, las afiliaciones de los profesores son variadas (sector privado, administración y varias escuelas de ingeniería de caminos).

Algunos de los temas relacionados con equipos y trabajos geotécnicos especiales son comúnmente abordados por expertos de la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS), que añaden su experiencia profesional a los conceptos teóricos. Por otra parte, muchos profesores se ofrecen también como tutores o miembros de los tribunales que evalúan los trabajos de fin de máster.

2.5 *Desarrollo del curso y criterios de evaluación*

Al matricularse, los alumnos reciben documentación en formato electrónico para el desarrollo del curso, así como una serie de publicaciones y normativa técnica relevantes y enlaces adicionales.

Como parte de la evaluación, los alumnos realizan un examen al final de cada unidad temática (Tabla 1). Por otra parte, a los estudiantes se les proponen tareas, generalmente una por semana, de entrega y calificación individuales, aunque se incentiva la discusión entre los compañeros durante el proceso de resolución. También se proponen otras tareas más pegadas a la realidad profesional, con soluciones más abiertas, cuya resolución se realiza en grupos, a fin de promover habilidades de colaboración y el sentido crítico.

La calificación media del período lectivo es el resultado de ponderar la media de las calificaciones de los tres exámenes parciales, que se realizan al final de cada unidad, con las de las tareas antedichas. Dicha calificación media ha de ser de al menos un 5 para aprobarlo, requisito indispensable para poder elaborar el trabajo de fin de máster. Si el tribunal aprueba el trabajo

presentado, la calificación final resulta de afectar un 70 % la nota del periodo lectivo y un 30 % la nota del trabajo de fin de máster.

Tabla 2. Afiliaciones de los profesores que imparten clase en el máster.

Administración e institutos de propiedad gubernamental (60 %)
Laboratorio de Geotecnia (profesores principales, 45 %) + Laboratorio de Estructuras y Materiales (CEDEX)
Instituto Geológico y Minero de España (IGME)
Centro de Investigaciones Energéticas, Medioambientales y Tecnológicas (CIEMAT)
Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE)
Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana
Ministerio para la Transición Energética y el Reto Demográfico (Dirección General del Agua)
Confederación Hidrográfica del Ebro
Bundesanstalt für Materialforschung und -prufüng (BAM)
Contratistas y oficinas de ingeniería, 18%
Pertenecientes a AETESS: ~8%
Empresas: REPSOL, Ferrovial, Acciona, Arup, Euroestudios, Geobrugg ~8%
Consultores: Uriel & Asociados, Túneles y Asistencia Técnica (Tunelestat) 2%
Universidad (entre paréntesis nº de profesores) ~22%
Escuelas de Ingeniería Civil: Madrid (8); Santander (2); Barcelona (3); La Coruña (1); Granada (1); Valencia (1) *Otros:* Facultades de Geología: Madrid (1); Escuelas de Minas: Madrid (1); Vigo (1) *Escuelas de ingeniería en el extranjero:* University College of London (1); Texas A&M (1)
Aproximadamente 75 profesores en total; casi el 25 % de los profesores son exalumnos destacados.

3 UN MÁSTER DE GEOTECNIA EN EL CEDEX DE LARGA TRAYECTORIA

3.1 *Los orígenes*

El verdadero germen del máster data de 1965; fue el denominado "Curso de Especialización en Transporte y Mecánica de Suelos para Ingenieros Latinoamericanos", realizado en el Laboratorio de Transporte y Mecánica de Suelos del CEDEX (el actual Laboratorio de Geotecnia), con la colaboración del Instituto de Cultura Hispánica y la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en Madrid. Partiendo de aquella experiencia, en el año 1982 el profesor D. José Antonio Jiménez Salas, auténtico pionero de la geotecnia en España, concibió y fundó el Curso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, orientado fundamentalmente a postgraduados iberoamericanos para contribuir a la promoción del desarrollo técnico en aquellos países. En la Figura 2 se muestra una fotografía de la 5ª edición en 1986. Téngase en cuenta que pocos años antes (entre 1975 y 1980) se acababan de publicar, coordinados por él, todos los tomos del libro "Geotecnia y Cimientos" en la editorial Rueda, una obra casi enciclopédica, y escrito por un nutrido grupo de ingenieros más jóvenes, discípulos suyos, que siguieron su estela y formaron parte del cuadro inicial de profesores del curso.

Al leer las notas biográficas del Prof. Jiménez Salas en el libro homenaje de sus epígonos (SEMSIG, 2000), el número especial de la Revista de Obras Públicas (ROP, 2016), así como en el homenaje celebrado en la Real Academia de Ciencias con motivo de su centenario, se evidencia su devoción por la educación. Su prestigio internacional, sus extraordinarias habilidades docentes y el grupo altamente cualificado de compañeros investigadores que le asistieron, desde la Escuela y el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, llevaron a la difusión del curso en los países de afinidad lingüística.

3.2 *De la escuela de Caminos al CEDEX*

Tras su etapa germinal en la Escuela de Caminos, el VI Curso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (1988) se trasladó definitivamente, y de modo ininterrumpido hasta la fecha, al CEDEX, encomendándose la dirección del curso al director del Laboratorio de Geotecnia, en esa época el Prof. Carlos Oteo. En la figura 3 se muestra una fotografía de la sesión de apertura de la 6º edición en 1988. Cabe destacar que en el año 1987 no se celebró el curso.



Figura 2. Estudiantes y coordinadores del quinto Curso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (1986). Esta fue la última edición que se celebró en la Escuela de Caminos de Madrid.



Figura 3. Sesión de bienvenida a la 6ª edición del curso ya en una de las aulas del CEDEX (1988). De izquierda a derecha, Sr. Marcelo Rodríguez (CETA); Prof. Jiménez Salas; Sra. Isabel Vilches (CETA); Prof. A. Serrano (director del CETA); Prof. Carlos Oteo (Director del Laboratorio de Geotecnia).

3.3 *Conversión en Máster y vinculación con la Universidad*

A partir del año 2000, bajo dirección del Dr. Vicente Cuéllar, a raíz de la ampliación de su carga docente (de 3,5 a 5 meses de duración), y con un cuadro de profesores sin parangón en lengua española, el curso adquirió la categoría de máster, atrayendo cada vez más la atención de los graduados españoles, en un contexto de prosperidad y crecimiento de la actividad en la construcción.

Con la llegada del proceso de Bolonia, el CEDEX unió fuerzas en 2009 con la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) para hacer evolucionar un curso, ya muy maduro, hacia un máster universitario de título propio (60 créditos ECTS), con la denominación de Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, siendo obligatoria desde entonces la defensa de un trabajo de fin de máster. En la edición de 2012 el máster se trasladó a la UNED como universidad de acogida, manteniendo todos sus estándares y estructura.

La Tabla 3 resume las características clave de la evolución del Máster, así como los sucesivos directores y coordinadores.

La Figura 4 muestra cuatro de las promociones (de 1992, 2002, 2012 y 2022) de cuatro décadas diferentes.

3.4 *El paso de fase presencial a telemática*

A mediados de marzo de 2020, con motivo del estado de alarma que se decretó por la irrupción de la pandemia de coronavirus, y con la conformidad de los alumnos y del profesorado, se decidió continuar las clases de forma telemática, y, dado que el estado de alarma se prolongó en varias ocasiones, el periodo lectivo se hubo de completar en este formato.

La experiencia vivida provocó un cambio radical en la gestión y organización del máster, de forma que la 39ª edición del año 2021, también teniendo en cuenta las incertidumbres de tipo sanitario, ya se realizó con el nuevo formato con los tres periodos descritos en los epígrafes anteriores incluidas las actividades presenciales en el mes de octubre (Figura 5). El siguiente curso 2022 y el actual 2023 ya se han celebrado de esta forma mixta telemática y presencial con resultados altamente satisfactorios.

Tabla 3. Resumen de la evolución del curso-máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

	Curso en la UPM	**Curso en el CEDEX**		**Máster**	**Máster 60 ECTS**		
Años	1982-1987	1988-1997	1998-1999	2000-2008	2009-2011	2012-2016	2017-2022
Director	J.A. Jiménez Salas	C. Oteo (Hasta 1997)	V. Cuéllar	V. Cuéllar (Hasta 2006) F. Pardo de Santayana	F. Pardo de Santayana	F. Pardo de Santayana	F. Pardo de Santayana
Coordinador	C. Oteo	F. Pardo de Santayana (Hasta 1992) J.C. de Cea	J. Sáez	J. Sáez (Hasta 2006) J. Estaire A. Perucho	J. Estaire A. Perucho	E. Asanza J. González Gallego	E. Asanza J. A. Díez C. Higuera (Hasta 2018)
Lugar de celebración	Escuela de Ingenieros de Caminos. (UPM)	Lab. Geotecnia CEDEX		Lab. Geotecnia CEDEX	Lab. Geotecnia CEDEX	Lab. Geotecnia CEDEX	Lab. Geotecnia CEDEX
Título	Curso (3 meses)	Curso (3,5 meses)		Máster (5 meses)	Máster 60 ECTS + Trabajo Fin de Máster	Máster 60 ECTS + Trabajo Fin de Máster	Máster 60 ECTS + Trabajo Fin de Máster
Papel de la universidad	Curso UPM	Colaboración UPM		Colaboración UPM	Máster UPM	Máster UNED	Máster UNED
Comentarios	Todos los alumnos proceden de Latinoamérica	Prácticas de Laboratorio aún en la Escuela de Caminos. Muy pocos alumnos españoles		Crece el interés entre los ingenieros españoles	~ 50 / 50 origen geográfico (extranjero /español)		



Figura 4. Fotografías de cuatro promociones: 1992, 2002, 2012 y 2022.

Durante la fase presencial en octubre, se organizan varias excursiones, incluido un viaje de prácticas de 5 días. Durante este viaje se visitan obras en curso con trabajos geotécnicos en una región de España, guiados por profesores involucrados en los mismos. El objetivo de estas excursiones es doble: ofrecer un verdadero contacto con la actividad geotécnica y las técnicas *in situ*; y fomentar la confraternización no solo entre los compañeros de clase, sino también con los profesionales y exalumnos que trabajan en diferentes obras y con los profesores. No hay que olvidar que se trata de un curso internacional con fuerte presencia de alumnos iberoamericanos que enriquece técnica y humanamente al grupo. En la Figura 6 se muestra el nº de alumnos por nacionalidades desde el curso de 1988. A pesar de los lazos culturales entre los países iberoamericanos, se encuentran marcadas diferencias de idiosincrasia, origen social y barreras entre los estudiantes.

En este sentido, la heterogeneidad entre compañeros es una fuente de aprendizaje adicional que surge espontáneamente al socializar entre ellos durante más de 6 meses. Así, en la Figura 7 se recogen algunos ejemplos de distintas actividades y experiencias que se desarrollan durante el periodo lectivo.

El aumento de la demanda de alumnos que quieren realizar el Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX/UNED, observado recientemente con la nueva adaptación al formato telemático (“telepresencial”, para ser más precisos), es la mejor prueba de la buena salud de este curso en el contexto actual.



Figura 5. Distintas actividades durante el curso de 2021.



Figura 6. Folleto de la 40ª edición y nacionalidades de los alumnos que han cursado el inicial Curso Internacional y posterior Máster desde el año 1988. La relación entre alumnos españoles y alumnos de otros países ronda el 45%.



Figura 7. Ejemplos de actividades y convivencias durante el máster. A) Visita al "Puente de la Constitución de 1812" (Cádiz); B) En el aula de clase (hasta el año 2019); C) En una cantera cercana al Monasterio de El Escorial, tras una práctica de mecánica de rocas en campo; D) Visita a un túnel de la línea de alta velocidad (AVE) en Galicia.

3.5 *Contexto económico en España a lo largo de los años y opciones educativas*

La Figura 8 muestra una línea de tiempo desde 1965 con hitos relevantes. El gráfico de fondo de color rojo muestra el consumo anual de cemento (106 toneladas) en España, a veces utilizado como referencia de la actividad en la industria de la construcción. El fuerte crecimiento y la posterior caída identifican la recesión económica que afectó a nivel mundial y que fue realmente grave con esta industria en España. Los nombres de las escuelas de ingeniería civil españolas más reconocidas están etiquetados sobre el gráfico de consumo de cemento, en una posición aproximada al año de la 1ª graduación. La parte inferior de la figura muestra las opciones educativas y de formación distintas a la de un título reglado por la universidad. Dos acontecimientos han alterado el equilibrio tradicional de las opciones universitarias: la llegada de los títulos de Ingeniería geológica a finales de los años 90; y la prosperidad incontrolada de los títulos de ingeniería civil como resultado del proceso de Bolonia.

Un curso de posgrado consolidado es un buen aliado para aquellos que deciden trabajar en el ámbito de la ingeniería civil. El Máster ha superado grandes dificultades en el pasado y todavía está lidiando con ellas. Sin embargo, en un mundo globalizado, cuando cualquier empresa geotécnica, española o iberoamericana, intenta abrir negocios en el extranjero, los antiguos alumnos del Máster son buenas opciones de contratación y liderazgo.

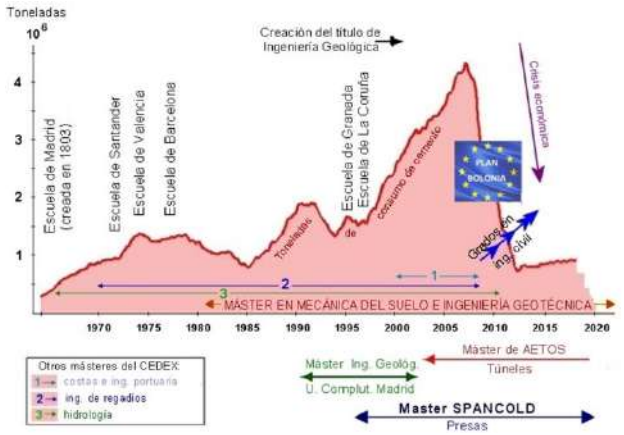


Figura 8. Una instantánea de la oferta educativa española de las últimas décadas en relación con el contexto económico.

4 CONCLUSIONES

En opinión de los autores, el aprendizaje y la docencia en este campo de la geotecnia conduce al éxito cuando se cuenta con un buen programa, una gran plantilla de profesores variados y un entorno internacional donde los estudiantes interactúan en grupo para superar el máster. Además, la heterogeneidad entre compañeros (edades, perspectivas, antecedentes profesionales, países, títulos, etc.), en un contexto global, es una fuente de aprendizaje sin igual que surge de forma desinteresada al compartir más de 6 meses de arduo trabajo. La variedad de especializaciones de los más de 75 profesores con que cuenta el máster es uno de los factores clave de su éxito, ya que proporciona a los alumnos tanto fundamentos teóricos como aplicabilidad al trabajo profesional diario. La diversidad geográfica de la procedencia de los alumnos hace que el curso contribuya sin duda a la consolidación de la comunidad geotécnica iberoamericana.

Finalmente, y dado que los escritos técnicos en español son fuertemente promovidos desde el comité académico del Máster como un medio de transmisión de conocimientos y para contrarrestar el uso innecesario de anglicismos, los autores perciben que el curso contribuye también al fortalecimiento de la terminología geotécnica e ingenieril entre la comunidad de habla hispana.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores están profundamente agradecidos a todos los profesores y organizaciones actuales y pasados que han contribuido con entusiasmo a este proyecto de larga duración que en el año 2022 alcanzó su 40ª edición. El profesorado hace que América y Europa parezcan estar más cerca de lo que físicamente están. Igualmente quieren manifestar a los exalumnos, nuestros colegas, el agradecimiento por sus aportaciones, compromiso y el trabajo de difusión del conocimiento.

6 REFERENCIAS

ROP. (2016) *Homenaje a José Antonio Jiménez Salas en el centenario de su nacimiento. Revista de Obras Públicas. Monográfico Nº 3573, febrero 2016.*

SEMSIG. (2000) *Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia en el año 2000. Ministerio de Fomento. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)*, págs: 363.

Flipped Learning- Estructuras geológicas efectos en las obras civiles

Flipped Learning- Geological structures effects on the civil structures

Silvina Echazú Lamas
Universidad Nacional de Salta, Facultad de Ingeniería, Argentina, sechazu@ hotmail.com

RESUMEN: Flipped Learning es un modelo pedagógico que transfiere la instrucción básica al "espacio individual", antes de impartirla en el "espacio" grupal. Este contenido básico es estudiado por los alumnos, antes de asistir a clase, con material aportado y curado por el profesor y luego convertir el aula en un espacio de aprendizaje dinámico e interactivo, donde el profesor es el mentor de los alumnos, mientras aplican lo que aprenden y se involucran en el objeto de estudio de forma creativa. Esta propuesta metodológica es aplicada en el tema estructuras geológicas, para que los alumnos sean capaces de analizar las principales estructuras geológicas que se originan por la deformación de la corteza terrestre que afectan la estabilidad y la permanencia de las estructuras civiles. Para ello, se requiere identificación de los parámetros y características de los macizos rocosos, realizar e interpretar representaciones en 3 dimensiones (maquetas) y ejemplos sencillos aplicando la simbología, la litología. El uso del aula invertida requiere también de las TIC (Videos, cuestionarios en líneas, etc.)

ABSTRACT: Flipped Learning is a pedagogical model which transfers the basic instruction to the individual space before giving it in the group space. This basic content is studied by the students before attending classes with material given and curated by the teacher. By doing so, the classroom is turned into a dynamic and interactive learning space, where the teacher becomes the students' mentor, while they apply what they learn and get involved in the object of study in a creative way. This methodological proposal is applied to the theme of Geological Structures, so that students are able to analize the main Geological Structures that originate from the deformation of the Earth's crust that affects the stability and permanence of civil structures through the identification of the parameters and characteristics of a rock mass, making and interpreting representations in three dimension mockups and simple examples applying the symbology, the lithology. Using the Flipped Classroom also requires the use of ICT (videos, online questionnaires, etc)

PALABRAS CLAVE: flipped learning - estructuras geológicas - aula invertida - TIC

KEYWORDS: flipped learning - geological structures - flipped classroom - ICT

1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo a CONFEDI (Confedi, 2006) el concepto de competencia "Competencia es la capacidad de articular eficazmente un conjunto de esquemas (estructuras mentales) y valores, permitiendo movilizar (poner a disposición) distintos saberes, en un determinado contexto con el fin de resolver situaciones profesionales". Es decir, el elemento central para desarrollar competencias pasa por la movilización, articulación e integración de los saberes conocer, hacer y ser, en un determinado contexto. Por otra parte, la implementación en el aula de metodologías activas permite al alumno desarrollar y potenciar dichas competencias. En este trabajo se presenta la implementación del método de Flipped Learning, como una alternativa de desafío para docentes y alumnos.

La asignatura Geotecnia I está diagramada en tres partes: la primera parte corresponde al reconocimiento de los minerales y rocas, la segunda parte corresponde a diferentes procesos endógenos y por último a procesos exógenos asociados a la geodinámica externa, que dan origen a los suelos (meteorización, erosión, procesos de remoción en masa). En este trabajo se desarrolla en la segunda parte donde se incluye el estudio de las estructuras geológicas, los macizos rocosos y el origen y el efecto de los sismos. Para esta segunda etapa se propone el siguiente resultado de aprendizaje (definido como lo que se espera que sepan los estudiantes y sean capaces de hacer al final de un cierto período de aprendizaje): Distinguir los diferentes procesos endógenos que afectan la estabilidad y la permanencia de las estructuras a través de la identificación de los parámetros y características de los macizos rocosos.

2 MÉTODOLOGIA

2.1 *Flipped Learning*

Flipped Learning es un modelo pedagógico que transfiere la instrucción directa del espacio grupal al individual. Para ello el contenido básico es estudiado en casa con material aportado por el profesor y el aula se convierte en un espacio de aprendizaje dinámico e interactivo, donde el profesor guía a los alumnos mientras aplican lo que aprenden y se involucran en el objeto de estudio de forma creativa. (Bergmann & Santiago, 2018)

Para comprender bien la definición de Flipped Learning es necesario destacar los siguientes términos (Santiago & Bergmann, 2018):

- Espacio individual: Actividades que los alumnos realizan solos, fuera del aula antes de asistir a clase sin la guía del profesor. También pueden realizarse dentro del aula.
- Espacio grupal: Actividades que los alumnos realizan dentro del aula con la presencia y guía del profesor. En este espacio hay muy poca o nada de exposición magistral. Flipped Learning no niega la importancia de la exposición, pero resalta la conveniencia de que sea reducida, no más del 20% del tiempo total de clase. El modelo da mucha importancia al espacio grupal y a su transformación en un espacio de aprendizaje activo mediante actividades centradas en el estudiante que promueva su participación e interacción con otros estudiantes y el profesor.

Esta separación de espacios permite al modelo Flipped Learning resolver el problema del excesivo consumo de tiempo de clase en

la transmisión de conocimientos que los estudiantes deben aprender. Esta mejora permite dedicar más tiempo de clase a metodologías alternativas centradas en el estudiante como:

- El aprendizaje activo.
- El aprendizaje social en grupos colaborativos.
- El aprendizaje inductivo (proyectos, problemas, estudios de caso, indagación, pensamiento crítico, instrucción entre pares) La transmisión a los estudiantes de la información a aprender se realiza por canales electrónicos y en tiempo no presencial (fuera de clase). Esto permite ahorrar mucho tiempo de clase que en la enseñanza tradicional se dedica a transmitir oralmente la información a aprender. Este tiempo de clase ahorrado puede ser utilizado en actividades en las que los estudiantes serán los protagonistas y aprenderán haciendo cosas con la información que les fue transmitida previamente.

2.1.1 *Pilares de Flipped Learning*

Una de las principales características del Flipped Learning es fomentar en todo momento el aprendizaje individual y progresivo del estudiante fuera del aula, haciéndolo más dinámico y atractivo a través de actividades interactivas. De este modo, el nivel de autonomía del estudiante es mayor, lo que le permite acceder al contenido y repasar la lección las veces que quiera, consiguiendo así una mejora en el rendimiento y en los resultados. (Bergmann & Aaron, 2012).

- "F" (Flexible Enviroment). Ambiente Flexible. Las aulas Flipped permiten una gran variedad de modos de aprendizaje; los profesores pueden reordenan físicamente el espacio de aprendizaje para dar cabida a la lección o unidad, lo que puede implicar trabajo en grupo o estudio independiente. Crean ambientes flexibles en los que los estudiantes eligen cuándo y dónde aprenden. Además, los educadores que invierten sus clases son flexibles en sus expectativas respecto al tiempo que los alumnos necesitan para su aprendizaje y a cómo son evaluados.
- "L" (Learning Culture). Cultura de aprendizaje. En una clase tradicional, el profesor es el protagonista. Con este pilar el estudiante se convierte en el centro de atención dentro del aula, donde participa activamente en la formación de su propio conocimiento y tiene la posibilidad de ser evaluar su aprendizaje de una manera que es personalmente significativa.
- "I" (Intentional Content). Contenido intencional. Este tercer pilar hace referencia a la necesidad de decidir qué es lo importante para el alumnado de una materia concreta y con qué materiales debería contar para construir su aprendizaje. Todo ello para maximizar el tiempo de clase con el fin de adoptar diversos métodos de enseñanza según el nivel educativo o la materia.
- "P" (Professional Educator). Educadores profesionales. Este pilar hace referencia al papel fundamental y más exigente del profesor en un aula invertida que en una tradicional, cuyo papel se transforma para observar, guiar y evaluar el trabajo del estudiante en tiempo real, reflexionar sobre su práctica, compartir y aprender de otros docentes o asumir roles menos visibles dentro del aula.

2.2 *Implementación del Aula invertida*

- Curso: 3er año de la Carrera de Ingeniería Civil.
- Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Salta.
- Asignatura: Geotecnia I (5 horas semanales).
- Tema 5: Estructuras geológicas.
- Contenido del programa: Estructuras geológicas. Esfuerzo y deformación. Presión confinante. Esfuerzos diferenciales. Tipos de deformación: elástica, plástica, ruptura. Determinación espacial; rumbo, buzamiento y dirección de buzamiento. Pliegues. Tipos de pliegues. Las fracturas: diaclasas. Fallas. Movimiento relativo. Clasificación geométrica. Diaclasas, clasificación geométrica. Familia de diaclasas. Sistema de diaclasas. Diaclasas abiertas y cerradas. Lajamiento. Su importancia en la estabilidad de las obras de ingeniería.
- Resultados de aprendizaje: Los alumnos serán capaces de:
  - Analizar las principales estructuras geológicas que se originan por la deformación de la corteza terrestre que afectan la estabilidad y la permanencia de las estructuras civiles a través de la identificación de los parámetros y características de los macizos rocosos.
  - Realizar e interpretar representaciones en 3 dimensiones (maquetas) y ejemplos sencillos aplicando la simbología, la litología y bibliografía del tema.
  - Participar y colaborar activamente en las tareas del equipo y fomentar la confianza, la cordialidad y la orientación a la tarea conjunta.
- Objetivo de la implementación:
  - Lograr una participación activa del alumno en clases a partir del rol docente de guía, facilitador y curador. (TAC tecnología del aprendizaje y el conocimiento)
  - Brindar un ambiente flexible para el aprendizaje autónomo.
  - Potenciar el trabajo en clases para el análisis e interpretación de conceptos de la Geología aplicados en la Ingeniería. (TEP tecnología del empoderamiento y participación).
  - Optimizar el uso de las TIC y la integración con la plataforma MOODLE.

2.2.1 *Planificación*

El material seleccionado está ajustado al perfil del alumno de ingeniería civil, dado que dicho tema corresponde a la Geología estructural que es una rama especifica de la Geología.

Este tema está directamente relacionado con los colapsos en las obras de ingeniería, considerando que la falta de conocimiento en las zonas de implantación de las mismas genera desastres humanos y económicos.

Los recursos utilizados por la cátedra se actualizan y evolucionan con las herramientas tecnológicas, desde las filminas en sus inicios hasta los actuales videos.

En particular, el archivo estructuras geológicas.ppt es el recurso utilizado en la clase magistral del modelo tradicional se adapta a un nuevo formato, siendo la base de los videos cortos (Video 1, Video 2, Video 3 -Scream) y como recurso de afianzamiento se realiza preguntas sencillas con Quizzbe, por ejemplo.

Posteriormente, este material es subido a la plataforma y se informa a los alumnos por medio de un aviso.

De acuerdo a la carga horaria de la asignatura se desarrollan dos clases presenciales en la semana:

- 1era clase: Conceptos y clasificaciones. Análisis de un caso real.
- 2da clase: Representaciones y ejercicios. Interpretaciones

Espacio individual

a) Tareas de aprendizaje a realizar en casa

El material será subido a la plataforma MOODLE, el que será estudiado y analizado por los alumnos:

- 1era clase

- Video 1: Introducción Esfuerzos y deformaciones https://youtu.be/07kX0NB37Tg
- Video 2: Pliegues https://youtu.be/wR-sJrsLrYE
- Video 3: Fallas y diaclasas https://youtu.be/YafPtZ-TbZk
- Archivo: Estructuras Geológicas.ppt https://drive.google.com/file/d/1n14TWIcYLWm3dRgOZXxn4yqu-4Hb5XcS/view?usp=sharing

- 2da clase
  - Video 4: Parámetros geométricos https://www.youtube.com/watch?v=LOxvCoSCFIo
  - Archivo: Parámetros geométricos https://drive.google.com/file/d/19jrEdsMn8mzO8GPTv9JXBD-OpvhxarIY/view?usp=sharing
  - Archivo: Trabajo practico- Ejercicios https://drive.google.com/file/d/1v1M9_wa0M8pc5ArBVyPpIkj8SC65yk6U/view?usp=share_link
  - Archivo: Simbología y maquetas https://drive.google.com/file/d/15dWmZyWwuG4Kk6x7fcDLAI_mGzS57kVj/view?usp=share_link
- Material didáctico para la 1era y 2da clase
  - Apuntes de clases https://drive.google.com/file/d/1Hwq6hLYkSGPvupCQz0fkg6WwU5TtKYaz/view?usp=sharing
  - Libro: Ciencias de la Tierra -Geología Física Tarbuck y Lutgens

b) Tareas de reflexión a realizar en casa

- 1era clase:
  - Responder las preguntas realizadas en los videos. Elaborar cuadros conceptuales asociados con las estructuras geológicas
  - Elaborar gráficos de cada estructura con sus elementos característicos
  - Realizar el listado de dudas y consultas al docente y reflexiones.
- 2da clase
  - Planteo de ejercicios propuestos en trabajo practico con la ayuda de los archivos adjuntados para el aprendizaje en casa.
  - Realizar el listado de dudas y consultas al docente y reflexiones

Espacio Grupal (actividades propuestas en clase (tiempo en minutos)

- 1era clase (2horas**)**
  - Cuestionario en línea (Quizbean, etc) 10
  - Organizar los grupos para ajustar los mapas conceptuales individuales. 10
  - Evacuación de dudas y consultas 10
  - Exposición por grupo 15
  - Trabajo de análisis: Búsqueda de casos reales en Internet de fallas de obras civiles relacionado por actividades de estructuras geológicas (Fallas, diaclasas)
    - Consigna: Indicar ubicación, causa, falla, daños observables 30
    - Exposición de grupos y elección de la mejor exposición(coevalución): 30
- 2da clase (3horas)
  - Cuestionario 10
  - Autocorrección de los ejercicios por grupos y presentación al resto de la clase. 60
  - El profesor es facilitador y guía y los alumnos se desarrollan las actividades propuestas.
  - De los ejercicios propuestos realizar una maqueta representativa en diferentes materiales (goma Eva, cartón, etc.) de cada estructura por grupo 90
  - Exposición y explicación de las maquetas por grupos -Elección de la mejor presentación y representación (coevalución) 20

2.2.2 *Criterios de evaluación*

Como criterio de evaluación se utilizan las rúbricas, tanto para la evaluación sumativa como formativa.

Por otra parte, se analizan las actividades individuales como las grupales. En las siguientes tablas se desarrollan las rúbricas:

Tabla 1. Evaluaciones sumativas. Presentación de Informe de 1era y 2da clase – Espacio Individual

	Principiante	**Básico**	**Autónomo**	**Avanzado**
Mapa conceptual	Poca información	Contiene información general	Omite detalles menores	Introducción completa, bien escrita
0.20	0.40	1.20	1.60	2.00
Clase 1: Trabajo de Análisis	No identifica las estructuras	Presenta aspectos generales del caso en estudio	Faltan algunos detalles	Presenta todos los Aspectos solicitados y amplia
0.20	0.40	1.20	1.60	2.00
Clase 2: Resolución de ejercicios	No identifica las estructuras No utiliza simbología ni litología	Identifica las estructuras utiliza simbología, litología en algunos casos	Identifica y grafica las algunas estructuras Utiliza simbología ni litología en algunos casos	Identifica y grafica correctamente las estructuras Utiliza simbología, y litología en todos los casos.
0.40	0.80	2.40	3.20	4.00
Conclusión	No responde	Conclusión limitada	Conclusión básica con poca precisión.	Conclusión clara y concisa
0.20	0.40	1.20	1.60	2.00
1.00	**2.00**	**6.00**	**8.00**	**10.00**

Tabla 2. Exposiciones y Maquetas - Espacio Grupal

	Principiante	**Básico**	**Autónomo**	**Avanzado**
Presentación breve en 1era clase	La presentación no resulta estructurada	La presentación no es fluida	La presentación es clara y la audiencia capta la exposición	Exposición clara utiliza términos específicos
0.30	0.60	1.80	2.40	3.00
Responde a las preguntas que se realizan	Se ajusta a lo solicitado	Las respuestas apoyan su presentación	Utiliza las preguntas para interesar a la audiencia	Retro-alimentación
0.20	0.40	1.20	1.60	2.00
Armado de maquetas	Simple sin detalles.	Elaboración de maquetas simple con algunos detalles	Elaboración con detalles litológicos	Explicación con detalles: elección de materiales y técnica
0.20	0.40	1.20	1.60	2.00
Explicación de la maqueta	No asocia lo representado con los conceptos de las estructuras geológicas	Identifica alguno de los elementos estructurales	Identifica de los elementos estructurales	Integra los conceptos teóricos con la representación de la maqueta-
0.30	0.60	1.80	2.40	3.00
1.00	**2.00**	**6.00**	**8.00**	**10.00**

En todos los casos se establece un mínimo de 60 puntos

Tabla 3. Trabajo colaborativo en equipos

	Básico	**Autónomo**	**Avanzado**
Realiza las tareas que se le asignan dentro del grupo.	Cumple parcialmente sus tareas.	En la calidad de la tarea aporta al equipo.	Aporta al trabajo del resto del equipo.
0.25	1.25	1.875	2.50
Participa de forma activa en los espacios compartiendo información y conocimientos.	Interviene a requerimiento del resto del grupo.	Es activo y se muestra participativo dentro del grupo.	Sus aportes son fundamentales para mejor calidad del trabajo.
0.25	1.25	1.875	2.50
Colabora en la organización y distribución de tareas	Se limita a aceptar la organización.	Participa en planificación, organización y distribución del trabajo.	Optimiza los recursos de los miembros.
0.25	1.25	1.875	2.50
Busca el consenso de acuerdo dentro del grupo	Le cuesta integrar sus objetivos personales con los del equipo.	Promueve la definición clara de objetivos y la integración del grupo.	Moviliza y cohesiona al grupo para lograr el mayor rendimiento.
0.25	1.25	1.875	2.50
1.00	**5.00**	**7.50**	**10.00**

2.2.3 *Ejemplos*

En esta sección se adjunta imágenes de las maquetas reali zadas por los alumnos. La ejecución de éstas requirió una demanda de tiempo adicional destinado a la asignatura.

Se destaca la interpretación, esmero de los trabajos de los alumnos que generaron material didáctico para las nuevas generaciones de estudiantes, como también la dedicación y la calidad en las terminaciones.



Figura 1. Braquianticlinal (realizado en plastilina y goma eva)

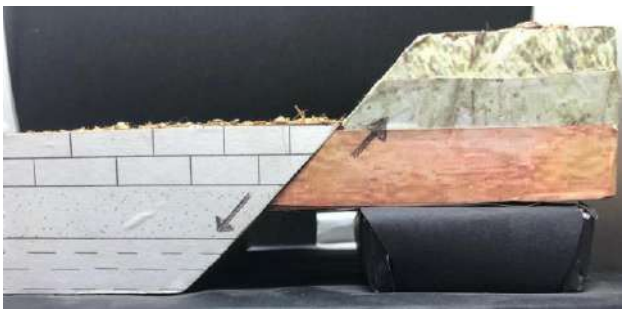


Figura 2. Falla directa. (realizada en madera y enmarcada en papeles)



Figura 3. Sucesión de pliegues (Anticlinal y sinclinal)

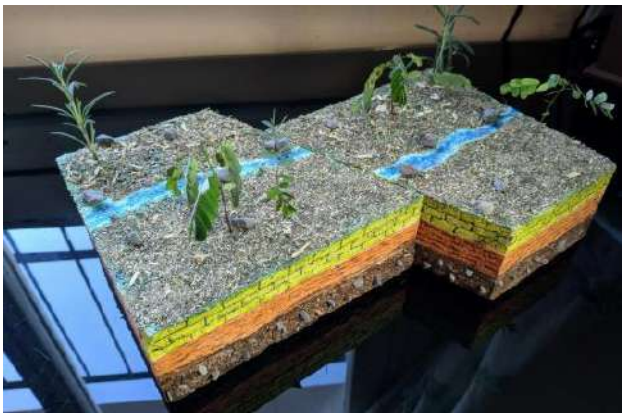


Figura 4. Falla transcurrente

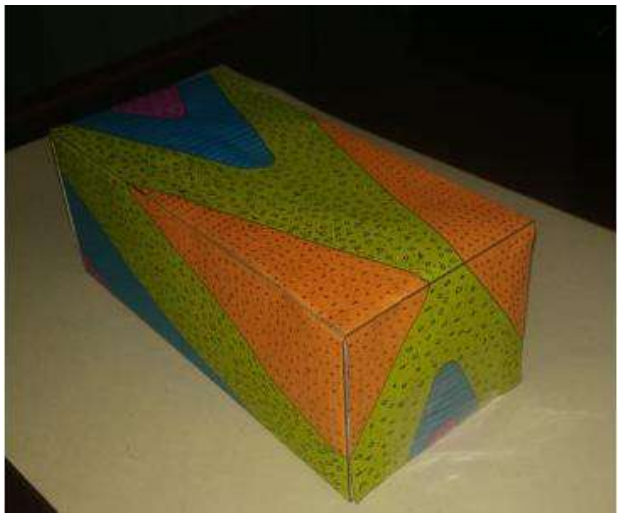


Figura 5. Sucesión de pliegues (Anticlinal y sinclinal buzantes)

2.2.4 *Evaluación de la implementación*

Esta instancia permite retroalimentar al docente: regular tiempo, mejorar la calidad del material aportado, en general el método propuesto.

Tabla 4. Impacto en la asignatura (enlace con Moodle) (participación activa)

	Ninguno	25%	50%	75%	100%
Alumnos que vieron el material					
Alumnos que respondieron los cuestionarios					
Alumnos que se adaptaron a la metodología					

Tabla 5. Encuesta de satisfacción a los alumnos (Recursos-Planificación)

Valoración: 1 malo - 5 excelente / Tiempo: poco 1 -mucho 5)

	1	2	3	4	5
Claridad del material					
Cantidad de material					
Duración de videos					
Duración de las actividades en la casa					
Organización de la clase sincrónica					
Sugerencias					

2.2.5 *Resultados*

Esta metodología se implementa desde el 2019, trabajando con grupos de alumnos entre 20 y 30 por cuatrimestre. En el año 2020, con el advenimiento de la pandemia, esta metodología fue de gran utilidad.

La realización de las maquetas permitió mayor interpret a- ción y entendimiento de este tema.

Los resultados, en general, son satisfactorios, y con los aportes de los alumnos se ajustaron algunos aspectos, en especial el tiempo de las actividades.

3 CONCLUSIONES

A partir de la implementación de esta metodología, se pue de concluir:

- las metodologías activas buscan el desarrollo constructivo a través del trabajo colaborativo
- las nuevas generaciones de alumnos requieren un modelo de enseñanza participativo y activo
- fortalece las competencias y habilidades de los estudiantes
- genera un cambio en la dinámica del aula permitiendo un aprendizaje interactivo, de comunicación entre los distintos actores
- el uso de las TIC proporciona una experiencia de aprendizaje autónomo y la flexibilidad del ambiente de estudio
- el docente requiere capacitación en las nuevas tecnologías para la generación del material tanto para la producción como la difusión.
- La implementación de este modelo requiere del docente un trabajo de planificación, producción y seguimiento
- en particular en este trabajo, la ejecución de las maquetas permite al alumno llevar a cabo una interpretación física y geométrica de un problema geológico.

4 REFERENCIAS

Bergmann J. and Sam's A. (2012) *Flip your classroom reach every student in every class, every day* Washington D.C.

Consejo Federal de Decanos de Ingeniería CONFEDI (2006) *Competencias genéricas. Desarrollo de competencias en la enseñanza de la ingeniería argentina".* Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan.

González de Vallejos (2005) Ingeniería Geológica. Pearson

Santiago R. y Bergmann J. (2018) *Aprender al reves, Flipped learning 3.0 y metodologías activas en el aula*. Paidos Educación.

Tarbuck E. y Lutgens F. (2000) *Ciencias de la Tierra – Geología Física*. Prentice Hall

Hacia un cambio de paradigma: aprendizaje centrado en el estudiante de Geotecnia de la facultad de Ingeniería - UNNE

Towards a paradigm shift: learning centered on the student of Geotechnics of the faculty of Engineering – UNNE

Guillermo Arce, Dante Bosch & **Ricardo Caballero**

Universidad Nacional del Nordeste, Facultad de Ingeniería – Departamento de Geociencias Aplicadas, Resistencia, Argentina, ricardocaballero23@gmail.com

RESUMEN: Actualmente, las carreras de Ingeniería civil de todo el país, se hallan en proceso de cambio curricular según los nuevos estándares de acreditación establecidos en la Resolución N° 1549/2021 del Ministerio de Educación, que pone énfasis en el desarrollo de competencias de egreso específicas y genéricas en los estudiantes. En este contexto, desde el año 2019, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste (UNNE), inició una serie de capacitaciones a los equipos docentes, de las que participaron integrantes de la cátedra de Geotecnia. Motivado por los desafíos de los inminentes cambios que los nuevos estándares implican, la cátedra de Geotecnia se propone, a partir del ciclo lectivo 2022, cambiar la práctica de dictado tradicional que tiene al docente como protagonista, a una estrategia de enseñanza centrada en el estudiante. En este sentido, se planteó la realización de un trabajo integrador, que los alumnos, trabajando en grupo, debían solucionar una situación-problema, con el objetivo de desarrollar habilidades propias de la práctica profesional del ingeniero. Para ello se elaboró una actividad que combinó análisis de gabinete, salida al campo y ensayos de laboratorio con producción colaborativa, escrita y exposición oral. Este trabajo tuvo un fuerte impacto en la formación de los alumnos pues permitió potenciar competencias específicas para la elaboración de un estudio geotécnico así como competencias genéricas de comunicación eficiente tanto oral como escrita.

ABSTRACT: Currently, civil engineering careers throughout the country are in the process of curricular change according to the new accreditation standards established by Resolution No. 1549/2021 of the Ministry of Education, which emphasizes the development of specific and generic graduation competencies in students. In this context, since 2019, the Faculty of Engineering of the Universidad Nacional del Nordeste (UNNE) began a series of training sessions for teaching teams, in which members of the Department of Geotechnics took part. Motivated by the challenges of the imminent changes that the new standards imply, the Chair of Geotechnics proposes, during the 2022 school year, to change the traditional dictation practice that has the teacher as the protagonist, to a teaching strategy centered on the student. In this sense, the realization of an integrative work was proposed, in which students, working in groups, had to solve a situation-problem, with the aim of developing skills of professional practice of the engineer. For this, it developed an activity that combined cabinet analysis, field trips and laboratory tests with collaborative, written production and oral presentation. This work had a strong impact on the training of students as it allowed them to improve specific skills for the preparation of a geotechnical study as well as generic competences for efficient communication, both oral and written.

PALABRAS CLAVE: aprendizaje centrado en el estudiante – geotecnia – geo-educación

KEYWORDS: student-centered learning - geotechnical engineering – geo-education.

1 INTRODUCCIÓN: LOS DESAFÍOS DE LA COMPLEJIDAD

Después de muchos años de trabajo del Consejo Federal de Decanos de Ingeniería de la República Argentina (CONFEDI) para consolidar los principales lineamientos de una propuesta educativa desde una perspectiva de formación por competencias y aprendizaje centrado en el estudiante, en la actualidad, las facultades de ingeniería de todo el país se hallan en proceso de cambio curricular según los nuevos estándares de acreditación establecidos en la Resolución N° 1549/2021 del Ministerio de Educación.

Una educación universitaria pública, que pueda influir en el estado y en el bienestar de la sociedad, supone la necesidad de potenciar internamente sus condiciones de generación de profesionales calificados y comprometidos con las transformaciones de la nación pero también mejorar sus capacidades como productora de conocimientos que nutren la construcción de nuevas formas de interacción con la sociedad en la compleja realidad actual, tal cual señala De Santos Souza 2007.

El ingeniero actual, enfrenta grandes problemáticas, que como señala la Organización de Naciones Unidas (ONU), están relacionadas con el cambio climático, la provisión de infraestructura de transporte, riego, energía y TIC, el tratamiento de los residuos sólidos y efluentes urbanos, la escasez de agua y de alimentos, la desigualdad económica y la seguridad social. Se suma a lo anterior, los nuevos paradigmas de la modernidad, como la globalización, las redes sociales, y la omnipresencia de las nuevas TIC. Esto demanda a la Universidad, la formación de profesionales, no sólo en saberes conceptuales, sino también en un importante número de competencias genéricas que atiendan las problemáticas de la sociedad, con actitud ética, crítica y considerando aspectos políticos, económicos, sociales, ambientales y culturales (CONFEDI 2016).

2 METODOLOGÍA: LA PROPUESTA DE MEDIACIÓN PEDAGÓGICA

2.1 *El abordaje conceptual para la toma de decisiones*

El Plan estratégico 2022-2025 del Programa para el desarrollo de la Naciones Unidas (PNUD) señala que, a nivel global, las desigualdades aumentan y debido la emergencia climática, la polarización política, los conflictos prolongados y los desplazamientos forzados, donde cada vez más personas enfrentan una pérdida en su calidad de vida sin distinción de fronteras geográficas y temporales. El futuro próximo se evidencia complejo e incierto y los desafíos de desarrollo humano, forman un mosaico de riesgos multidimensionales e interconectados que requieren soluciones sistémicas.

Como docentes universitarios, es menester preguntarnos cómo formar profesionales de ingeniería comprometidos para enfrentar los desafíos de las problemáticas emergentes y atender con éxito las demandas de la sociedad moderna. Sobre este particular, la Asociación Iberoamericana de Entidades de Enseñanza de la Ingeniería (ASIBEI 2016) destaca que el egresado debe ser un ingeniero global con pertinencia local, con sólidas bases científicas, técnicas, tecnológicas, culturales, y compromiso socio-ambiental, que le permitan identificar problemas y oportunidades del entorno para actuar de manera responsable y competente en cualquier escenario.

En su actuación profesional, un ingeniero identifica una situación-problema, concibe y diseña una solución. Pero normalmente, no cuenta con toda la información para hacerlo y tampoco tiene un conocimiento previo de la solución específica por lo que debe elaborarse sobre la marcha, a veces bajo la presión de la urgencia y sin disponer de todos los recursos para actuar.

La Universidad en su rol formativo más tradicional, provee los saberes académicos especializados, la teoría, los métodos probados y las técnicas y experiencias validadas para que el ingeniero tome decisiones, sin embargo, no siempre se ocupa del proceso de construcción de la autonomía y del criterio profesional que le permitan integrar una articulación oportuna de recursos cognitivos. El paradigma educativo más arraigado en la formación de los ingenieros, se basa en la enseñanza como simple esquema de transferencia de conocimientos que el alumno oportunamente sabrá abstraer, articular y aplicar eficazmente. Esta concepción ha ido perdiendo espacio en la realidad actual, que demanda un profesional, capaz de ejercer su profesión articulando en forma eficaz, un conjunto de saberes, para actuar en la complejidad de la realidad que lo rodea.

En este sentido, la educación por competencias viene a aportar un enfoque sistemático del conocer y del desarrollo de habilidades basado en el desempeño del estudiante frente funciones y prácticas específicas. Esta nueva perspectiva, que implica para el estudiante un proceso de aprendizaje situado en el contexto de actuaciones profesionales, merece un análisis conceptual en detalle. De allí que resulta importante revisar qué se entiende por una competencia. Según el CONFEDI 2016, es la capacidad de articular eficazmente un conjunto de estructuras mentales y valores, que permitan movilizar distintos saberes, en un determinado contexto con el fin de resolver situaciones profesionales. Reflexionando sobre los alcances del término competencia, Kowalski2019 señala, que los problemas profesionales implican situaciones complejas contextualizadas y que una competencia se demuestra a través de la actuación y que se actúa enfrentándose a la situación. Es, precisamente durante esta actuación, que se movilizan y articulan diversos saberes o recursos.

También Le Boterf citado por Perrenoud 2007, define una competencia como la capacidad de movilizar todo tipo de recursos cognitivos, entre los que se encuentran informaciones y saberes, que a menudo, debe hacerse ante una situación urgente, y con incertidumbre, por la falta de datos completos o fiables.

Otro concepto asociado a este paradigma educativo, es el aprendizaje centrado en el estudiante (ACE), que se basa en la participación activa del estudiante en su proceso formativo. Castillo & Cabrerizo 2005, consideran que conducir a los alumnos a una actitud pasiva durante el dictado de clases, no generará en ellos el interés por lo que están aprendiendo. Por otra parte, Cukierman 2018, destaca que el ACE permite al estudiante tener mayor autonomía durante el tiempo de aprendizaje y le permite consolidar el desarrollo de competencias, así como el pensamiento crítico, el trabajo colaborativo, aprendizaje autónomo y autorregulado, entre otras. En el mismo sentido, Lopez Pastor 2009, señala que esta metodología tiene como propósito conseguir que los alumnos logren unos modos de hacer (manejar herramientas, situaciones) ser (dirigir, coordinar), de decidir y valorar cercanos a su futuro ejercicio profesional.

En síntesis, la complejidad y vertiginosa velocidad de los cambios de los tiempos actuales, afecta la educación superior, y demanda cambios sustantivos en las estrategias pedagógicas tradicionales para dotar al profesional de ingeniería, de las capacidades disciplinares y actitudinales que le permitan responder con compromiso a los nuevos desafíos.

2.2 *La asignatura: Contexto y metas*

Geotecnia es una materia obligatoria de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería – UNNE. Se dicta durante el 1º cuatrimestre del 3º año de dicha carrera. Se cuenta con un laboratorio para el análisis de propiedades de rocas y suelos y un aula virtual como apoyo a las clases presenciales, en la plataforma "Moodle" del Programa UNNE Virtual. Usualmente, cursan alrededor de 70 alumnos, con buen manejo de TIC y adecuado equipamiento informático como notebook o teléfono móvil. Se cuenta con material didáctico digital y videos con explicaciones de los docentes de todos los contenidos teóricos y prácticos del curso. El equipo docente cuenta con formación y experiencia en propuestas educativas virtuales y capacitación específica en formación por competencias.

Como resultado de las capacitaciones docentes se pudieron determinar los objetos de conocimiento particulares de la asignatura: rocas, suelos, estudios geotécnicos y estructuras geotécnicas. Además se establecieron las metas de la materia, con base en la formulación de Resultados de aprendizaje: Caracterizar las rocas, con la finalidad de abordar problemas básicos de ingeniería geotécnica a través del estudio de sus propiedades físicas, aplicando métodos experimentales, empíricos y analíticos; Caracterizar los suelos, con la finalidad de abordar problemas básicos de ingeniería geotécnica aplicando métodos experimentales, empíricos y analíticos; Realizar estudios geotécnicos básicos que sirvan para proyectos de obras civiles aplicando métodos tradicionales de análisis geotécnicos y nuevas tecnologías; Analizar estructuras geotécnicas con el fin de evaluar su estabilidad, empleando métodos empíricos y analíticos validados por la geotecnia; y Desarrollar habilidades de comunicación efectiva con el fin de elaborar y presentar un informe geotécnico aplicando técnicas de trabajo colaborativo.

Es importante destacar que el estudio geotécnico se considera el objeto de conocimiento central de la asignatura, pues abarca y articula los otros. De allí que el Resultado de aprendizaje relacionado con éste, se constituye en una meta principal, pues tributa a una competencia específica establecida en el Libro Rojo del CONFEDI, para el profesional de ingeniería civil.

2.3 *Propiciando cambios ¿Qué metodología de enseñanza elegimos?*

Cambiar el paradigma de enseñanza centrada en el docente resulta desafiante, porque se requiere cambiar su rol tradicional y pasar a ser facilitadores del proceso. Esta resistencia se basa en la lógica de asumir que es el educador quien debe trasmitir su experticia, por lo que la migración a un nuevo enfoque es un camino muy largo, difícil y tortuoso (López 2007)

Para iniciar cambios en nuestras prácticas docentes, debíamos responder algunas preguntas ¿Qué pautas tenemos en cuenta en la mediación pedagógica?, ¿Qué actividades comprenden una mayor participación de los alumnos? ¿Cuáles prácticas articulan, a la vez, competencias específicas y genéricas? ¿Cómo movilizamos capacidades en los estudiantes para la resolución de problemáticas geotécnicas de ingeniería civil?

Con el bagaje conceptual incorporado a través de diversas capacitaciones, el equipo docente de Geotecnia diseña una estrategia pedagógica que corre a docentes y estudiantes de sus roles tradicionales. Se parte de los criterios básicos de la formación por competencias y el paradigma de aprendizaje

basado en proyectos que implican actividades del estudiante en situaciones que simulan una actuación profesional.

Después de una exhaustiva reflexión y debate al interior del equipo docente, resultó claro que debíamos enseñar a elaborar un Estudio Geotécnico, pues permite, durante su diseño y elaboración, abarcar aspectos conceptuales centrales de la asignatura a la vez que posibilita la práctica y evaluación de competencias actitudinales. Por lo que se decidió articular todas las actividades del curso alrededor de este objetivo. Asimismo, se definieron lineamientos para lograr una participación activa de los estudiantes en su proceso formativo, y una mayor carga horaria de actividades áulicas presenciales de los alumnos con acompañamiento de los docentes de manera de posibilitar devoluciones oportunas y graduales, para lograr las metas del curso. Cabe aclarar que esta experiencia de actividades centradas en el estudiante y evaluación de competencias genéricas se realiza con un programa vigente, diseñado por contenidos.

2.4 *Incertidumbres y certezas*

Con las premisas anteriores, se avanzó en la planificación de las actividades con un aceptable porcentaje de certezas pues se recurrió a actividades y materiales didácticos probados en anteriores cursados presenciales. Sin embargo, se evidenciaban algunas incertidumbres relacionadas con la adecuada articulación entre actividades en un único trabajo integrador, la temporización invertida de los roles, la gradualidad necesaria para que los alumnos pudieran lograr autonomía en habilidades procedimentales y actitudinales, el sistema de evaluación más adecuado para las competencias genéricas.

Como estrategia didáctica se propusieron actividades presenciales con presencia del equipo docente y otras autónomas con apoyatura de un aula virtual.

2.5 *El Trabajo práctico integrador: La articulación de saberes*

Con el fin de desarrollar competencias profesionales específicas, se propuso a los alumnos elaborar en forma grupal, un informe geotécnico de un proyecto de obra civil planteado por la cátedra. Este informe geotécnico debía ser entregado a través del aula virtual, y cada grupo de alumnos debía realizar una exposición oral de los aspectos más relevantes del mismo. En el diseño de esta actividad práctica se integraron distintos ejes cognitivos y habilidades actitudinales, socio-ambientales y tecnológicas. Se buscó articular el conjunto de saberes conceptuales abordados a lo largo del curso, con apoyo de saberes procedimentales específicos de los ensayos de campo y laboratorio para el estudio de materiales. Además, se incorporaron saberes actitudinales y uso de nuevas tecnologías en el relevamiento y estudio del emplazamiento de la obra civil.

El eje cognitivo conceptual se basó en clases teórico-prácticas para desarrollar aspectos clave de la geotecnia. Se complementa lo anterior con el eje cognitivo procedimental, que se desarrolló a través de la realización de ensayos de campo y de laboratorio. Todo lo anterior se llevó a cabo a través de una guía didáctica que los alumnos debían investigar, responder y exponer en forma grupal con ayuda de presentaciones digitales (Figura 1).



Figura 1. Exposición grupal de Guía didáctica.

Además debían elaborar un informe escrito siguiendo un formato preestablecido por la cátedra. Es precisamente en las actividades de presentación de los estudios que se integra el eje actitudinal ya que se utilizaron las mismas para desarrollar habilidades de comunicación eficiente oral y escrita, compromiso con las consignas y respeto de formatos y tiempos de entrega, así como las relacionadas con el trabajo en equipo y las tecnológicas de utilización de programas para producción de presentaciones y elaboración de gráficas, mapas y videos cortos.

Por otra parte, con el objetivo de movilizar competencias tecnológicas y socio ambientales, se organizó una actividad extra áulica de salida al campo, para relevar la zona de estudio. Ésta se actividad se organizó como un proyecto intercátedra con otras asignaturas: Fotointerpretación y Educación ambiental, ambas del Departamento de Geociencias Aplicadas. La misma fue diseñada para aproximar a los estudiantes a situaciones de exploración del terreno utilizando técnicas tradicionales y nuevas tecnologías. La interacción con la cátedra de Fotointerpretación facilitó el acceso al relevamiento del terreno utilizando un dron (Figura 2).



Figura 2. Salida al campo. Proyecto intercátedra. Relevamiento con dron

Las imágenes obtenidas fueron procesadas por los alumnos de dicha cátedra, para ser luego utilizadas en la elaboración del informe geotécnico del sitio. La interacción con la cátedra de Educación ambiental, posibilitó a los alumnos revisar los aspectos relacionados con la responsabilidad ética y compromiso social con el ambiente. Para lo cual debieron responder un cuestionario google en el sitio de estudio, utilizando sus teléfonos móviles, para después debatir conceptos socio- ambientales de la obra civil. Además, respecto de los aspectos disciplinares de la geotecnia, tomaron de muestras de suelo, sobre las que se realizaron ensayos de campo sencillos como primera aproximación a su clasificación (Figura 3).



Figura 3. Toma de muestra en la salida de campo.

Luego se prepararon las muestras para ser ensayados a posteriori en el laboratorio (Figura 4).



Figura 4. Salid del campo. Preparación de muestras para laboratorio

En cuanto a la temporización, las actividades se diseñaron para que el equipo docente utilizara una hora para la presentación de cada tema del programa y el resto del tiempo se asignó a los estudiantes para estudiar, resolver y exponer sus análisis en forma grupal. Además, se estimó un mínimo de cuatro horas semanales de estudio autónomo.

2.6 *Los desafíos del cambio de paradigma educativo*

El entramado transversal de los distintos ejes cognitivos, resultó ser un proyecto desafiante para el equipo docente en varios sentidos: Exigió la adecuación de la clase magistral para lograr comunicar con precisión los aspectos más relevantes de cada tema en un tiempo muy acotado. Otro aspecto que demandó un seguimiento especial fue el tiempo de participación y debate de los alumnos para que todos los grupos pudieran practicar y desarrollar actitudes de comunicación y trabajo colaborativo. Una mención especial merece el hecho que para poder realizar devoluciones e intervenciones oportunas, todo el equipo docente debió estar presente el 100% de las actividades propuestas, lo que vino a modificar el formato tradicional de participación en solo algunos temas específicos. Además, las presentaciones semanales de los estudiantes, requirieron devoluciones formativas para el desarrollo gradual de competencias, por lo que se debió elaborar un conjunto de criterios de evaluación y una grilla que permitiera al equipo docente una adecuada comunicación de sus valoraciones. Un aspecto importante, fue la formulación de pautas y criterios de evaluación de las competencias actitudinales que se pretendía lograr.

Por último, sumó dificultades, el hecho de articular actividades con otras cátedras y grupos de alumnos de distinto nivel, pues insumió una importante carga de trabajo para la planificación e implementación del proyecto extra áulico por vías administrativas.

2.7 *¿Qué y cómo evaluamos?*

Se diseñó un sistema de evaluación del Trabajo Práctico integrado en dos instancias: Una etapa de evaluaciones formativas en las que los alumnos tuvieran tiempo de practicar y apropiarse de los saberes actuando en el mismo contexto en el que serían evaluados: En forma grupal, con participación de todos los integrantes en la exposición de la guía de estudio, utilizando programas de presentación, cañón, pantalla y puntero laser y con un tiempo acotado para la realización de la actividad. Esta instancia también posibilitó a los docentes realizar intervenciones oportunas durante las prácticas situadas según los criterios de evaluación establecidos, los que fueron debidamente explicados a los estudiantes.

Además, se dispuso otro momento de evaluación sumativa necesaria para la acreditación del curso. Para esta etapa la cátedra propone evaluar el Trabajo integrador de manera grupal, tanto en su dimensión escrita como en la presentación oral. Se formulan criterios que abarquen aspectos conceptuales, procedimentales y actitudinales. Para responder a qué evaluamos, es necesario hablar de los criterios establecidos por la cátedra para el proceso de evaluación por competencias. Entre los criterios conceptuales podemos nombrar: argumentación de conclusiones, justificación de los criterios adoptados, manejo de vocabulario técnico, precisión en el diagnóstico de características. Los criterios procedimentales: manejo de herramientas y procedimientos de análisis, elaboración representaciones gráficas, organización y claridad de las producciones. Criterios actitudinales: respeto a formatos y tiempos, calidad académica de producciones, grado de completamiento de consignas, uso de la bibliografía recomendada, eficiente comunicación oral y escrita.

Con estos criterios, se confeccionó una grilla de devolución, indicando el nivel alcanzado, los aspectos a destacar de la tarea y las recomendaciones para mejorar.

Un último aspecto a destacar del sistema adoptado, es la introducción a manera de prueba piloto de la coevaluación entre estudiantes. Si bien, las devoluciones en esta oportunidad no tuvieron estatus de acreditación, la idea era explorar la posibilidad, medir tiempos requeridos para esta actividad, observar la participación de los estudiantes y el grado de compromiso con las devoluciones, para utilizarla en futuras estrategias docentes. De las actuaciones observadas, nos sorprendió gratamente, lo serio y criterioso de las devoluciones. Un resultado natural aunque inesperado de esta actividad fue que los estudiantes evaluados justificaban sus decisiones y explicaban los criterios adoptados.

2.8 *Percepciones sobre la metodología elegida*

Durante el cursado se observó un avance gradual así como una significativa mejora de los informes escritos, las explicaciones orales y los debates sobre criterios adoptados y conclusiones a las que se arriban después de varias participaciones de los alumnos y devoluciones por parte del equipo docente. La apropiación de actitudes profesionales de manera similar a los saberes conceptuales o procedimentales se efectiviza mejor con una práctica continua, actuada y situada, en el rol de ser ingeniero.

Por otra parte, una vez finalizadas todas las actividades previstas, se realizó una encuesta a los alumnos sobre propuesta didáctica y las competencias trabajadas durante el curso. Se consultó sobre el impacto de la modalidad de aprendizaje centrado en el estudiante, el 91% de los estudiantes opinó que mejoró su formación. Otra pregunta buscaba indagar sobre a cuáles competencias genéricas contribuyeron las actividades propuestas durante el cursado: en primer lugar se ubicó la competencia de comunicación eficiente con un 91 %, en segundo lugar el trabajo en equipo con 88 %, y en tercer lugar se ubicó la competencia de estudio autónomo con un 72 %.También resultaba importante para el equipo docente conocer la opinión de los estudiantes respecto de la cuáles fueron las actividades que más contribuyeron a su proceso formativo, en primer lugar se ubicaron los ensayos de laboratorio con un 97 %, la exposición grupal semanal y el trabajo práctico integrador se ubicaron en segundo lugar con un 94% cada uno. Estos elevados porcentajes cercanos al 100% de los cursantes, hablan del amplio grado de aceptación de los estudiantes a la modalidad y metodología adoptada por la cátedra, en pos de lograr competencias específicas y genéricas.

2.9 *Las devoluciones de los alumnos sobre nuestra propuesta*

En la encuesta realizada a los alumnos, se les requirió además nos indicarán aspectos a destacar de la mediación pedagógica así como recomendaciones que nos ayudarán a mejorar. En cuanto a las recomendaciones de mejora, la mayoría de los estudiantes señaló a la temporización: El tiempo asignado a la clase magistral y explicaciones de los temas; el tiempo para la realización de trabajos y exposición, y el tiempo de trabajo autónomo. En todos los casos lo encontraban escueto. En lo relacionado con los beneficios auto percibidos: la mayoría de los estudiantes indicó la actuación situada en la práctica profesional: Las exposiciones que mejoraron su confianza y habilidades de comunicación, el desarrollo de pensamiento crítico al poder analizar y debatir conceptos y procedimientos, las habilidades de organización y disciplina para desarrollar el estudio autónomo.

3 CONCLUSIONES: REFLEXIONES SOBRE EL CAMINO RECORRIDO

La propuesta de mediación pedagógica adoptada por la cátedra, tuvo como idea fuerza central la realización de un conjunto de actividades que mueve a los estudiantes de su zona de confort, de su rol tradicional poco participativo, para que abandonen su oficio de alumno y puedan emprender el camino de ser protagonistas de su propio proceso formativo con base en la práctica de actuaciones profesionales.

Fuera de los muros de la Academia, acontecen cambios que demandan de la Universidad innovaciones en las prácticas docentes y en estrategias pedagógicas que promuevan la formación de profesionales de ingeniería competentes y comprometidos con la sociedad y los requerimientos del complejo futuro próximo de la humanidad.

Si bien estamos satisfechos con las estrategias utilizadas, creemos que pueden perfeccionarse. Algunos aspectos que aún debemos trabajar: Diseñar un nuevo programa de la asignatura, que se estructure sobre las competencias que se buscan que el alumno adquiera. Elaborar una serie de pautas que orienten a los alumnos en el desarrollo de competencias comunicación eficiente y trabajo en equipo. Destacar la relevancia de conceptos, procedimientos y actuaciones realizadas por los alumnos en su futuro desempeño profesional. Estimar los tiempos asignados a las actividades de los alumnos, con base en la medición y evaluación durante las experiencias de cursadas previas.

Entre los logros alcanzados con la nueva propuesta consideramos importante señalar: La mayoría de los estudiantes estimó que las actividades planificadas mejoraron su formación pues facilitaron la práctica de saberes profesionales en la actuación. Las actividades semanales planificadas posibilitaron la exposición y discusión de problemas abiertos y tuvieron un impacto altamente positivo en las habilidades de comunicación y trabajo en equipo de los alumnos. El Trabajo Práctico Integrador logró promover la movilización de saberes tras el objetivo de la competencia profesional de elaborar un informe geotécnico. Permitió a los estudiantes reconocer y analizar una problemática combinando técnicas tradicionales y nuevas tecnologías para proponer soluciones y recomendaciones.

Como reflexión final, podemos decir que la trayectoria a lo largo del cursado tuvo altas y bajas y fue sobre todo desafiante por la incertidumbre que ocasiona el alejarse de las prácticas tradicionales, nos queda sin embargo la satisfacción haber concretado aprendizajes significativos en la formación de los estudiantes, no sólo desde nuestra perspectiva sino desde la propia percepción de los alumnos.

4 REFERENCIAS

Castillo, S. y Cabrerizo, J. C. (2005). *Formación del Profesorado en Educación Superior: DesarrolloCurricular y Evaluación (Vol. II)*. McGraw-Hill Interamericana. España.

CONFEDI. (2018). *Propuesta de Estándares de Segunda Generación para la Acreditación de Carreras de Ingeniería en la República Argentina: Libro Rojo de CONFEDI*. CONFEDI. Rosario. Argentina.

CONFEDI y Giordano Lerena, R. (2016). *Competencias y Perfil del Ingeniero Iberoamericano, Formación de Profesores y Desarrollo Tecnológico e Innovación (Documentos Plan Estratégico ASIBEI)*. Bogotá. Colombia.

Cukierman, U. (2018). *Aprendizaje centrado en el estudiante: un enfoque imprescindible para la educación en ingeniería.* https://www.academia.edu/37040716/Aprendizaje_centrado_en_el_estudiante_un_enfoque_imprescindible_para_la_educaci%C3%B3n_en_ingenier%C3%ADa

De Santos Souza, B (2007) *La Universidad en el siglo XXI. Para una reforma democrática y emancipatoria de la Universidad.* Cides-Umsa, Asdi y Plural editores. La Paz. Bolivia.

Kowalski V. et Al. (2019) *Serie Materiales de Apoyo Curso de Posgrado: Formación por Competencias, Aprendizaje Centrado en el Estudiante y Estándares de Acreditación de Segunda Generación para Ingeniería. Primer Documento ¿Qué debemos cambiar para orientarnos a un enfoque basado en Competencias?* Universidad Nacional de Misiones. Posadas. Argentina.

López Pastor, V (2009) *Evaluación formativa y compartida en Educación Superior: Propuestas, técnicas, instrumentos y experiencias.* Narcea SA de ediciones. Madrid. España.

López, F. (2007). *Metodología Participativa en la Enseñanza Universitaria*. Narcea. Madrid. España.

Perrenoud, P. (2007). Desarrollar la práctica reflexiva en el oficio de enseñar: Profesionalización y razón pedagógica (Cuarta ed.). Graó. Barcelona. España.

Naciones Unidas. Objetivos de Desarrollo Sostenible. https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/sustainable-development-goals/

Empleo del aprendizaje basado en problemas en ingeniería civil - educación geotécnica: desafío del suelo reforzado mecánicamente

Using problem-based learning in civil engineering - geotechnical education: mechanically reinforced soil challenge

Paulo Evson Soares da Silva
Instituto Federal de Alagoas, estudiante, Brasil, pess3@aluno.ifal.edu.br

Danúbia Teixeira Silva
Instituto Federal de Alagoas, docente, Brasil.

RESUMEN: Conocido como Aprendizaje Basado en Problemas (ABP), diferenciándose del método expositivo de la enseñanza tradicional, presenta un problema o desafío específico, lo que implica que los alumnos elaboren metodologías que sirvan de resolución para esta actividad, abriendo espacio para el desarrollo personal y profesional, desarrollo de habilidades relativas al pensamiento crítico, trabajo en equipo y resolución de problemas. Durante la Primera Semana de Ingeniería del Instituto Federal de Alagoas, Campus Palmeira dos Índios, se llevó a cabo el desafío del suelo reforzado mecánicamente, donde los estudiantes fueron desafiados a practicar el montaje de una estructura de tierra reforzada. Con base en esta técnica, el problema propuesto para la competición fue la creación de una estructura de suelo reforzada mecánicamente, donde cada equipo tuvo la misma disponibilidad de material incluyendo algunas tiras de papel que configurarían la resistencia y tensión de la estructura, determinando como equipo ganador le estructura que resista la mayor carga, como criterio de desempate el tiempo y la cantidad de tiras de papel utilizadas. En este reto, los alumnos tuvieron la oportunidad de vincular en la práctica los conocimientos adquiridos en el aula, además de visualizar de forma amplia los principales efectos de los geosintéticos en los movimientos de tierras, la importancia de la aplicación y el control de calidad sobre la ejecución, la comunicación y el trabajo en equipo.

ABSTRACT: Known as Problem Based Learning (PBL), differing from the expository method of traditional teaching, it presents a specific problem or challenge, which implies that students develop methodologies that serve as a resolution for this activity, opening space for personal and professional development, development of skills related to critical thinking, teamwork and problem solving. During the First Week of Engineering of the Federal Institute of Alagoas, Campus Palmeira dos Índios, the mechanically reinforced soil challenge was carried out, where students were challenged to practice the assembly of a reinforced earth structure. Based on this technique, the problem proposed for the competition was the creation of a mechanically reinforced soil structure, where each team had the same availability of material including some strips of paper that would configure the resistance and tension of the structure, determining as the winning team the structure that resists the greatest load, as a tie-breaker criterion the time and the amount of paper strips used. In this challenge, the students had the opportunity to link in practice the knowledge acquired in the classroom, in addition to visualizing in a broad way the main effects of geosynthetics in earthworks, the importance of the application and quality control on the execution, communication and teamwork.

PALABRAS CLAVE: aprendizaje basado en problemas - desafío - suelo reforzado mecánicamente - método de enseñanza.

KEYWORDS: problem based learning - challenge - mechanically reinforced soil - teaching method.

1 INTRODUCCIÓN

Las nuevas Directrices Curriculares Nacionales de Ingeniería (Brasil, 2019b) marcan el horizonte para mejorar los procesos de formación frente a las condiciones actuales de los sistemas productivos globales. Según Aravena-Reys (2021), los lineamientos de 2019 cumplen con una amplia articulación que concluyó en la necesidad de promover cambios en dos direcciones: a) aumentar la oferta de profesionales, y b) elevar la calidad de los procesos de formación. Si bien existe una relación de 7,6 'Ingenieros/10.000 habitantes' (INEP, 2019) los nuevos lineamientos curriculares apuntan a una preocupación que se reduce a 'formar más y mejores ingenieros', indicando que el profesional debe tener una visión holística y humanista.

Según el 12º Mapa de la Educación Superior en Brasil (Instituto Semesp, 2022) el curso de Ingeniería Civil, ofrecido en forma presencial, es el 6º más buscado en la red pública de educación superior, contrastando con la alta demanda del curso. también presenta. Según datos del Indicador de Flujo de Educación Superior del Instituto Nacional de Estudios e Investigaciones Educativas Anísio Teixeira (INEP), el 68,74% (INEP, 2019) de los estudiantes abandonaron la educación superior en ingeniería entre 2012 y 2019. Las Directrices Curriculares Nacionales de Ingeniería indican que el principal problema que incide en las altas tasas de retención y deserción de los estudiantes se origina en las prácticas docentes conservadoras y la distancia entre los proyectos pedagógicos de los cursos y las prácticas reales que se dan en la vida institucional (ARAVENA-REYS, 2021). Las nuevas Directrices Curriculares Nacionales de Ingeniería (Brasil, 2019b) indican que, para mejorar el aprendizaje, se debe fomentar el uso de metodologías para el aprendizaje activo, como una forma de promover una educación más centrada en el estudiante, estimulando actividades como: el uso de competencias académicas, desarrollo de prototipos, proyectos interdisciplinarios, entre otras actividades que articulan simultáneamente teoría, práctica y contexto de aplicación.

El curso de Ingeniería Civil del Instituto Federal de Alagoas (IFAL) – Campus Palmeira dos Índios, con miras a la aplicación de las nuevas directrices, promovió el desafío del suelo reforzado mecánicamente, una competencia que consiste en simular una

pendiente utilizando la técnica de suelo reforzado mecánicamente con geosintéticos utilizados en suelo compactado de papel, buscando ahorro de material, menor tiempo de construcción y resistencia. El desafío del suelo reforzado mecánicamente es una actividad que fue iniciada por el Programa de Educación Tutorial (PET) – Ingeniería Civil de la Universidad Federal de Paraná (UFPR) (ZORZAN et al., 2017) y la metodología aplicada sirvió de inspiración para el desarrollo de la competencia en IFAL – Campus Palmeira dos Índios.

La competencia requería que los participantes profundizaran sus conocimientos académicos para obtener la mejor solución al problema. El desafío del suelo reforzado mecánicamente tuvo como objetivo reducir la distancia entre la teoría y la práctica en las disciplinas del área geotécnica del curso de ingeniería civil y aumentar el interés de los estudiantes en el área de la geotecnia. El Desafío fue promovido durante la 1ª Semana de la Ingeniería – evento planificado y organizado por estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil y Eléctrica – donde fue posible observar la construcción activa de conocimiento por parte de los estudiantes participantes de la competencia.

Este trabajo tiene como objetivo presentar la contribución de IFAL - Campus Palmeira dos Índios para la consolidación de la enseñanza de la ingeniería civil a través de metodologías activas con el uso del método de Aprendizaje Basado en Problemas, también conocido como Aprendizaje Basado en Problemas (ABP), mediante la promoción del desafío del suelo reforzado mecánicamente. Se presentará una descripción de la técnica simulada por el desafío, seguido de las reglas y organización de la competencia, así como los resultados y consideraciones finales de la realización de esta actividad con el fin de incentivar la reproducción por parte de otras instituciones educativas.

2 DESAFÍO DEL SUELO REFORZADO MECÁNICAMENTE

El desafío se realizó el 25 de mayo de 2023 (primer semestre del año) durante la 1ª Semana de la Ingeniería del Instituto Federal de Alagoas en el Campus Palmeira dos Índios – I SENGIFAL. Las actividades para la organización del desafío del suelo reforzado mecánicamente contaron con el apoyo de aproximadamente 15 personas, entre profesores de la carrera de ingeniería civil, estudiantes que formaban parte del comité de organización del I SENGIFAL y personal subcontratado de IFAL. La competencia se llevó a cabo en el Salón de Actos del complejo de Laboratorios de Ingeniería Civil, en el turno de la tarde.

Para la ejecución del desafío se tuvieron que realizar actividades divididas en etapas, por lo que se planificó la organización para su realización de acuerdo con el esquema que se muestra en la Figura 1.

La elaboración de la convocatoria y del formulario de postulación estuvo a cargo de los estudiantes con el apoyo y supervisión de los profesores de la carrera de ingeniería civil. En esta primera edición, el concurso tenía como requisito previo que los estudiantes participantes estuvieran matriculados regularmente en el curso de ingeniería civil en IFAL – Campus Palmeira dos Índios y que ya hubieran asistido al curso de Mecánica de Suelos I. a partir de un formulario disponible en el sitio web del evento y redes sociales.

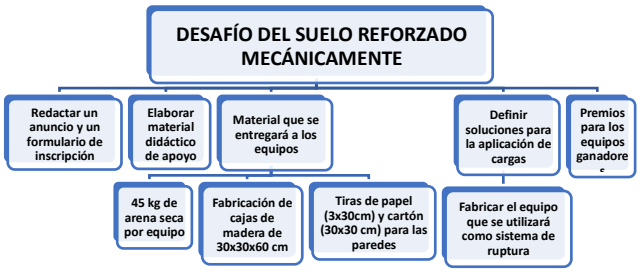


Figura 1. Pasos para organizar el desafío del suelo reforzado mecánicamente.

El desafío contó con un número de 5 equipos compuestos por 5 integrantes, estando prohibida la participación de cualquier miembro del comité organizador o evaluador y demás responsables del desafío. En la convocatoria se presentó el reglamento del concurso, que incluyó los siguientes temas: Construcción y Montaje de la obra, Evaluación y Criterios de Desempate.

Para asegurar que la estructura de suelo reforzado ejecutada fue para la etapa de prueba de carga de la construcción y montaje de la obra, los participantes deberán presentar una estructura que cumpla con las siguientes características:

- La estructura montada utilizando la solución de suelo reforzado, donde para la simulación de geosintéticos se utilizarían cintas de papel pegadas a una cara de cartón;
- La estructura se monta dentro de la caja proporcionada por la organización para este fin;
- La estructura no recibe ningún tipo de refuerzo que utilice material más allá del que se puso a disposición;
- Al finalizar el montaje de la estructura, las cintas restantes deberán ser entregadas a la organización;
- La contención debe ser lo más vertical posible (inclinaciones del orden de 90º);
- El paramento debe estar terminado antes de la colocación del suelo, es decir, todas las tiras deben estar encoladas al paramento antes de la ejecución de la estructura;
- El tiempo máximo de elaboración del modelo es de 60 minutos;
- La estructura tiene una altura, largo y ancho de 30 cm, sujeto a sanciones en caso de incumplimiento de estas especificaciones;
- La estructura es visualmente plana en la parte superior, siendo susceptible de penalizaciones;
- La vestidura es de una sola pieza;
- Las tiras de papel bajo ningún concepto estarán en contacto con ninguno de los lados de la caja;
- La intensidad de compactación de la arena, durante el llenado de la caja, a criterio del propio equipo;
- El único medio de compresión es a través del encaje de compresión proporcionado por la organización;
- No se permiten golpes en las caras de las cajas;
- Se debe tener especial cuidado de no romper y/o desprender las tiras durante la compactación, especialmente cuando se compacta cerca de la cara;
- No se permiten tiras pegadas en superposición para reforzarlo.

La evaluación de los taludes reforzados ejecutados por los equipos se evaluó en cuanto a la carga máxima soportada (considerada aquella que permaneció durante 10 segundos sin romper el talud), la cantidad de tiras utilizadas para el refuerzo y el tiempo de ejecución de la estructura reforzada. Como criterios de desempate se analizaron por este orden: Mayor carga

soportada, Mayor ahorro en tiras de papel y Menor tiempo de montaje. Aún con respecto al montaje de la pista, se informó a los equipos que podrían ser descalificados si: utilizaban material diferente al proporcionado por la organización; no siguió las recomendaciones de ejecución de taludes; dañaron el material proporcionado por el comité organizador y si no cumplieron con el tiempo previsto para el montaje de la estructura.

Para que los equipos participantes pudieran comprender la técnica constructiva del modelo reducido del suelo reforzado con geosintéticos, fue necesario brindar material didáctico de apoyo con información acerca del dimensionamiento y comportamiento de los materiales utilizados en este tipo de estructuras, previo a los estudiantes participantes.

3 MATERIALES UTILIZADOS

Para la construcción de modelos reducidos de suelo reforzado se suministraron tres elementos principales: caja de madera (30x30x60cm), arena y tiras de papel. En la cara frontal de la caja de madera se incluyó una pantalla (30x30cm) a modo de guía removible, del mismo material que la caja, para servir de soporte a la funda de cartón (30x30cm) durante el llenado. La Figura 2 muestra el modelo de la caja de madera utilizada en el desafío.

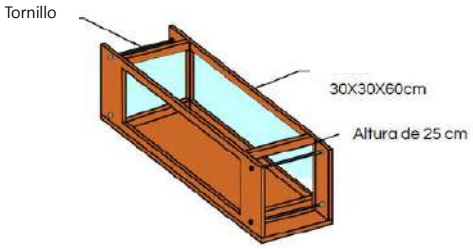


Figura 2. Maqueta de la caja de madera utilizada en el desafío de suelo reforzado mecánicamente.

Con el fin de garantizar las mismas condiciones variables entre los competidores, la arena utilizada (Figura 3) para la simulación del terraplén fue arena medianamente seca, sometida a pruebas de laboratorio para determinar la masa específica, el índice de vacío máximo y mínimo para dar apoyo a la planificación de la cantidad. de arena necesaria por equipo.



Figura 3. Arena utilizada en la competición.

Para la simulación de los geosintéticos se proporcionaron 60 cintas de papel bond de 3x30cm que deberán ser adheridas a la pared de cartón con espaciamiento y largo libre calculado por los competidores, de acuerdo con el dimensionamiento individual de cada equipo. La aplicación de las cargas fue a partir de un dispositivo que portaba la cresta de la estructura ejerciendo esfuerzos verticales, como lo recomienda Zorzan et al (2017). El equipo para la aplicación de las cargas debe estar compuesto por tres partes: la estructura base, componente central de carga transferencia (forma de pistón) y arandelas. La figura 4 ilustra el equipo utilizado como sistema de frenado de taludes.



Figura 4. Equipo utilizado como sistema de frenado.

La estructura base se construyó en aluminio con el objetivo de servir de soporte a los pesos en caso de rotura. El pistón en forma de paralelepípedo, que se ubica en la parte central, fue soldado a la parte inferior de una placa de acero, la cual, a su vez, a su parte superior, fue soldada a una barra vertical de acero para la ubicación de las arandelas. El pistón fue diseñado para descansar sobre una placa metálica cuya función era distribuir los esfuerzos en la parte superior de la pendiente. Se utilizaron arandelas de diferentes pesos para imponer la carga en los modelos reducidos, cuando se colocan en la barra de acero vertical, ejercen una carga vertical sobre la placa de metal, que, a su vez, distribuyó la carga en la pendiente.

4 RESULTADOS

Cuando los equipos completaron la construcción de la maqueta reducida del suelo reforzado, los competidores informaron de inmediato a la comisión evaluadora, que registró el tiempo empleado por el equipo para construir y contabilizar las cintas de papel sobrantes. Cuando se alcanzó el tiempo de 60 min, todos los competidores ya habían terminado sus modelos y las cintas sobrantes habían sido devueltas, por lo que comenzó el desmantelamiento de las estructuras del suelo reforzado realizado por los equipos. La comisión encargada se encargó de posicionar el sistema de falla en la estructura y aplicar sucesivos aumentos de carga al modelo construido. Por seguridad, el límite máximo de carga se estableció en 148 kg y entre incrementos de carga se cronometraron 10s para que se pudiera formar la carga. La estructura se podría considerar rota en tres situaciones diferentes: cuando la deformación vertical fuera igual o superior al 10% de la altura de la estructura, cuando se observara una rotura brusca del paramento o si la sobrecarga alcanzara un máximo de 148 kg.

De las 5 estructuras de contención construidas por los equipos, 4 soportaron la carga máxima de 148 kg. La experiencia de observar la rotura de la estructura fue contemplada por 1 equipo, que ha soportado 120 kg, se pudo identificar el modo de rotura del suelo granular y los pedidos de las tiras junto al paramento de papel. La figura 5 indica el talud que se rompió durante la competencia.

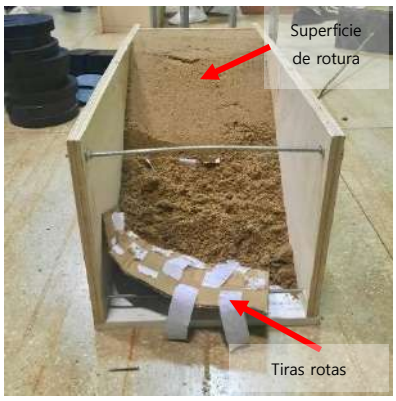


Figura 5. Estructura de tierra armada rota en la competición.

Los estudiantes que participaron en el desafío del suelo reforzado mecánicamente y los que miraban y animaban a sus compañeros pudieron identificar algunos de los principios de la resistencia al corte del suelo en un modelo real. Los equipos ganadores fueron anunciados por la comisión y recibieron premios y certificados.

5 CONCLUSIONES

El curso de ingeniería civil del Instituto Federal de Alagoas tiene como objetivo proporcionar una formación al ingeniero que le permita desarrollar y aplicar conocimientos y saberes innovadores, así como leer e interpretar aspectos sociales, políticos, económicos y ambientales, capacitando al profesional para tener la capacidad de:

- Analizar la viabilidad económica y financiera de proyectos de construcción civil;
- Gestionar proyectos, contemplando los siguientes aspectos: ejecutivo, tecnológico, financiero, económico, incluyendo los preceptos de calidad y productividad de productos y servicios, sostenibilidad ambiental, responsabilidad social, racionalización constructiva e innovación tecnológica;
- Comprender y aplicar la ética y la responsabilidad profesional;
- Desarrollar nuevas tecnologías e insertarse en estudios de investigación enfocados en el área. Los ingenieros civiles tienen la responsabilidad de contribuir para el desarrollo y mejoría de la infraestructura de la sociedad y, aunque la carrera se caracterice por ser comprensiva de áreas diversificadas de la actividad profesional, hay gran evasión y deserción de alumnos.

El método de enseñanza conservador empleado en el aula y el alejamiento de la práctica profesional desarrollan en el alumno un sentimiento de desapego, que a menudo se traduce en la pérdida de motivación e interés por el curso.

La geotecnia en ingeniería civil y sus áreas de actividad se caracterizan por la gran dificultad de asociación con la práctica, ya que se trata sobre todo de obras de gran envergadura como la estabilización/contención de taludes, presas de tierra y cimentaciones. Con la realización del Desafío de Taludes se consiguió aplicar la práctica de forma que los contenidos no se limitaron a la teoría y se buscó, en general, mejorar lo visto en el aula aumentando el interés de los alumnos por la geotecnia y consiguiendo una actividad en la que los alumnos desarrollaron habilidades y estrategias para llevar a cabo la construcción de un talud reforzado con geosintético, y conociendo en la práctica la técnica constructiva de una obra de gran envergadura como es la tierra armada. De esta manera, queda clara y evidente la efectividad y necesidad de la implementación de métodos que posibiliten y contribuyan a la educación de manera activa, protagonizando el rol del alumno durante la construcción del conocimiento.

A través del Desafío del Talud realizado en la 1ª Semana de Ingeniería del Instituto Federal de Alagoas - Campus de Palmeira dos Índios, fue posible darse cuenta de la importancia de la adopción de métodos de enseñanza como el PBL (aprendizaje basado en problemas), que son capaces de desarrollar el pensamiento crítico y habilidades con la asociación de la teoría con la práctica en este tipo de actividades.

5 REFERENCIAS

Aravena-Reyes J. For Trabalho & Educação. Vol. 30, n. 2, p. 141-158, 2021. BRASIL. Ministério da Educação. Conselho Nacional de Educação. Câmara de Educação Superior.

Instituto SEMESP. (2022). *Mapa do Ensino Superior no Brasil* (12ª ed.). https://www.semesp.org.br/mapa/edicao-12/

Resolução nº 2, de 24 de abril de 2019. *Institui as Diretrizes Curriculares Nacionais do Curso de Graduação em Engenharia*. 2019. Brasília: Ministério da Educação, 2019.Disponível em: http://portal.mec.gov.br/index.php?option=com_docman&view=download&alias=112681-rces002-19&category_slug= abril-2019-pdf&Itemid=30192

Zorzan, L. G. et al. *Competições no Ensino da Engenharia Geotécnica: A Experiência do Desafio de Taludes da UFPR*. In: XLV Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, 2017, Joinville – SC. Anais… Joinville: ABENGE, 2019. 10 p.