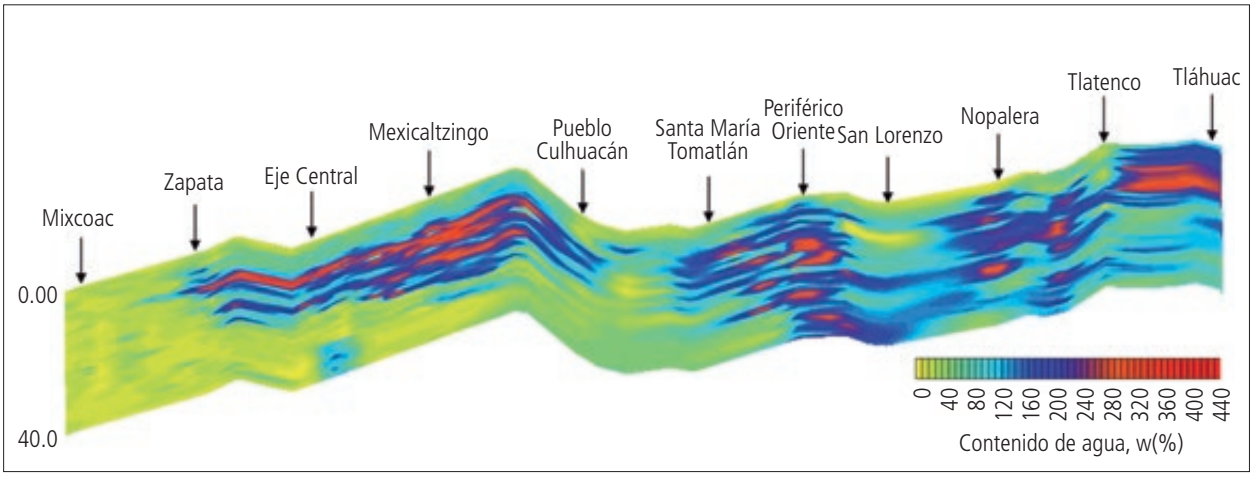
geotecnia
JUNIO - AGOSTO 2018
248
ÓRGANO OFICIAL DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, A. C. WWW.SMIG.ORG.MX




## AVANCES EN LA CARACTERIZACIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SUBSUELO Y EN EL ANÁLISIS DE SU COMPORTAMIENTO (1957-2017)

TORSIÓN DINÁMICA EN ESTRUCTURAS CONSIDERANDO DISTINTOS PUNTOS DE CONTROL

OPTIMIZACIÓN DE ESPESORES DE PAVIMENTO FLEXIBLE

DYNAMIC **POWER.**

Venta y renta de perforadoras, nuevas y usadas, para anclajes, micropilotes, exploración geotécnica, inyección de alta presión-jet grouting; cabezas de rotación, martillos, tubos para encamisar, barras de perforación, hélices, brocas, plantas de inyección, etc.

**POWER** OF KLEMM

# ¡IMPARABLE!

Los equipos KLEMM poseen las últimas y más sofisticadas tecnologías de perforación, fabricados en Alemania. Debido a que cada detalle está pensado y diseñado de manera particularmente robusta, nuestros sistemas representan una única, imparable ¡FUERZA DINÁMICA! Obtén beneficios a partir de una excelente fiabilidad y rendimientos con el menor costo total de propiedad (total cost of ownership-TCO). Te diremos cómo puedes hacerte imparable, llámanos.

**KLEMM México**
Rochester 94, Col. Nápoles
03180 Cd. de México
Tel.: +52 55 9157 1168
Cel: +52 155 5369 4943
E-Mail: teo.herrera@hotmail.com
info@klemm-mail.de

**www.KLEMM-BOHRTECHNIK.de**

**KLEMM**
**Bohrtechnik**

**Mesa Directiva 2017-2018**

**Presidente**
Carlos Roberto Torres Álvarez

**Vicepresidente**
Moisés Juárez Camarena

**Secretario**
Miguel Ángel Figueras Corte

**Tesorero**
Juan Luis Umaña Romero

**Vocales**
Francisco Alonso Flores López
María Guadalupe Olín Montiel
Héctor Valverde Reyes
Carlos Omar Vargas Moreno

**Gerente**
Luis Manuel González Salcido

**Delegaciones regionales**
Michoacán
Occidente
Puebla
Querétaro
Tabasco
Veracruz

**Representaciones**
Chiapas
Ciudad Juárez
Irapuato
Mérida
Monterrey
Tijuana

Síguenos en
@smiggeotecnia
Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica
inggeotec

# *In memoriam*
# Javier Avilés López

Tomando en cuenta la destacada trayectoria en el área de la dinámica de suelos e interacción suelo-estructura del doctor Javier Avilés López, y a iniciativa del Comité Técnico de Interacción Suelo-Estructura de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, presidido por el maestro Agustín Deméneghi Colina, este número de la revista *Geotecnia* está dedicado a su memoria.

Las contribuciones del doctor Avilés quedaron plasmadas en más de 100 artículos técnicos, entre los que se cuentan 25 en revistas internacionales. Fue autor de numerosos informes técnicos sobre problemas relacionados con aislamiento de cimentaciones, vibraciones de cimentaciones para maquinaria, presiones hidrodinámicas en presas, efectos de sitio, interacción dinámica suelo-estructura, evaluación de peligro sísmico y criterios de diseño sísmico, entre otros. En varios libros señaló el camino de investigaciones en temas de ingeniería de cimentaciones ante solicitaciones sísmicas y desarrollos tecnológicos; entre ellos destacan los criterios de diseño por sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Propuso expresiones para tomar en cuenta los efectos de interacción que se han vuelto clásicas en reglamentos y manuales de varias partes del mundo. Dirigió 20 tesis de licenciatura, 11 de maestría y seis de doctorado.

El doctor Avilés colaboró en diversas ocasiones con la SMIG, principalmente en la impartición de cursos relativos a la interacción suelo-estructura; era un gran maestro interesado en transmitir lo más claro posible sus amplios conocimientos, explicando de modo que lo difícil pareciera fácil y simple. Él lo dijo: “Entre la mayores riquezas de un país están sus cuadros de científicos y técnicos.”

Quienes conocieron a Javier Avilés destacan también su gran calidad humana y lo recordarán como un hombre bueno, honesto, solidario y de un intelecto excepcional.

Carlos Roberto Torres Álvarez
Presidente

*Geotecnia*, año 8, núm. 248, junio – agosto 2018, es una publicación trimestral editada por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C. Valle de Bravo 19, colonia Vergel de Coyoacán, alcaldía Tlalpan, CP 14340, teléfono (55) 5677 3730 · www.smig.org.mx. Editor responsable: Carlos Roberto Torres Álvarez. Reserva de Derechos al Uso Exclusivo núm. 04-2017-060819470900-102, otorgada por el Instituto Nacional del Derecho de Autor. ISSN en trámite. Responsable de la última actualización de este número: Helios Comunicación, S.A. de C.V., Insurgentes Sur 4411, edificio 7, departamento 3, colonia Tlalcoligia, alcaldía Tlalpan, CP 14430, Ciudad de México. Fecha de última modificación: 31 de mayo de 2018.

Los artículos firmados son responsabilidad de los autores y no reflejan necesariamente la opinión de la SMIG. Los textos publicados, no así los materiales gráficos, pueden reproducirse total o parcialmente siempre y cuando se cite la revista *Geotecnia* como fuente. Para todo asunto relacionado con la revista *Geotecnia*, dirigirse a geotecnia@heliosmx.org.

## CONVOCATORIA

Además de comentarios y sugerencias de sus lectores sobre los contenidos, *Geotecnia* está abierta a las colaboraciones de los profesionales vinculados a la especialidad.
De igual forma se invita a presentar artículos que permitan inaugurar una nueva sección en la que se haga prospectiva o se aborden casos insólitos en el ejercicio de la especialidad.
Quien desee proponer trabajos debe comunicarse a través de geotecnia@heliosmx.org para ser informado de los requisitos para recibir materiales. Los textos serán puestos a consideración del Consejo Editorial para su eventual publicación.

# Contenido


**3 Conversando con…**
Los estudios se pagan, si no al principio, al final, porque hay consecuencias
**José Genaro Azomoza Ponce**

**8 Semblanza**
Javier Avilés López, una profunda vocación de servicio
**Francisco José Sánchez Sesma**

**11 Tema de portada / La geotecnia en la historia**
Avances en la caracterización estratigráfica del subsuelo y en el análisis de su comportamiento (1957-2017)
**Gabriel Auvinet**

**16 Artículo técnico**
Torsión dinámica en estructuras considerando distintos puntos de control
**Martha Suarez y Javier Avilés**

**24 Artículo técnico**
Optimización de espesores de pavimento flexible
**Leonardo Heberto García Dávila y cols.**

**29 Nota técnica**
Algunas prácticas sugeridas a especialistas en geotecnia ante desastres ocasionados por sismo
**Aurelio Salazar Rodríguez**

**40 Nota informativa**
Incidente en el Proyecto Hidroeléctrico Ituango
**Natalia del Pilar Parra Piedrahita y Rodrigo Murillo Fernández**

Tecnología e innovación

**33** *Uso de pilas de grava compactada para mejorar suelos blandos o licuables y diferencia con las columnas de grava vibrada*
**Xavier Vera-Grunauer y por Héctor de la Fuente Utrilla**

**43** Calendario

Reseñas

**44** *Libros / Tesis*

SMIG *noticias*

**45** Estadísticas Panamericano 2019
**45** Día Internacional de la Mujer
**46** Exploración, muestreo e instrumentación geotécnica
**47** Concluye trabajos La Tapatía
**47** Evaluación de efectos de sitio y espectros de diseño sísmico
**47** Bienvenidos nuevos socios

Capítulos estudiantiles

**48** CUCEI, UdeG
**48** Tercera Jornada de la Geotecnia ESIA UZ IPN
**48** SEPI, ESIA UZ
**48** Universidad Michoacana
**48** Posgado de la FES Acatlán


PORTADA: CORTE LONGITUDINAL A LO LARGO DE LA LÍNEA 12 DEL METRO OBTENIDO POR GEOESTADÍSTICA.
IMAGEN: GABRIEL AUVINET, II UNAM


geotecnia

**Dirección general**
Carlos Roberto Torres Álvarez

**Dirección ejecutiva**
Natalia Parra Piedrahita

**Consejo editorial**
Gabriel Auvinet Guichard
José Sergio Carmona Ruvalcaba
Jorge Efraín Castilla Camacho
Carlos Chávez Negrete
Miguel Ángel Figueras Corte
Héctor Augusto de la Fuente Utrilla
José Francisco González Valencia
Moisés Juárez Camarena
Alberto Isaac Lagunas Torres
Germán López Rincón
Raúl López Roldán
Héctor Moreno Alfaro
Gabriel Moreno Pecero
Rodrigo Murillo Fernández
Alexandra Ossa López
Walter I. Paniagua Zavala
Juan Paulín Aguirre
Margarita Puebla Cadena
Luis Bernardo Rodríguez
Juan Jacobo Schmitter
Guillermo Springall Cáram
Ángel Trejo Moedano
Juan Luis Umaña Romero
Sergio Aurelio Zamora Castro

**Comercialización**
Luis Manuel González Salcido

Realización

HELIOS comunicación
+52 (55) 55 13 17 25

**Dirección ejecutiva**
Daniel N. Moser da Silva

**Dirección editorial**
Alicia Martínez Bravo

**Coordinación editorial**
José Manuel Salvador García

**Coordinación de contenidos**
Teresa Martínez Bravo

**Contenidos**
Ángeles González Guerra

**Diseño**
Diego Meza Segura
Marco Antonio Cárdenas Méndez

**Dirección operativa**
Alicia Martínez Bravo

**Administración y distribución**
Nancy Díaz Rivera

**José Genaro Azomoza Ponce**

Ingeniero civil con maestrías en Mecánica de suelos y en Psicología clínica. Fue gerente de estudios e ingeniero consultor en geotecnia para la empresa Geotec. Fundador y director general de Ingeniería Civil en Desarrollo. Fundador y gerente general de Azomoza Corte y Asociados, empresa consultora constituida para la atención de proyectos especiales y control de calidad de obras. Impartió cátedra en la UNAM y en la UPAEP.

# Los estudios se pagan, si no al principio, al final, porque hay consecuencias

Nos tocó picar piedra para hacer conciencia respecto a la necesidad e importancia de tener un buen estudio de mecánica de suelos. Hemos insistido mucho en ello para tener buenos proyectos y evitar problemas a futuro. La delegación de la SMIG en Puebla ha planteado incluso que debe existir la figura de perito en geotecnia, y se presentó una propuesta formal al respecto: así como hay corresponsables en seguridad estructural, en diseño arquitectónico, urbano, etc., también debería haber un corresponsable en geotecnia.

José Genaro Azomoza se decidió por la ingeniería civil motivado por su hermano mayor, Hugo, que había estudiado esa carrera. Ya tenía preferencia por las ciencias exactas, la física, las matemáticas. Cursó la licenciatura en la Universidad Autónoma de Puebla, hoy Benemérita.

La decisión de especializarse en geotecnia derivó de la afinidad con algunos de sus profesores de mecánica de suelos, entre otros Raúl López Bretón.

Luego de recibido como ingeniero civil, dedicó poco menos de dos años a trabajar en la profesión y a algunas actividades comerciales. Pasado ese tiempo resolvió iniciar los estudios de posgrado en la especialidad de mecánica de suelos. “Viajé a la Ciudad de México para ingresar a la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la UNAM –nos relata–, donde tuve la oportunidad de conocer a grandes maestros, entre ellos a José y Guillermo Springall, quienes terminando mis estudios de maestría me invitaron a trabajar con ellos en su empresa Geotec, de amplio reconocimiento nacional.”

A ambos los considera sus mentores. “Con ellos aprendí mucho de la práctica profesional de la mecánica de suelos. Empecé como laboratorista hasta llegar a ser gerente de proyecto, desde luego siempre bajo la supervisión de los ingenieros Springall; estuve algo más de tres años trabajando para ellos. Yo tenía muchas ganas de regresar a la ciudad de Puebla y a mediados de los ochenta tomé la decisión de formar una empresa: allí me asocié con otro ingeniero al que también había conocido en México haciendo su especialidad, y formamos la empresa Ingeniería Civil en Desarrollo, que tiene casi 34 años de fundada.”

Cuando José Genaro Azomoza se instaló en la ciudad de Puebla, los estudios de mecánica de suelos eran escasos. “En 1976, se presentó

CUITI - TRABAJO PROPIO, CC BY-SA 4.0

En la torre JV por primera vez se hizo en Puebla una cimentación a base de muros Milán.

En 1976, se presentó una primera zonificación que se hizo para la ciudad de Puebla, que contaba apenas con 30 o 40 estudios. En esa época prácticamente no se realizaban estudios de mecánica de suelos, o eran contados; entonces, a nosotros nos tocó promover la mecánica de suelos y por fortuna tuvimos mucha aceptación, principalmente por la experiencia que habíamos adquirido en la Ciudad de México.

una primera zonificación que se hizo para la ciudad de Puebla, que contaba apenas con 30 o 40 estudios. En esa época prácticamente no se realizaban estudios de mecánica de suelos, o eran contados; entonces, a nosotros nos tocó promover la mecánica de suelos y por fortuna tuvimos mucha aceptación, principalmente por la experiencia que habíamos adquirido en la Ciudad de México", nos cuenta.

Desde mediados de los ochenta hasta el momento de esta entrevista, su empresa lleva realizados unos 3 mil estudios de mecánica de suelos. "Realmente sí nos tocó picar piedra para poder hacer conciencia respecto a la necesidad e importancia de tener un buen estudio; los estudios se pagan, si no al principio, al final, porque hay consecuencias. El sismo de1985 fue como un parteaguas en la importancia de los estudios geotécnicos."

A partir de 1985 su empresa tuvo gran oportunidad de participar en la mayoría de los proyectos que se hacían en la ciudad de Puebla, "sin dejar –aclara– de hacer estudios foráneos, pero pudimos participar en las obras más grandes que se hicieron en el estado, por ejemplo el centro de convenciones de la capital o la iglesia de Los Remedios, que es un ícono para Cholula". Considera que en el 90% de los edificios altos que se han construido hasta la fecha han tenido participación.

"Logramos tener un expediente detallado de todos los estudios que realizamos en la capital del estado; eso nos permitió realizar en 1996 una zonificación geotécnica de la ciudad de Puebla a partir de más de 800 estudios realizados. Esa zonificación fue presentada en una de las publicaciones de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG), en ese entonces Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Estos estudios del suelo de la ciudad de Puebla ofrecieron un mosaico amplio de las diferentes partes de las que se compone el subsuelo. "Llegamos a encontrar un gran porcentaje del área con presencia de arcillas expansivas, por ejemplo, y encontramos una zona que fue lacustre, también muy importante en la ciudad, donde además de haber suelos muy blandos para la cimentación éstos se intercalan con depósitos hidrotermales de roca caliza, inclusive tufa calcárea, que es un gran problema para las cimentaciones; entonces, toda esa experiencia acumulada nos ha servido precisamente para realizar los estudios actuales y poder zonificar con mayor precisión para elaborar programas de exploración razonables."

La zonificación geotécnica también tiene implicaciones económicas, sociales y políticas, en el sentido de que valoriza o desvaloriza determinadas zonas desde el punto de vista inmobiliario y puede generar conflicto de intereses respecto al valor de los terrenos por las condiciones en que se debe construir en ellos; sin embargo, José Genaro Azomoza afirma que "en todos los casos en que hemos estudiado obras en las diferentes zonas del valle de Puebla hemos podido resolver apropiadamente las cimentaciones de las estructuras proyectadas, aun en condiciones difíciles del suelo".

La zonificación por tipo de suelo ha sido aprovechada por el gobierno de la ciudad de Puebla para el establecimiento de las normas complementarias para diseño de estructuras, para poder reglamentar los estudios, los usos de suelo; "se han adicionado –nos informa nuestro interlocutor– algunas normas desde el punto de vista del análisis sísmico, y estamos por elaborar una carta a partir de todos los estudios geosísmicos que tenemos, para poder contar con una carta de isoperiodos."

Con motivo del más reciente sismo con epicentro en los límites de Morelos y Puebla, hubo una campaña de visitas a las zonas afec-

DANIELLELERANDI - TRABAJO PROPIO, CC BY-SA 3.0

Sin dejar de hacer estudios foráneos, participó en las obras más grandes en el estado de Puebla, por ejemplo el Centro de Convenciones de la capital.

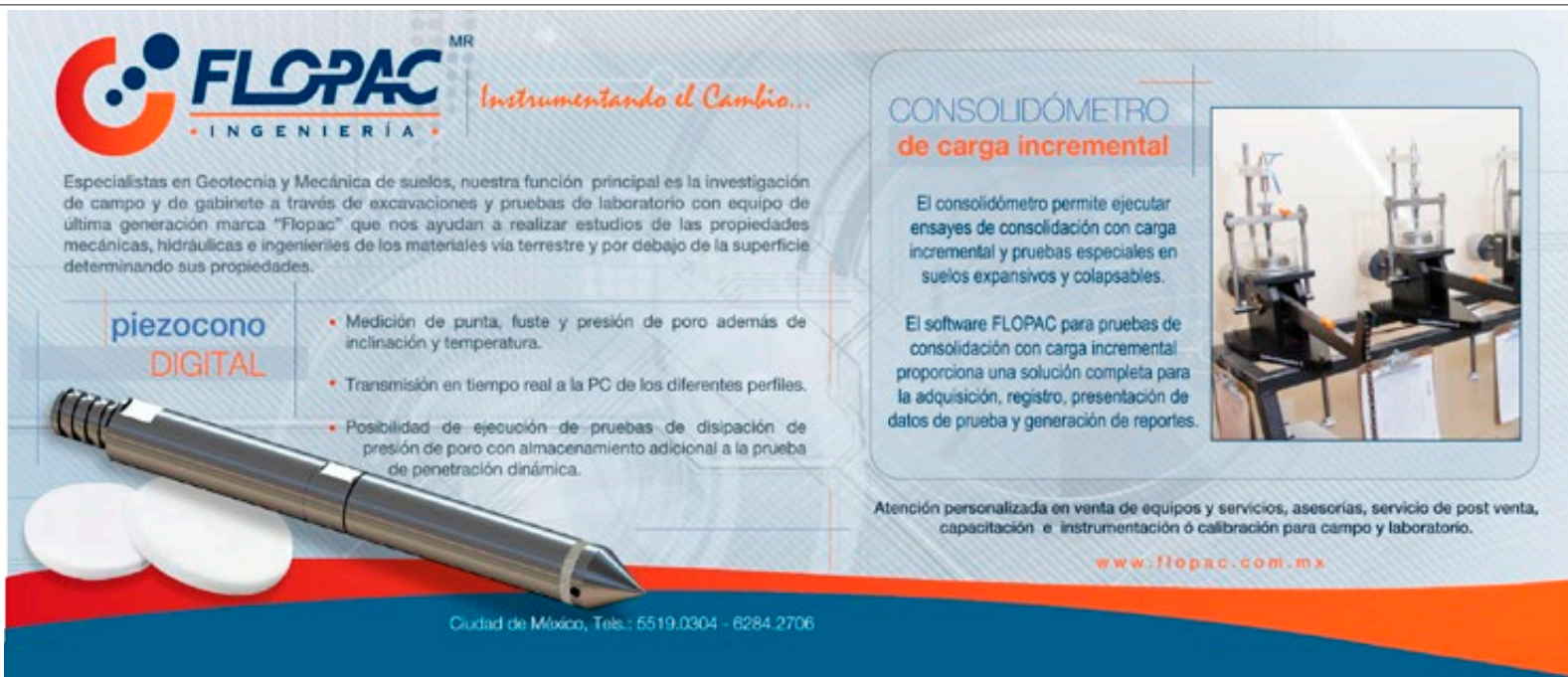
tadas, en las cuales participaron José Genaro Azomoza y su equipo. "Participamos como especialistas en geotecnia, para poder dictaminar qué tan graves eran los daños y qué tan probable era la reconstrucción de los diferentes edificios dañados, todo con fundamento en las nuevas normas complementarias del código reglamentario, basadas precisamente en la zonificación geotécnica que hicimos para la ciudad de Puebla."

Además, nuestro entrevistado ha participado en obras de infraestructura pública. "Hemos insistido mucho en la necesidad de contar con buenos estudios para tener buenos proyectos y evitar problemas a futuro. El gobierno –señala– tiene sus condicionantes y su forma de trabajar, sus prioridades, entonces muchas veces nos encontramos con que prefieren invertir en la obra, más que invertir en los estudios, decisión que no es recomendable. Hasta la fecha ha sido difícil crear conciencia sobre la importancia que tiene hacer estudios para las obras públicas."

Consultado sobre la responsabilidad de los ingenieros civiles en esa labor de convencimiento sobre la necesidad de los estudios previos a las obras, José Genaro Azomoza nos dice: "Las autoridades de la delegación de la SMIG que ha habido en la ciudad de Puebla, con las cuales hemos tenido mucho contacto, han insistido incluso en la figura del perito en geotecnia. Existe una propuesta formal al respecto: así como hay corresponsables en seguridad estructural, en diseño arquitectónico, urbano, etc., también debería haber un corresponsable en geotecnia, pero hasta la fecha no ha sido autorizada. Desafortunadamente, el código reglamentario todavía no ha adoptado medidas respecto a cuáles son las condiciones mínimas necesarias para realizar un estudio, y ese es un tema en el que los representantes de la delegación de la SMIG en el estado están insistiendo mucho ante las autoridades."

No obstante lo anterior, a decir de José Genaro Azomoza, "las autoridades se están ocupando del tema; por ejemplo, desde el punto de vista de análisis sísmico, ya se obliga a hacer estudios para poder tener los periodos dominantes, el espectro de sitio; ahora han visto la bondad de cada uno de estos trabajos, tanto en la cuestión de estabilidad como en la economía de las obras".

Le pedimos que se refiriera a su experiencia personal con Javier Avilés. "Tuve la oportunidad de conocerlo –responde– cuando él era



estudiante; él iba un año abajo de mi generación. Yo fui asistente de uno de mis maestros de hidráulica, y cuando él faltaba a una clase yo tenía que sustituirlo; allí tuve oportunidad de conocer a Javier –estoy hablando del año 1974, aproximadamente–. Siempre respeté su conocimiento y la ambición que tenía de aprender y de ser un gran ingeniero, como lo fue. Pasada la época de estudiantes hubo trabajos que realizamos en conjunto, principalmente toda la rehabilitación estructural del Edificio Carolino de la BUAP, junto con otros ingenieros. Con él tuve la oportunidad de formar un grupo de especialistas con el que hicimos el diseño estructural y la ingeniería de cimentaciones del primer edificio tipo torre que se construyó en Puebla, de 25 niveles, denominado JV, y cuya construcción de la subestructura estuvo a cargo de Walter Paniagua. En ese edificio por primera vez se hizo en Puebla una cimentación a base de muros Milán."

"Nos encontrábamos en algunas reuniones técnicas, en algunas conferencias que Javier dictaba. Tuvimos una amistad muy cercana, todos sabíamos de sus logros, de sus aportaciones desde el punto de vista sísmico. Durante su estancia en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, realizamos varios trabajos, él nos hizo varios estudios de espectro de sitio. Lo estimábamos mucho.

"Javier era un hombre muy brillante. Como estudiante, era el primero en resolver los problemas, era el que más preguntaba, era el que más interés mostraba en cada uno de los temas que revisábamos; a lo largo de su carrera sabíamos de los premios que ganaba cuando terminó su maestría, su doctorado, de los reconocimientos que le hacían. Fue un gran amigo, siempre dispuesto a colaborar, nada egoísta, compartía sus conocimientos; cuando teníamos alguna consulta para él, siempre estaba en la mejor disposición de ayudar."

Para José Genaro Azomoza, "la geotecnia es la parte más romántica de las ingenierías. Cuando empezamos a conocerla y nos adentramos en ella en un nivel profesional, nos damos cuenta de que es la parte más imaginativa de la ingeniería. Con muy poco, como es la exploración del subsuelo a base de sondeos, tenemos que fabricarnos muchas ideas: de la formación geológica, de la acción hidráulica, por ejemplo en cada uno de los predios estudiados. A partir de todo ese conocimiento, elucubramos muchísimas cosas, y podemos resolver problemas, pero siento que trabajamos con cosas que no tienen palabra de honor; los suelos cambian mucho en sus propiedades, tanto físicas como mecánicas. A diferencia de las estructuras, que se realizan con materiales cuyas propiedades podemos conocer con precisión, y que incluso se pueden manipular para poder realizar obras, en nuestro caso mucho tenemos que deducirlo, o debemos tener el conocimiento para poder entender cómo va a ser su comportamiento final.

GERARDO NORIEGA - TRABAJO PROPIO, CC BY-SA 3.0

Iglesia de Nuestra Señora de los Remedios.

> Desde el punto de vista de análisis sísmico, ya se obliga a hacer estudios para poder tener los periodos dominantes, el espectro de sitio; ahora han visto la bondad de cada uno de estos trabajos, tanto en la cuestión de estabilidad como en la economía de las obras.

"Los geotecnistas hemos tenido experiencias de que en terrenos de poca extensión, las exploraciones resultan totalmente diferentes, entonces resulta interesante resolver con cuál me guío; generalmente, lo que hacemos es irnos con las condiciones más desfavorables y estudiamos cómo resolverlas, pero, dependiendo del tipo de proyecto, muchas veces tenemos que encontrar soluciones puntuales, como en el caso que le comenté de la torre JV, donde teníamos un arroyuelo muy cercano, con influencia hidráulica apreciable en el subsuelo, y las diferencias entre los sondeos nos marcaban ciertas pautas. Sin embargo, pudimos caracterizar al suelo de una forma adecuada y realizar una cimentación que hasta la fecha se ha comportado de manera óptima"

Entrevista de Daniel N. Moser

Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo. Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

CONSORCIO EXCOGE

INGENIEROS CUEVAS
DISEÑO GEOTÉCNICO

## DISEÑO | SUPERVISIÓN | CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA | OBRA CIVIL

Diseño totalmente compensado
Túnel zona de Pits, Autódromo Hermanos Rodríguez CDMX

**Nuestro propósito fundamental es ofrecer el soporte geotécnico necesario para erigir obras de ingeniería, tanto en el diseño como en la construcción de cimentaciones.**

Diseño geotécnico de la cimentación,
Centro Comercial Las Antenas (440 x 230 m) CDMX

### DISEÑO

1. Cimentaciones superficiales y profundas.
2. Sistemas de estabilización para excavaciones y determinación de los procedimientos constructivos correspondientes.
3. Estructuras de contención.
4. Muelles.
5. Sistemas de bombeo.
6. Instrumentación para control y monitoreo durante la construcción y vida útil de las obras.
7. Pavimentos.
8. Supervisión geotécnica.

### CONSTRUCCIÓN

1. Pilotes de fricción y/o punta.
2. Inclusiones.
3. Pilas.
4. Micropilotes.
5. Sistema de bombeo.
6. Muro Berlín.
7. Tablaestacas.
8. Muro Milán colado *in situ* y prefabricado.
9. Anclas y concreto lanzado.
10. Enderezado de edificios.
11. Recimentaciones.
12. Obra civil y edificación.

Construcción de pilas,
Dr. Vértiz CDMX

Diseño y construcción muro Milán,
Av. Patriotismo CDMX

Hidalgo Núm. 77 Col. San Lucas Tepetlacalco Tlalnepantla C.P. 54055 Estado de México Tels. 5365-0323, 5365-1505 al 07, 5365-2917

ingscuevas@prodigy.net.mx excoge@prodigy.net.mx

**www.ingenieroscuevas.com**

**Francisco José Sánchez Sesma**
Investigador titular del Instituto de Ingeniería, UNAM; ex presidente de la Academia de Ingeniería y de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Miembro titular de la Academia Mexicana de Ciencias.

# Javier Avilés López, una profunda vocación de servicio

Moisés Juárez Camarena vicepresidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, me pidió que, con contribuciones diversas, compusiera una semblanza del doctor Javier Avilés López, un gran amigo, siempre disponible, siempre sencillo y amable, siempre claro y paciente, siempre crítico, siempre justo.

Javier fue un ingeniero y científico excepcional. Cuando le pedí ayuda para preparar una plática sobre Emilio Rosenblueth, me sugirió que usara como lema "Entre la mayores riquezas de un país están sus cuadros de científicos y técnicos" y, por supuesto, coincidimos. Su prematuro fallecimiento hace ver con crudeza la pérdida para México. Afortunadamente, el legado de Javier Avilés, en lo técnico y en lo humano, es perdurable. Sus ideas y su entusiasmo sin duda nos inspirarán. Estas líneas surgen de las contribuciones, viñetas y recuerdos de algunos de sus amigos y colaboradores.

Javier era oriundo de Teziutlán, Puebla, y estudió Ingeniería civil en la Universidad Autónoma de Puebla (UAP). Gerardo A. Corona, su condiscípulo y amigo, lo recuerda como el más brillante de la generación, generoso en compartir sus conocimientos. Además, participaba activamente en las actividades deportivas y viajes de estudios que se hicieron durante la carrera. Con sus padres y hermana también tenía una activa vida familiar.

En la efervescencia de la UAP, Javier consolidó su profunda vocación por el servicio a la sociedad y estuvo expuesto a situaciones difíciles en los años posteriores a 1968. Gerardo recuerda que tuvieron que arrojarse al piso por los balazos entre grupos antagónicos. Javier quería hacer un posgrado en la Unión Soviética pero no pudo obtener beca. Por ello, reorganizó sus prioridades y se inscribió en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la UNAM para cursar la maestría en Estructuras. Fui su tutor y le propuse estudiar la difracción de ondas sísmicas con barreras de pilotes usando teoremas de adición de las funciones de Bessel, que Javier usó con singular destreza matemática.

Agnes Avilés Mora, Javier Avilés López, Suzette Mora Orozco y Emiliano Avilés Mora. En Cuernavaca en 2014.

Al terminar la maestría retomó contactos con la UAP y colaboró con Gerardo A. Corona, quien desarrollaba programas, con notables resultados aplicativos. Javier decidió regresar a la UNAM para hacer el doctorado, de 1982 a 1985. Fue becario en el Instituto de Ingeniería, donde compartió oficina con Sergio Chávez Pérez, becario de licenciatura en Ingeniería geofísica. Si bien –señala Sergio– los separaban cinco años de edad, compartían actitudes, conocimientos y valores personales y laborales. Ambos fueron asesorados por mí. Javier consolidó en el doctorado su tema de maestría y desarrolló una tesis donde exploró de manera pionera el uso de barreras de pilotes como sistema de aislamiento de ondas sísmicas. Se inician ahí sus estudios de la interacción dinámica suelo-estructura a la que hizo contribuciones de calibre mundial, como refieren María I. Todorovska y Juan E. Luco. Emilio Rosenblueth se expresaba con admiración de su trabajo.

Entre 1979 y 1981 David de León Escobedo fue compañero de Javier en la maestría, y confirma que era un extraordinario estudiante y compañero que buscaba que se hicieran bien las cosas. Al conocerse su destacado desempeño en el curso de Matemáticas aplicadas, nunca faltó quien se acercara para pedirle ayuda en las tareas, e incluso para pedirle las soluciones. Invariablemente, Javier contestaba que no era conveniente, que apoyaría explicando los problemas pero que no privaría a sus compañeros del placer de encontrar por sí mismos las soluciones. Trataba de hacer ver que así estarían en mejores posibilidades de resolver los demás problemas que vinieran en el futuro.

Javier se ganó la simpatía de todos sus compañeros al intervenir, con gran liderazgo y sentido práctico, en la solución de un conflicto en la asignatura de Mecánica avanzada, lo que permitió aprender valiosas lecciones, comenta David. Tenía una visión clara no sólo de los retos técnicos y científicos, sino de las necesidades del ser humano y su gran potencial para superar adversidades. Se distinguió en las asignaturas de Teoría estructural y Tópicos de computación aplicados a las estructuras. Siempre se ofrecía como voluntario para pasar al pizarrón, frente al terror de todos los demás. Esperaba, con ello, trasmitir su seguridad y confianza. Esta actitud lo acompañaría durante el resto de su vida.

Luis Eduardo Pérez Rocha narra que conoció a Javier hace más de 30 años, y desde entonces disfrutó de su amistad y su ejemplo profesional, ético y humano. Empezaron a colaborar en el Centro de Investigación Sísmica desarrollando temas de interacción suelo-estructura, y lo hicieron por más de 20 años. Luis Eduardo recuerda que fueron tiempos de gran aprendizaje en el entorno científico y tecnológico. Javier siempre buscó que sus contribuciones tuvieran utilidad en la práctica de la ingeniería. En particular, propuso expresiones para tomar en cuenta los efectos de interacción que se han vuelto clásicas en reglamentos y manuales de varias partes del mundo. El trabajo de Javier se volvió una referencia internacional. Sin embargo, destaca Luis Eduardo, su lado humano fue por mucho su mejor parte. Mostró interés permanente por la gente, por su familia, por sus amigos y su comunidad. Javier siempre estuvo allí, atento a cualquier llamado, incondicional y gentil, respondiendo a todo aquel que encontrara en su camino. Lo recordamos con gran respeto y admiración por el enorme cariño que siempre tuvo para todos.

En los años que Javier colaboró con el Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Barros Sierra hizo varios amigos. Fue allí donde conoció a Raúl Aguilar, a principios de los noventa. Javier le dirigió las tesis de maestría y doctorado. Raúl recuerda que pasó con Javier muchas horas desarrollando y analizando códigos de programas de cómputo relacionados con el tema de la interacción dinámica suelo-estructura. Admiró de Javier su claridad para explicar problemas complejos, la forma transparente en que exponía sus ideas en congresos, en reuniones de trabajo o entre amigos, pero especialmente el orden y la planeación que mantenía en sus actividades y en su vida, la forma de organizar y administrar eficientemente su tiempo para trabajar, comer y descansar, atendiendo oportunamente sus compromisos profesionales sin desvelos.

Javier Avilés López, Francisco Sánchez Sesma y Sergio Chávez Pérez. En Cuernavaca, Morelos, 9 de agosto de 2014, antes de la boda religiosa de Javier y Suzette.

Las contribuciones de Javier están plasmadas en trabajos publicados, tesis dirigidas, capítulos de libros en los que señaló el camino de investigaciones en temas de ingeniería de cimentaciones ante solicitaciones sísmicas. De acuerdo con Ulises Mena Hernández y Luis Eduardo Pérez Rocha, deben destacarse los criterios de diseño por sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, pues Javier lideró a un grupo de ingenieros especialistas que elaboró la versión de 1993, siendo las únicas recomendaciones de diseño por sismo en el país hasta el año 2008. La participación de Javier fue crucial para completar la versión de 2008. Señala Ulises Mena que se pretendía innovar para llegar a los espectros de diseño, siendo rigurosos en la caracterización de los efectos de sitio, sin reparar en los aprietos de muchos ingenieros de la práctica. Lo bueno es que se reconoció que clasificar los terrenos en tres tipos (firme, intermedio y blando) era razonable para construcciones pequeñas, y en la versión 2015 se retomó ese planteamiento. Refiere Ulises que hoy en día muchos extrañan esa versión de 1993.

Desde abril de 1987 Javier Avilés ejerció la docencia en la ya Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP) por unos seis o siete años. Era un gran maestro interesado en transmitir de la manera más clara posible sus amplios conocimientos, con transparencia y sin complicaciones, explicando todo de tal modo que lo difícil pareciera fácil y sencillo. Sonia Elda Ruiz Gómez recuerda que además era riguroso y profundo y eso lo reflejaban su carácter y personalidad. Desde la BUAP motivó a estudiantes brillantes para que se trasladaran a la Ciudad de México a realizar estudios de maestría en Estructuras en la UNAM. Sonia Ruiz, quien fue tutora de varios de ellos, destaca el entusiasmo que Javier les infundió.

Javier colaboró intensamente con la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Se le recuerda principalmente por los cursos que compartió y por su brillante labor como editor de la Revista de Ingeniería Sísmica. En lo primero, nos dejó un notable ejemplo al dedicar un tiempo más allá del que en promedio se le dedica a preparar estos cursos: estableció el estándar de llevar material adicional a la presentación y de realizar ejercicios de aplicación práctica con hojas de cálculo y otras herramientas, en el afán de impulsar el aprendizaje en estos procesos de actualización y educación continua. En cuanto a la revista, siempre condujo magistralmente y con gran sabiduría las difíciles tareas de evaluación de artículos para aportar calidad y cumplir, en tiempo y forma, con los requisitos para que la Revista de Ingeniería Sísmica fuera reconocida y se mantuviera en el Padrón de Revistas de Excelencia del Conacyt como revista de investigación en ingeniería. La labor de Javier contribuyó a ubicar esta publicación como una de las pocas revistas mexicanas con capacidad de elevar, en el corto plazo, su nivel de indización.

Agnes Avilés Mora y Suzette Mora Orozco con Javier Avilés López en el homenaje que se le rindió en el Colegio de Ingenieros Civiles de México, en marzo de 2017.

Morelos fue su estado adoptivo y de trabajo durante muchos años. De hecho, inicialmente ingresó como investigador al Instituto de Investigaciones Eléctricas, y posteriormente al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) en Temixco y Jiutepec, Morelos, respectivamente. Es allí donde cultivó sus saberes prácticos y teóricos. Logró desde esta actividad de investigador una excepcional interacción con academia y docencia que se materializó en su nombramiento como investigador nacional, nivel 3, del Sistema Nacional de Investigadores. Álvaro Aldama Rodríguez comenta que una faceta importante de la vida de Javier fue su participación en la lucha por lograr mejores condiciones laborales para los investigadores del IMTA.

Javier formó una hermosa familia con Suzette, bellísima persona con quien contrajo nupcias en 1989, en la ciudad de Puebla. Tuvieron dos hijos: Agnes, aguerrida abogada, y Emiliano, futuro ingeniero industrial. En 2014 llamó por teléfono a varios de sus amigos y les dijo que se iba a casar. Gerardo Corona le preguntó que cómo era eso, y rápidamente le contestó: "Sí, pero con la misma". A Suzette le llevó casi 25 años conducirlo al altar, pero, como es muy perseverante, lo logró y fue una ceremonia muy emotiva y una fiesta en Cuernavaca de feliz memoria. Sergio Chávez Pérez evoca que fue la última vez que conversó con él. Estaba alegre, sonriente y satisfecho.

Javier falleció en Cuernavaca, Morelos, el 1º de febrero de 2018, luego de una larga y devastadora enfermedad. Mantendremos su recuerdo como un hombre bueno, honesto, crítico, inquisidor, generoso, escrupuloso, solidario y de un intelecto excepcional. Evocaremos con placer sus amenas y brillantes conferencias y su entusiasta personalidad. De una manera poética, Luis Vieitez Utesa retrata a Javier:

"Inteligencia a flor de piel, vivaz y pródiga, ofrecida a las mejores causas sin doblegarse. Mermada tan sólo por un irreparable desencuentro de mente y cuerpo, cruel y devastador.

Su alma, grande, después de heroica batalla ha superado tan duro revés para acompañarnos en el duelo y enriquecer su recuerdo.

Amor y empatía acompañaban su presencia en todos sus ámbitos: familiar, del hogar, de amigos y compañeros, académico y laboral, de la investigación y divulgación del conocimiento.

Daba ayuda al necesitado, defensa al desvalido, compañía al desolado, ánimo y buen humor al desilusionado.

Se dedicó con tesón a la ingeniería y a la ciencia sin ataduras de envidia, codicia o mercantilismo.

Defendió con brío y ética ejemplar la libertad y la justicia en el trabajo, la investigación y la comunicación del saber.

Su claridad original le llevó a formulaciones físico-matemáticas de aplicación práctica en problemas complejos, como el comportamiento del suelo y las estructuras y sus interacciones ante impulsos sísmicos. También lo condujo a cuestiones aun más difíciles, como es el redimir.

Viveza en su mirada, alegría en su habitual sonrisa. Agudeza en su ágil y amena conversación. Profundo conocimiento de lo auténtico, de lo más genuino, de lo más humano.

A su sabio legado acudiremos para bien actuar y no equivocar el rumbo."

Las contribuciones técnicas y la gran calidad humana de Javier lo colocan como uno de los gigantes sobre cuyos hombros los ingenieros, y todos en general, podemos apoyarnos y vislumbrar lo que hay más allá del horizonte. Gracias, Javier, por tu gran amistad y compañerismo. Tu obra y ejemplo serán soporte e inspiración para la ingeniería mexicana

El texto contó con la participación de Raúl Aguilar Becerril, Álvaro Aldama Rodríguez, Sergio Chávez Pérez, Gerardo A. Corona, David de León Escobedo, Ulises Mena Hernández, Suzette Mora Orozco, Luis Eduardo Pérez Rocha, Sonia E. Ruiz Gómez y Luis Vieitez Utesa.

Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo. Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

**Gabriel Auvinet**
Instituto de Ingeniería, UNAM.

# Avances en la caracterización estratigráfica del subsuelo y en el análisis de su comportamiento (1957-2017)

Se examinan los avances en el conocimiento de los suelos y en el arte de construir obras geotécnicas que se han logrado en los últimos 60 años. Estos avances deben atribuirse a los trabajos de investigación y a la creatividad demostrada por los geotecnistas mexicanos en la realización de proyectos grandes y pequeños. En esta segunda parte, se revisan los avances en la caracterización estratigráfica del subsuelo y en el análisis de su comportamiento en distintas condiciones. En las partes siguientes se revisarán los avances en el diseño y construcción de cimentaciones y de otras obras geotécnicas.

## EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

### Técnicas de exploración

En los últimos decenios, se ha presentado en el mundo entero una evolución en la estrategia adoptada para la exploración del subsuelo para fines geotécnicos. El método tradicional consistía básicamente en obtener muestras de suelo, llevarlas al laboratorio y determinar sus propiedades índices y mecánicas para su uso en cálculos de capacidad de carga y de asentamientos. Este procedimiento se considera actualmente lento, laborioso y poco confiable debido a las dificultades encontradas para obtener muestras de buena calidad en muchos materiales. Existe por tanto la tendencia a sustituirlo por la realización de pruebas de campo (cono, veleta, presiómetro, ficómetro, dilatómetro) a partir de las cuales se obtienen los parámetros deseados (véase figura 1). En algunos casos, se procede directamente a estimar la capacidad de carga y hasta los asentamientos a partir de los resultados de estas pruebas.

Los avances en la exploración han tenido, por tanto, dos vertientes: el mejoramiento de las técnicas de muestreo y el desarrollo de pruebas de campo. Uno de los panoramas más completos de los avances logrados a través de los años en ambos aspectos y de lo último en tecnología es sin duda el que presentó Enrique Santoyo, autor de muchos de estos avances, en la vigésima Conferencia Nabor Carrillo (Santoyo, 2010).

Figura 1. Cono eléctrico.

Una importancia cada vez más grande se ha dado a la determinación de las propiedades dinámicas del suelo usando técnicas como las pruebas de pozo o la sonda suspendida (véase figura 2). Las velocidades de transmisión de onda determinadas con estas pruebas permiten realizar análisis de amplificación sísmica y de interacción suelo-estructura.

## BASES DE DATOS GEOTÉCNICOS Y SISTEMAS DE INFORMACIÓN

Durante el periodo 1957-2017 se ha acumulado una gran cantidad de información sobre el subsuelo de la Ciudad de México y de otras ciudades del país, en particular gracias a la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (ahora Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG).

En la Ciudad de México, después de los trabajos de recopilación pioneros de Marsal y Mazari (1959) y de Zeevaert (1973), se han realizado valiosas evaluaciones de la estratigrafía del valle (SMMS, 1965, 1976, 1978, 1990 y 1992; Jaime *et al*., 1989; TGC, 2005). Una primera base de datos geotécnicos fue creada por la SMIG y la Fundación Javier Barros Sierra. Esta base se sigue desarrollando en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II UNAM) gracias a las aportaciones de diferentes empresas e instituciones. Se cuenta con más de 10 mil sondeos.

Con los perfiles de sondeos geotécnicos disponibles, es posible integrar bancos de datos en sistemas de información geográfica para sondeos geotécnicos como el que ha sido desarrollado para el Valle de México (SIG-SG).

El Sistema de Información Geográfica para Sondeos Geotécnicos aprovecha las ventajas que ofrecen las tecnologías de la información y la eficiencia de las nuevas computadoras que, al combinarse, facilitan el manejo simultáneo de mapas temáticos (cartografía, geología, topografía, etc.) e información alfanumérica (bases de datos).

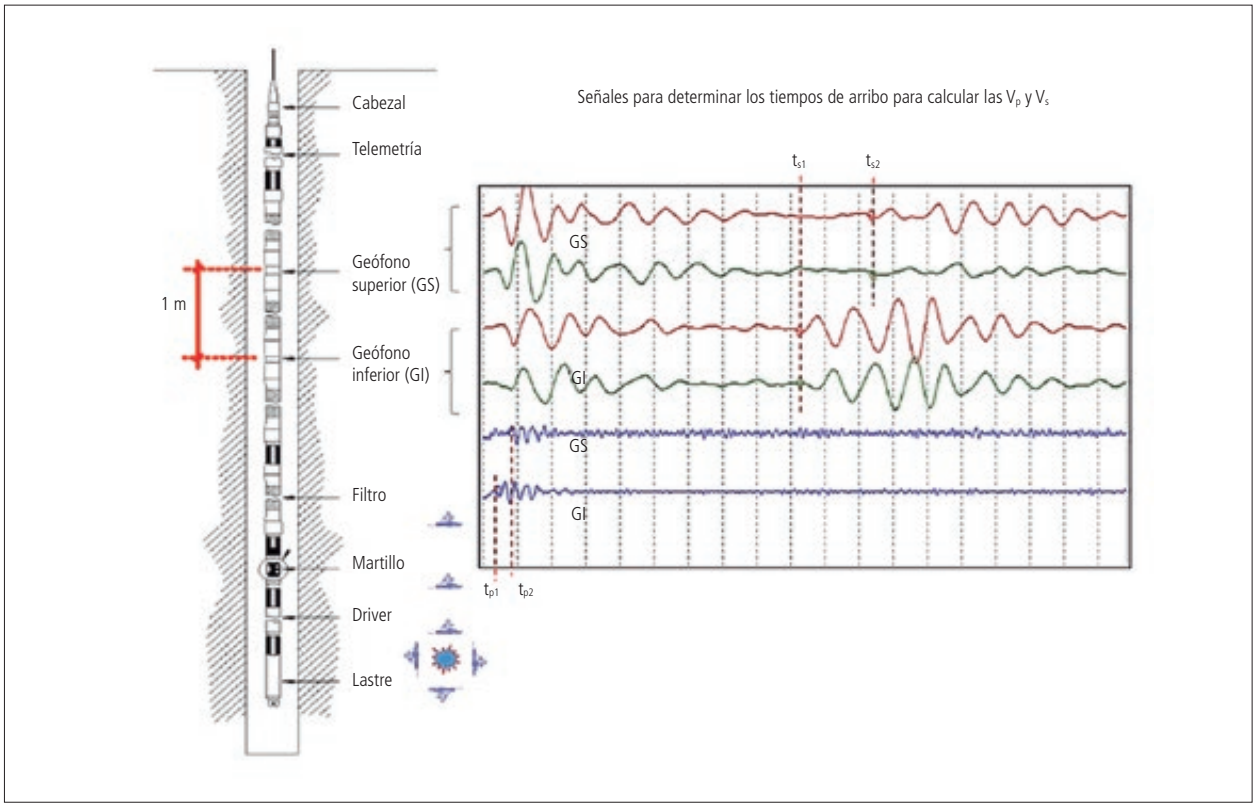



Figura 2. Sonda suspendida.

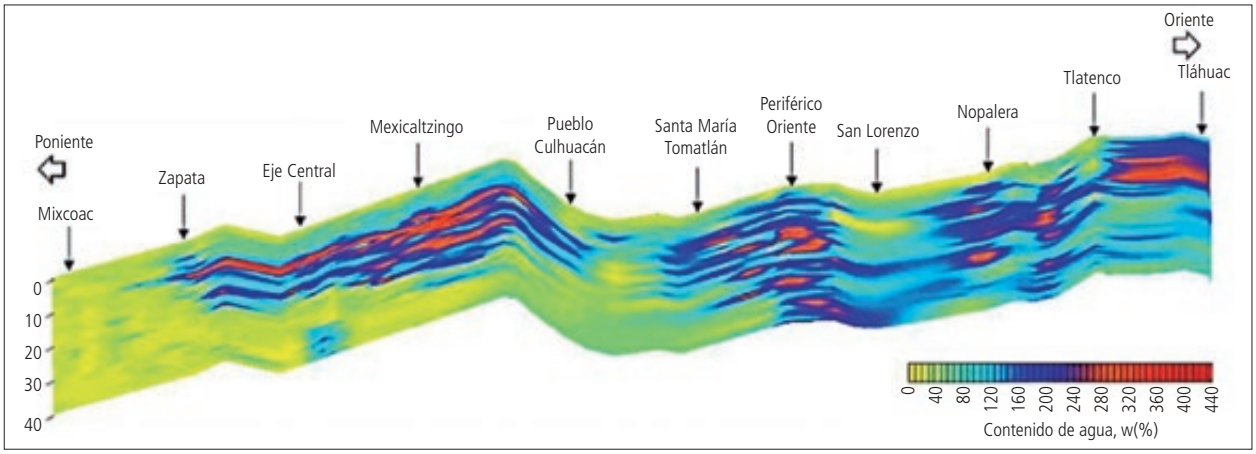



Figura 3. Corte longitudinal a lo largo de la línea 12 del metro obtenido por geoestadística.

Los datos de los bancos de información pueden ser sometidos a análisis estadísticos con objeto de establecer correlaciones entre propiedades del suelo que resultan útiles para diseños geotécnicos.

## INTERPOLACIÓN GEOESTADÍSTICA

Para la representación de las variaciones espaciales de las propiedades de los suelos blandos es posible recurrir a la geoestadística (Auvinet, 2002). Esta técnica permite la interpolación racional en el espacio entre los resultados obtenidos mediante sondeos y pruebas diversas. Proporciona sondeos virtuales en zonas donde escasea la información y secciones estratigráficas estimadas que facilitan la definición de modelos geotécnicos simplificados para realizar análisis mecánicos (Juárez, 2015). Las estimaciones realizadas por los métodos conocidos como *kriging* simple y ordinario dan resultados semejantes. Para estimar propiedades mecánicas para las cuales se cuenta con un número limitado de resultados, es conveniente apoyarse en otras variables con mayor número de resultados que estén correlacionadas con la variable de interés, recurriendo a la técnica de *cokriging* (Delgado, 2017).

En la figura 3 se muestra un perfil de variación del contenido de agua estimado en una sección transversal a lo largo de una obra lineal (transporte colectivo metro). Los perfiles de incertidumbre residual (desviación estándar de estimación) asociados a los de estimación y arrojados por los análisis geoestadísticos son útiles para definir la ubicación óptima de sondeos y pruebas de campo adicionales.

Usando esta misma técnica, ha sido posible estudiar en detalle la estratigrafía de diferentes áreas de la zona lacustre de la Ciudad de México (Auvinet *et al*., 2017). Estos trabajos han contribuido a precisar la zonificación geotécnica de la Ciudad de México que ha sido incorporada en las nuevas Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (2017). Una atención especial ha sido prestada a las anomalías geotécnicas existentes en la zona lacustre (Matus, 2011). Trabajos similares han sido realizados en ciertas zonas de otras ciudades como Querétaro (Morales, 2005) o Tuxtla Gutiérrez (Ordóñez, 2014).

## HUNDIMIENTO REGIONAL

El hundimiento regional que presenta el Valle de México a consecuencia del bombeo de agua potable desde los acuíferos profundos ha sido un tema constante de evaluación e investigación durante el último medio siglo (Marsal y Mazari, 1959; Auvinet *et al*., 2017).

Gracias a la creación del Sistema de Monitoreo de la Piezometría y de los Hundimientos del Valle de México por extracción de agua subterránea (Simoh) y al trabajo coordinado del II UNAM con las dependencias que llevan a cabo periódicamente levantamientos topográficos (Conagua, Sacmex, CAEM), ha sido posible establecer por primera vez un mapa que muestra la velocidad de hundimiento en toda la zona lacustre del Valle de México (Auvinet *et al*., 2017). Esta velocidad alcanza hasta 40 cm por año en algunos sitios. El hundimiento acumulado tomando como referencia el plano de Francisco Díaz Covarrubias de 1862 (anterior al inicio de la operación de pozos profundos) alcanza por su parte un valor máximo de 14.5 m. Es previsible que en un futuro cercano las mediciones del hundimiento se realizarán recurriendo a las prometedoras técnicas de percepción remota (Lidar e Insar; Auvinet *et al*., 2017), actualmente en proceso de calibración. Para la utilización óptima de estas técnicas, resultará de gran utilidad disponer de una red de estaciones geodésicas como la que ha sido propuesta por el II UNAM.

El hundimiento regional causa daños considerables a las cimentaciones de edificios, líneas de metro, líneas de conducción de agua, etc., y ha obligado a la realización de obras faraónicas como el Sistema de Drenaje Profundo y el Túnel Emisor Oriente, éste actualmente en construcción.

Ante tal situación, se buscan soluciones que permitan evitar estos graves inconvenientes. Recientemente se ha publicado un trabajo sobre el hundimiento de la Ciudad de México, en el que dicho fenómeno se describe con detalle

y se proponen posibles medios económicamente eficientes para resolverlo o atenuarlo (Reséndiz *et al*., 2016).

## AGRIETAMIENTO

Es común observar grietas en el suelo del Valle de México (Auvinet, 2008). Este problema existe asimismo en otras ciudades como Aguascalientes, Morelia o Celaya. Es importante observar que la terminología relativa a grietas y fracturas puede ser diferente en distintas ramas de la ciencia y de la ingeniería (Reséndiz y Auvinet, 2017).

Las grietas de la Ciudad de México han sido estudiadas desde hace tiempo por investigadores como Juárez-Badillo (1969). En los últimos decenios, el II UNAM ha realizado numerosos levantamientos directos e indirectos de grietas en los valles de México y de Toluca. Se realizan visitas periódicas a diversas zonas de la ciudad para dar seguimiento al comportamiento de dichas fracturas, lo que ha permitido establecer un archivo fotográfico donde se observa su evolución (véase figura 4).

Se han efectuado campañas específicas de levantamiento y evaluación de grietas para obras como las líneas A y 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro, varias obras hidráulicas de la Conagua y para el Nuevo Aeropuerto Internacional de México. Esta información, combinada con la obtenida por otras instituciones, ha sido publicada e incorporada a un sistema de información que incluye además diversas capas con datos geográficos, urbanísticos, geológicos, geotécnicos y topográficos (Auvinet *et al*., 2017).

Asimismo, se han realizado estudios sobre los mecanismos que provocan el agrietamiento y las técnicas que permiten mitigar sus efectos sobre las construcciones. El marco teórico de referencia para estos estudios es la mecánica de fracturas lineal o no lineal (Auvinet y Arias, 1991).

Hasta este momento se ha considerado que no era conveniente incluir en el Reglamento de Construcción un mapa de

Figura 4. Grieta por hundimientos diferenciales en zona de transición abrupta entre suelos blandos y firmes.

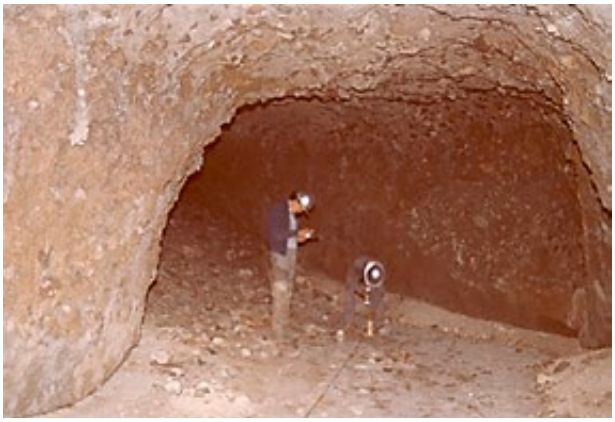


Figura 5. Exploración de una galería.

las grietas debido a que corresponden a muy diversos niveles de riesgo y sufren una rápida evolución con el tiempo. Las implicaciones del fracturamiento para las construcciones existentes o futuras deben ser objeto de estudios geotécnicos específicos en cada predio o fraccionamiento, que tomen en cuenta el contexto general en el que se desarrolla. Conviene observar que obras de gran magnitud como el lago Nabor Carrillo y la laguna Casa Colorada se han construido con éxito sobre terrenos agrietados.

La mayoría de las grietas que llamaron la atención después del sismo del 19 de septiembre 2017 ya existían previamente. Sin embargo, la configuración de las grietas puede ser modificada por las ondas sísmicas (en particular por las ondas superficiales). Es posible que algunas de estas grietas se marquen más y que el escalón que forman se vuelva más visible. Incluso, pueden surgir algunas grietas nuevas. Estos cambios hacen recomendable una actualización de la cartografía existente después de cada sismo importante.

## ZONAS MINADAS

Los problemas de geotecnia de la cuenca de México no se limitan a la zona lacustre. En las lomas que rodean los antiguos lagos, y especialmente en las del poniente, es común la presencia de suelos sueltos, de rellenos y de oquedades, cavernas y galerías atribuibles a la explotación minera en esta zona (véase figura 5). La atención prestada a este último problema no ha sido continua a lo largo de los años. Tomando en cuenta los accidentes que siguen presentándose debido a esta condición, es recomendable retomar los estudios que en el pasado fueron realizados por las distintas delegaciones de la Ciudad de México afectadas por este problema y que fueron objeto de un importante simposio organizado por la SMIG (1976).

## EFECTOS DE SITIO

En el periodo 1957-2017 se presentaron varios sismos importantes. Destacan los del 18 de julio de 1957 (caída del "ángel" del Monumento a la Independencia), del 19 de septiembre de 1985 (macrosismo de Michoacán) y el

reciente sismo del 19 de septiembre de 2017 (sismo Puebla-Morelos). La sorprendente respuesta del subsuelo de la Ciudad de México a eventos sísmicos había sido ya reconocida desde hace tiempo por distintos investigadores (Rosenblueth *et al*., 1965; Rosenblueth y Elorduy, 1969; Zeevaert, 1973). La importancia de los efectos de sitio fue demostrada más allá de cualquier duda al ocurrir el sismo de 1985. Se estableció que, en muchos casos, se había dado una cuasirresonancia entre las ondas sísmicas, el suelo y las estructuras al coincidir aproximadamente sus periodos dominantes. Se mostró que los modelos unidimensionales son capaces de reproducir los espectros de respuesta observados con buena precisión (Romo y Seed, 1986; Romo *et al*., 1989). Los cambios progresivos de las propiedades del suelo lacustre a consecuencia del hundimiento (Méndez, 1991) conducen a pensar que la respuesta del subsuelo presentará en el futuro una evolución importante.

Las respuestas sísmicas del suelo y de las estructuras observadas durante el reciente sismo de septiembre de 2017 (Torres, 2017) confirman las interpretaciones que se propusieron en 1985. En este caso, la presencia de frecuencias más altas en las ondas sísmicas tuvo sin embargo por efecto que la zona (parte poniente de la zona lacustre) y las estructuras (cinco a siete niveles) más afectadas fueran sensiblemente diferentes de las de 1985. Algunos efectos tridimensionales aparentes en la distribución de aceleraciones deben ser estudiados mediante modelos más avanzados

**Referencias**


Auvinet, G., y A. Arias, A (1991). Propagación de grietas. *Memoria del simposio "Agrietamiento del suelo"*. Ciudad de México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos: 21-31.

Auvinet, G. (2002). Uncertainty in Geotechnical Engineering/Incertidumbre en Geotecnia. Sixteenth Nabor Carrillo Lecture/Decimosexta Conferencia Nabor Carrillo. Publicación bilingüe english/español. Querétaro: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Auvinet, G. (2008). Fracturamiento de suelos, estado del arte. Volumen especial: Conferencias temáticas: avances recientes. *Memoria de la XXIV[a] Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Aguascalientes: 299-318.

Auvinet, G., E. Méndez y M. Juárez (2017). *El subsuelo de la Ciudad de México*. Vol. III. Complemento a la tercera edición del libro de R. J. Marsal y M. Mazari, relativo a los avances en el conocimiento del subsuelo en el periodo 1959-2016. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Delgado Muñiz, M. (2017). Análisis geoestadístico multivariable de las propiedades geotécnicas del subsuelo del Valle de México. Tesis de maestría en Geotecnia. Ciudad de México: Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.

Díaz Covarrrubias, F. (1862). *Carta hidrográfica del Valle de México*. Ciudad de México: Ministerio de Fomento.

Gobierno de la CDMX (2017). Normas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Jaime, A., D. Reséndiz y M. P. Romo (1989). El subsuelo del Valle de México: Propiedades dinámicas y zonificación. *Ingeniería* (2) LVIII. Revista de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Juárez, M. (2015). Análisis geoestadístico del subsuelo de la zona lacustre de la cuenca de México. Tesis doctoral. Ciudad de México: Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería Civil, Geotecnia, UNAM.

Juárez Badillo, E., y A. Rico Rodríguez (1969). *Teoría de grietas de tensión*. Apéndice I de Mecánica de suelos II: 329-346.

Marsal, R. J., y M. Mazari (1959). *El subsuelo de la Ciudad de México*. Vols. I y II. 3[a] ed. (2017) con motivo del 60 aniversario de la fundación del Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad de México.

Matus Acuña, U. (2011). Caracterización de anomalías geotécnicas en las zonas de transición y del lago de la ciudad de México. Tesis profesional. Ciudad de México: Facultad de Ingeniería, UNAM.

Méndez, E. (1991). Evolución de las propiedades de la arcilla de la Ciudad de México. Tesis de licenciatura en Ingeniería civil. Ciudad de México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN.

Morales, G. (2005). Caracterización geoestadística del subsuelo en un predio ubicado en Corregidora, Querétaro. Tesis de maestría en Ciencias (Mecánica de suelos). Querétaro: División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro.

Ordóñez, J. (2014). Caracterización del subsuelo y análisis de riesgos geotécnicos en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez. Tesis doctoral. Ciudad de México: Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Ingeniería civil, UNAM.

Reséndiz, D., G. Springall, J. M. Rodríguez y R. Esquivel (1965). Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México. *Memoria de la V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos* I. México: SMMS y publicación 276 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Reséndiz, D., G. Auvinet y E. R. Méndez (2016). Subsidencia de la Ciudad de México: un proceso centenario insostenible. Ciudad de México: Publicación SID 700, Serie Investigación y Desarrollo, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Reséndiz, D., y G. Auvinet (2017). Confusiones surgidas a partir de los sismos de 2017 en la Ciudad de México. *Geotecnia* 246: 24-27. SMIG.

Romo, M. P., E. Ovando-Shelley, A. Jaime y G. Hernández (1989). Local site effects on Mexico City ground motions. *Proceedings, XII[th] International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering* 3: 2001-2009. Río de Janeiro.

Romo, M. P., y H. B. Seed (1986). Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 1985. *Proceedings, ASCE Specialty Conference on the Mexico Earthquakes-1985, Mexico City*: 148-162.

Rosenblueth, E., I. Herrera y O. Rascón (1965). Earthquake spectrum prediction for the valley of Mexico. *Proceedings, III World Conference on Earthquake Engineering* 1: I-45 a I-60. Nueva Zelanda.

Rosenblueth, E., y J. Elorduy (1969). *Características de temblores en la arcilla de la ciudad de México*. Volumen Nabor Carrillo. Ciudad de México: Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

Santoyo, E. (2010). Exploración de suelos, métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo. Vigésima Conferencia Nabor Carrillo. Acapulco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS (1976). Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México. Memoria del simposio celebrado el 10 de marzo en la Ciudad de México.

SMMS (1978). El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México. Memoria del simposio celebrado el 10 de marzo en la Ciudad de México.

SMMS (1990). El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo. Memoria del simposio realizado en la Ciudad de México.

SMMS (1992). Experiencias geotécnicas en la zona poniente del Valle de México. Memoria del simposio realizado el 19 de junio en la Ciudad de México.

TGC (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. Ciudad de México: TGC.

Torres Álvarez, C. R. (2017). Efectos de sitio del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México. *Geotecnia* 246: 18-22. Ciudad de México: SMIG.

Zeevaert, L. (1973). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. 2[a] ed. (1983). Nueva York: Van Nostrand, Reinhold.


Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo. Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

**Martha Suarez**
Doctora por la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). Técnica académica titular C del Instituto de Ingeniería y profesora de asignatura A en la Facultad de Ingeniería, ambas de la UNAM.

**Javier Avilés**
Doctor por la UNAM. Fue investigador en el Instituto de Investigaciones Eléctricas y en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Perteneció al Sistema Nacional de Investigadores.

# Torsión dinámica en estructuras considerando distintos puntos de control*

En este trabajo se calculan los coeficientes de la excentricidad considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, su respuesta máxima acoplada y para varios puntos de control ubicados entre el centro de rigidez y la periferia de la estructura. El propósito es comparar los valores de los coeficientes calculados con aquéllos propuestos en las normas de diseño.

En los criterios empleados para el diseño dinámico a la torsión de estructuras, se sugiere que el cálculo de la excentricidad de diseño se haga a partir de las excentricidades dinámica y accidental que se obtienen de aplicar los coeficientes que se indican en las normas, que se especificaron a partir del análisis de modelos apoyados sobre base rígida, suponiendo que las respuestas máximas de traslación y torsión ocurren simultáneamente y son aditivas, y además que el máximo desplazamiento sucede en la periferia de la losa de la estructura. En este trabajo se calculan los coeficientes de la excentricidad considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, su respuesta máxima acoplada y para varios puntos de control ubicados entre el centro de rigidez y la periferia de la estructura. El propósito es comparar los valores de los coeficientes calculados con aquéllos propuestos en las normas de diseño.

## INTRODUCCIÓN

En el análisis estático de los edificios, las normas técnicas reglamentarias establecen que los efectos de torsión se consideren aplicando fuerzas laterales equivalentes a una distancia $e_{dis}$ del centro de torsión. En particular, las NTCD de la CDMX (2018) estipulan que la excentricidad de diseño es la que resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e_{dis} = \begin{cases} 1.5e + 0.1B \\ e - 0.1B \end{cases} \quad (1)$$

*En un mensaje de correo que le envié al Dr. Javier Avilés López el 28 de octubre de 2014, le propuse la publicación del artículo que aquí presento en la *Revista de Ingeniería Sísmica*. Abajo reproduzco su respuesta:

"Martha:
Déjame leerlo y platicamos. Sin embargo, viendo lo atractivo de los resultados y para evitar conflicto de intereses por ser editor de la revista, bien podrías traducirlo al inglés y le buscamos una revista que sea tan cotizada. Pero en el último de los casos, lo puedes enviar a la revista sin mi coautoría. Por cierto, qué pasó con la publicación definitiva del artículo similar que tenemos en la revista española. Recuerdo que estaba programada para fines de año.
Saludos,
Javier"

El artículo lo archivé en espera de tener el tiempo para traducirlo. Considero apropiado que, como parte del homenaje que merecidamente se le brinda al Dr. Javier Avilés en este número, se publique este último artículo.
Martha Suarez

donde *e* es la excentricidad estática dada por la separación entre los centros de masa (CM) y rigidez (CR), y *B* es la dimensión de la planta del edificio perpendicular a la dirección de la excitación sísmica.

Al coeficiente que afecta a la excentricidad estructural suele llamársele coeficiente de excentricidad dinámica (denotado en este trabajo como $\alpha$) y tiene el propósito de tomar en cuenta el acoplamiento de los movimientos lateral y torsional de la estructura. En el segundo sumando, *B* está multiplicado por un coeficiente $\beta$ con valor ±1. Con él se consideran los efectos debidos a la torsión accidental que comprende la rotación generada por el paso de ondas y las discrepancias existentes entre la excentricidad real y la calculada. Ambos coeficientes se basan en los resultados obtenidos del análisis de estructuras desplantadas sobre base rígida y en el juicio ingenieril.

El paso de las ondas sísmicas (Veletsos y Prasad, 1989) y la incoherencia del movimiento del terreno (Veletsos y Tang, 1990) donde se apoya la estructura tienden a reducir su movimiento de traslación en el nivel de la base y a generar movimientos de cabeceo y torsión (Avilés y Suarez, 2006). El enterramiento de la cimentación también contribuye a reducir la respuesta a la torsión de la estructura (Iguchi, 1982; Clough y Penzien, 1975).

En la definición de $\alpha$ y $\beta$ se considera que las respuestas máximas de traslación y torsión ocurren simultáneamente y son aditivas. Este criterio es conservador porque se asume que los valores pico de las torsiones natural y accidental ocurren al mismo tiempo y en la misma dirección, lo que puede arrojar resultados que sobrestimen el momento de diseño por torsión. Un criterio menos conservador implica el considerar al desplazamiento dinámico pico como la acción simultánea de todos los componentes de la excitación en la base. Esto se puede ver como una extensión de la aproximación desarrollada por Dempsey y Tso (1982) para estimar los efectos de torsión generados por la asimetría estructural y posteriormente ajustado por De la Llera y Chopra (1994) para estimar los debidos a la rotación de la cimentación. Otro factor es la ubicación del punto de control donde se realiza la evaluación de los desplazamientos. Generalmente se evalúa considerando puntos situados en la periferia de la losa del edificio, suponiendo que la variación de la respuesta es lineal del centro de rotación a la periferia.

En este trabajo se obtienen los coeficientes dinámico ($\alpha$) y accidental ($\beta$) considerando la interacción cinemática e inercial del sistema. Los cálculos se llevan a cabo para distintos puntos entre el eje de rotación y la periferia de la estructura. Los efectos combinados de la asimetría estructural y la rotación de la cimentación son interpretados por medio de excentricidades dinámicas y accidentales. Estas excentricidades se determinan con base en los desplazamientos máximos debidos al acoplamiento de traslación y torsión.

Aun cuando los resultados obtenidos son directamente aplicables a estructuras simples, se considera que las conclusiones reportadas también son válidas para el modo fundamental de estructuras complejas que satisfagan ciertas restricciones (Kan y Chopra, 1977) y que permanezcan dentro del rango elástico durante sismos moderados.

## COEFICIENTES $\alpha$ Y $\beta$

Se consideró el modelo de un oscilador simple con cinco grados de libertad, dos de ellos debidos a los desplazamientos lateral ($\Delta_e$) y torsional de la estructura ($\theta_e$) relativos al centro de la losa, y los tres restantes a los desplazamientos de torsión ($\Delta_f$), traslación ($\theta_f$) y cabeceo ($\theta_f$) de la cimentación relativos a los movimientos de entrada. El cabeceo de la estructura en este trabajo se desprecia. Las señales utilizadas como excitación del sistema están compuestas por ondas planas de corte SH, propagándose con un ángulo $\gamma$ en relación con la vertical. Con esta excitación los movimientos de entrada en el centro de la base del cimiento son los desplazamientos horizontales $\Delta_o$, cabeceo $\varphi_o$ y torsión $\theta_o$.

El modelo usado consiste en una losa rígida a una altura $H_e$ soportada por columnas axialmente inextensibles que se conectan a la cimentación con ancho $B = 2a$ y profundidad de desplante de *D*. Las masas del edificio y el cimiento, $M_e$ y $M_f$ , no están uniformemente distribuidas sobre sus áreas cuadradas, que son idénticas. Parámetros relacionados son los momentos de inercia de la masa $I_e$ e $I_f$ y los correspondientes momentos de inercia polares $J_e$ y $J_f$ referidos a los ejes centroidales horizontal y vertical, respectivamente.

La estructura está caracterizada por los periodos desacoplados a la traslación y torsión considerada en su condición de base rígida, y sus correspondientes relaciones de amortiguamiento viscoso ($\zeta_h = \zeta_\theta = 5\%$). El suelo de apoyo se idealiza como un semiespacio uniforme viscoelástico con velocidad de propagación de ondas de corte $V_s$, densidad de masa $\varrho_s$, relación de Poisson *vs*. = 0.4 y relación de amortiguamiento viscoso $\zeta_s = 5\%$.

Las ecuaciones que gobiernan el movimiento en el dominio de la frecuencia son:

$$[K_s + i\omega C_s - \omega^2 M_s]\{\delta_s\} = \omega^2 \Delta_g \{Q_h M_o + Q_\varphi I_o + Q_\theta J_o\} \quad (2)$$

donde ω= frecuencia circular excitadora y $i = \sqrt{-1}$ la unidad imaginaria. $\delta_s = \{\Delta_e, \Delta^\theta_e, \Delta_f, \Delta^\varphi_f, \Delta^\theta_f\}^T$ es el vector de las amplitudes de los desplazamientos del sistema, y $\Delta^\theta_e = d\theta_e$ y $\Delta^\theta_f = d\theta_f$ son los desplazamientos torsionales en el edificio y la cimentación, respectivamente, calculados en un punto localizado sobre un eje de simetría a una distancia *d* del centro de cortante CR, y $= \Delta^\varphi_f (H_e + D)\varphi_f$ es el desplazamiento debido al cabeceo medido en la parte superior del edificio. Las relaciones $Q_h = \Delta_o / \Delta_g$ , $Q_\varphi = (H_e + D)\varphi_o / \Delta_g$, y $Q_\theta = d\theta_o / \Delta_g$ representan las funciones de transferencia de los movimientos de entrada, donde $\Delta_g$ = movimiento horizontal de campo libre en la superficie del suelo. Los movimientos de entrada al nivel de desplante de la cimentación son el desplazamiento horizontal $\Delta_o$ , el cabeceo $\varphi_o$ y

la torsión $\theta_o$ respecto a un eje vertical que pasa por el centro del modelo.

La ecuación (2) representa cinco ecuaciones algebraicas lineales con coeficientes complejos. En Avilés y Suarez (2006) se definen los vectores de carga $M_o$ , $I_o$ y $J_o$ , y las matrices de masa $M_s$, amortiguamiento $C_s$ y rigidez $K_s$ del sistema.

En el cálculo de los movimientos de entrada se utilizó el método de Iguchi (1982) usando las funciones de impedancia reportadas por Mita y Luco (1989). Se consideraron $I_f / I_e = J_f / J_e = M_f / M_e$.

La torsión de diseño para las estructuras se obtiene como:

$$T_{dis} = T_n + T_a \tag{3}$$

donde:

$T_n = e_d \tilde{V}_o$ ; para la torsión natural (4)

$T_a = e_a \tilde{V}_o$ ; para la torsión accidental (5)

$e_d$ y $e_a$ son las excentricidades dinámica y accidental a ser calculadas, y $\tilde{V}_o$ = el cortante basal desacoplado debido a la excitación efectiva de traslación y cabeceo, obtenido a partir de:

$$\tilde{V}_o = K^e_h \, \tilde{\Delta}_o \tag{6}$$

$K^e_h$ = la rigidez lateral de la estructura y $\tilde{\Delta}_o = max \mid \Delta_e (e = 0)$ = máximo desplazamiento dinámico en la estructura simétrica.

Los valores de $e_d$ y $e_a$ se determinan para satisfacer:

$$\tilde{\Delta}_p = \frac{\tilde{V}_o}{K^e_h} + \frac{\tilde{V}_o (e_d + e_a)}{K^e_\theta} d \tag{7}$$

donde $\tilde{\Delta}_p = max \mid \Delta_e + \Delta^\theta_e \mid$ es el desplazamiento dinámico máximo en $d$. Se considera que la fuerza $\tilde{V}_o$ es aplicada estáticamente a una distancia $e_d + e_a$ del CR para producir un desplazamiento en el lado flexible del edificio idéntico a $\tilde{\Delta}_p$.

Asumiendo que:

$$(\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi} = \frac{\tilde{V}_o}{K^e_h} + \frac{\tilde{V}_o e_d}{K^e_\theta} d \tag{8}$$

$$\tilde{\Delta}_p - (\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi} = \frac{\tilde{V}_o e_a}{K^e_\theta} d \tag{9}$$

donde $K^e_\theta$ = rigidez torsional de la estructura y $(\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi} = max \mid \Delta_e (Q_\theta = 0) + \Delta^\theta_e (Q_\theta = 0) \mid$ = desplazamiento dinámico pico debido a la excitación de traslación y cabeceo de la base. Sustituyendo la ecuación (7) en las ecuaciones (8) y (9), se obtienen:

$$\alpha = \frac{e_d}{e} = \left( \frac{(\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi}}{\tilde{\Delta}_o} - 1 \right) \frac{\lambda^2}{e_r} \left( \frac{r_\theta}{a} \right)^2 \left( \frac{a^2}{d} \right) \tag{10}$$

$$\beta = \frac{e_a}{b} = \frac{\tilde{\Delta}_p - (\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi}}{\tilde{\Delta}_o} \frac{\lambda^2}{2} \left( \frac{r_\theta}{a} \right)^2 \left( \frac{a}{d} \right) \tag{11}$$

siendo $e_r = e/a$, $r_\theta = (J_e / M_e)^{1/2}$ el radio de giro polar y $\lambda$ = relación de frecuencias desacopladas de torsión y de traslación:

$$\lambda = \frac{\omega_\theta}{\omega_h} = \frac{1}{r_\theta} \sqrt{\frac{K^b_\theta}{K^b_h}} \tag{12}$$

donde $\omega_\theta = (K_0 / J_e)^{1/2}$ y $\omega_h = (K_h / M_e)^{1/2}$ son las frecuencias circulares a la torsión y traslación, respectivamente.

Las relaciones $(\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi} / \tilde{\Delta}_o$ y $[\tilde{\Delta}_p - (\tilde{\Delta}_p)_{h\varphi}] / \tilde{\Delta}_o$ proporcionan una medida de la modificación de la respuesta estructural debido a los efectos de acoplamiento torsional y de la excitación rotacional de la base, respectivamente. Cuando los resultados de $\alpha$ y $\beta$ son negativos significa que el desplazamiento lateral se reduce por los efectos de torsión.

## RESULTADOS NUMÉRICOS

Se realizó un estudio paramétrico utilizando una base de datos con más de 400 acelerogramas (SMIS, 2000) de sismos con magnitudes mayores o iguales a 6. Las estaciones que los registraron están ubicadas en la Ciudad de México desplantadas sobre suelo blando. Para garantizar que únicamente los parámetros del sistema suelo-estructura influyan en la respuesta a la torsión, se normalizaron los registros para que la amplitud pico del espectro de Fourier tuviera un periodo aproximado de un segundo.

Los resultados que se presentan corresponden al promedio de las respuestas del sistema suelo-estructura con características que se enlistan en la tabla 1. El sistema fue sometido a una excitación generada por los acelerogramas escogidos. $\gamma$ está relacionado con la velocidad horizontal aparente = $c$ a través de la siguiente ecuación:

$$\sin \gamma = V_s / c \tag{13}$$

La rigidez de la estructura y el suelo, $\tau_w = 2H_e\omega_h / V_s$, se relacionan con el tiempo de tránsito de las ondas de corte mediante

$$a / V_s = \tau_w / (2\omega_h \delta_h) \tag{14}$$

Tabla 1. Parámetros utilizados en el análisis

| Descripción | Nomenclatura | Valores |
|---|---|---|
| Ángulo de incidencia | $\gamma$ | 1.5°, 3° y 6° |
| Esbeltez | $\delta_h = H_e / a$ | 1 y 3 |
| Profundidad de desplante | $\delta_d = D / a$ | 0, 0.5, 1.0 y 1.5 |
| Excentricidad normalizada | $e_r = e / a$ | 0.10 y 0.20 |
| Tiempo de tránsito | $a / V_s = \tau_w T_h / 4\pi\delta_h$ | 0.15 y 0.30 |
| Periodos de la estructura | $T_h$ | 0.25s, 0.5s, 1s y 2s |
| Razón de frecuencias desacopladas | $\lambda$ | entre 0 y 3 |

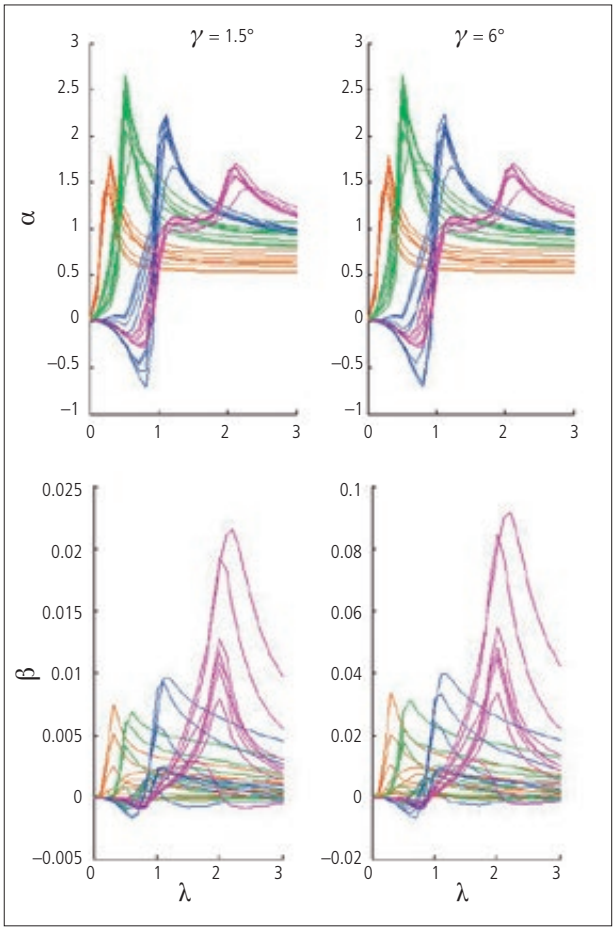



Figura 1. Valores de α y β para *x/a* = 1, considerando $\delta_d$, $\delta_h$ y $e_r$ de la tabla 1 para $T_h$ = 0.25 s, 0.5 s, 1 s y 2 s.

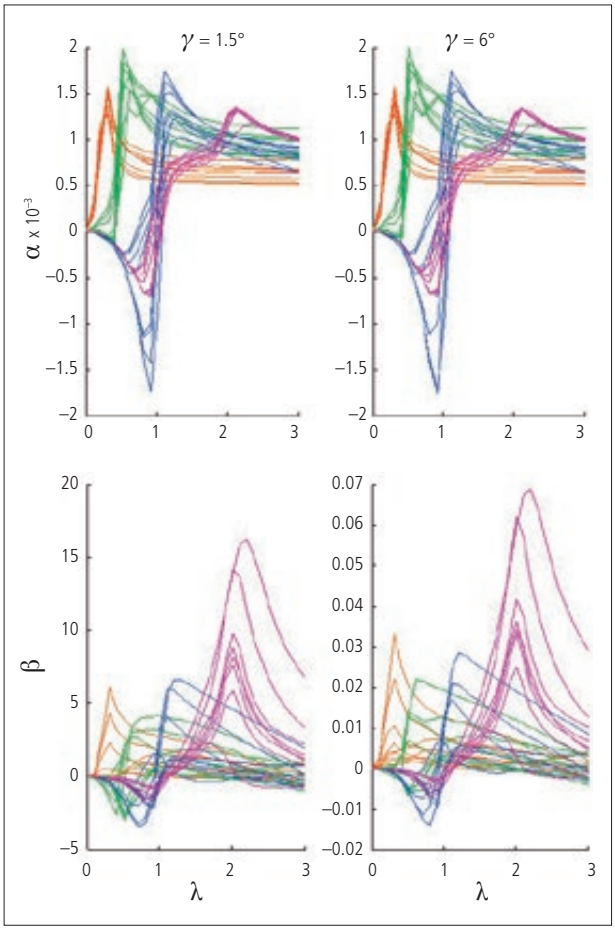



Figura 2. Valores de α y β para *x/a*=0.4, considerando $\delta_d$, $\delta_h$ y $e_r$ de la tabla 1 para $T_h$ = 0.25 s, 0.5 s, 1 s y 2 s.

tal que si $\omega_h$ es inversamente proporcional a $H_e$ , entonces $\tau_w$ mide solamente la flexibilidad del suelo. Los valores considerados fueron para $V_s/c = 0.025, 0.05$ y 0.1 y para $a/V_s$ = 0.15 y 0.3 s, que corresponderían a cimentaciones con semianchos que varían de 15 a 30 m, desplantadas sobre suelos blandos con un rango de velocidades de $V_s$ = 50 a 200 m/s y con velocidades de fase $c$ superiores a 500 m/s consistentes con los observados en los registros sísmicos obtenidos de arreglos densos (Bolt *et al*., 1982; O'Rourke *et al*., 1982).

El análisis se llevó a cabo para estructuras cortas ($\delta_h = 1$), con periodos a la traslación $T_h$ = 0.25 y 0.5 s, y para estructuras medianas ($\delta_h = 3$), con $T_h$ = 1 y 2 s, con cimentación enterrada ($\delta_d = 0, 0.5, 1.0$ y 1.5), y excentricidades $e_r$ = 0.1 y 0.2. Los cálculos se realizaron para el lado flexible de la losa para distancias $0.1 \leq d/a \leq 1.0$ del CR. Los resultados presentados en este trabajo corresponden a los valores medios obtenidos de estos factores.

## EFECTOS DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA Y DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA DE LA EXCITACIÓN

La ventaja de utilizar el cortante desacoplado generado en la estructura sobre base flexible para normalizar los resultados radica en que se obtienen pequeñas variaciones de los valores de α y las gráficas se agrupan dependiendo del valor de $T_h$ (véase figura 1). Esto implica que los parámetros como $\gamma$, $e_r$ y $\delta_h$ influyen poco en el valor de α. Para β las variaciones que se aprecian son más importantes, y es menos clara la agrupación de las curvas en relación con el periodo estructural (figura 1). Debido al valor tan pequeño obtenido para β cuando *x/a* = 1, la excentricidad de diseño es prácticamente igual a la excentricidad dinámica, porque al considerar los efectos de la interacción suelo-estructura ya se está tomando en cuenta el efecto del paso de ondas que contribuye de manera importante en la excentricidad accidental cuando se considera a la estructura apoyada sobre base rígida. La diferencia en amplitudes implica la dependencia de β con $\gamma$ y $\delta_d$. $\gamma$ tiene una influencia despreciable en el valor de α.

Los valores negativos para α y β se pueden deducir del análisis de las ecuaciones 10 y 11. Éstos se presentan principalmente para estructuras torsionalmente flexibles ($\lambda < 1$) y altas ($\delta_h = 3$). Los valores negativos en α indican que la fuerza cortante basal se reduce en relación con la desacoplada, lo que representa un efecto favorable. Para β, los valores

negativos indican que los desplazamientos ocurridos por el movimiento horizontal y la rotación de la base son opuestos entre sí, y generan una disminución del desplazamiento basal acoplado. Esto es más evidente si *x/a* está cerca del CR (véase figura 2).

Para valores muy pequeños o muy grandes de λ, el sistema se comporta como torsionalmente desacoplado (α = 0) o estático ($\alpha = \lambda^2 r^2_\theta / e$) (véase figura 1). En este último caso, la torsión en la base se puede calcular como el producto del cortante desacoplado multiplicado por la excentricidad estática. La variación de β con λ no sigue un patrón tan consistente y claro como el mostrado por α. Para valores pequeños de λ, β tiende a cero, y para valores grandes no hay indicaciones teóricas que consideren los límites de este factor (véase figura 1).

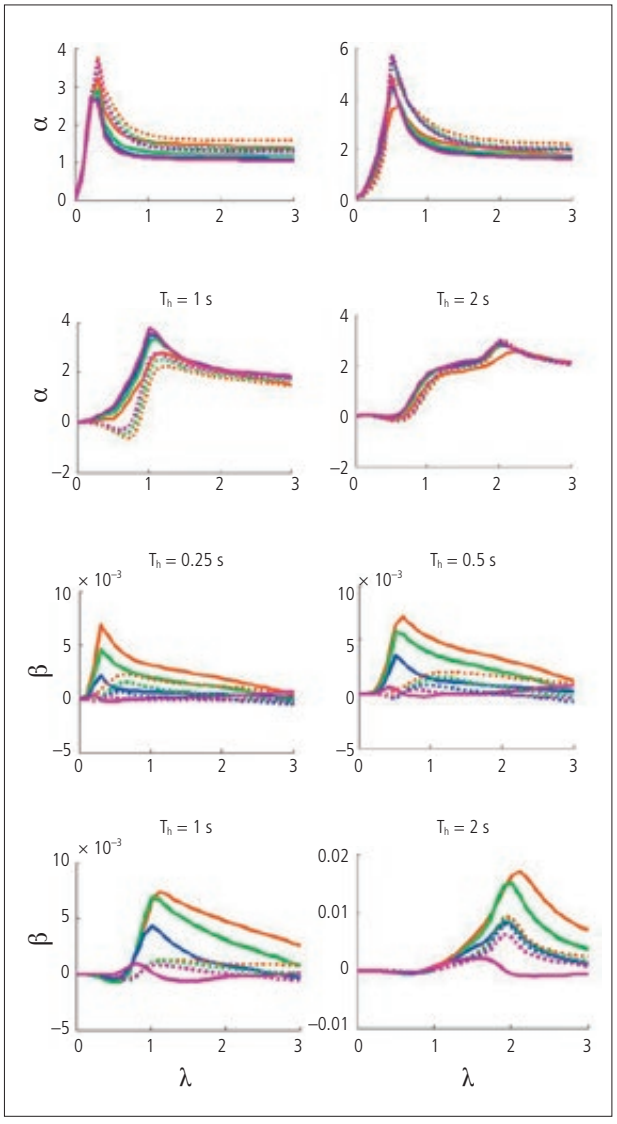



Figura 3. Valores de α y β para *x/a* = 1, $e_r$ = 0.2, γ = 1.5° y $\delta_d$ = 0.0, 0.5, 1 y 1.5. Con línea continua $a/V_s$ = 0.3 s, y con línea a trazos $a/V_s$ = 0.15 s.

## INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DE LA CIMENTACIÓN

Para $T_h \leq 0.5$ s, el valor absoluto de α tiende a ser mayor para los sistemas con $a/V_s$ = 0.15 s que el obtenido para $a/V_s$ = 0.3 s. Este comportamiento se invierte para estructuras medianas ($\delta_h$ = 3). La influencia de $\delta_d$ es pequeña para α. Sólo cuando $\delta_d$ = 0 se advierten diferencias donde se presenta el valor pico con una amplitud que tiende a ser menor que cuando $\delta_d > 0$. Para $T_h$ = 0.25 s, esto se invierte debido a que no hay reducción del cortante basal causado por el enterramiento de la cimentación. En estructuras con periodos mayores, la influencia del enterramiento de la cimentación es prácticamente nula (véase figura 3).

La variación de β es menor cuando $a/V_s$ = 0.15 s que para $a/V_s$ = 0.3 s, y la excentricidad accidental decrece cuando se incrementa $\delta_d$ debido a que a mayor enterramiento se genera

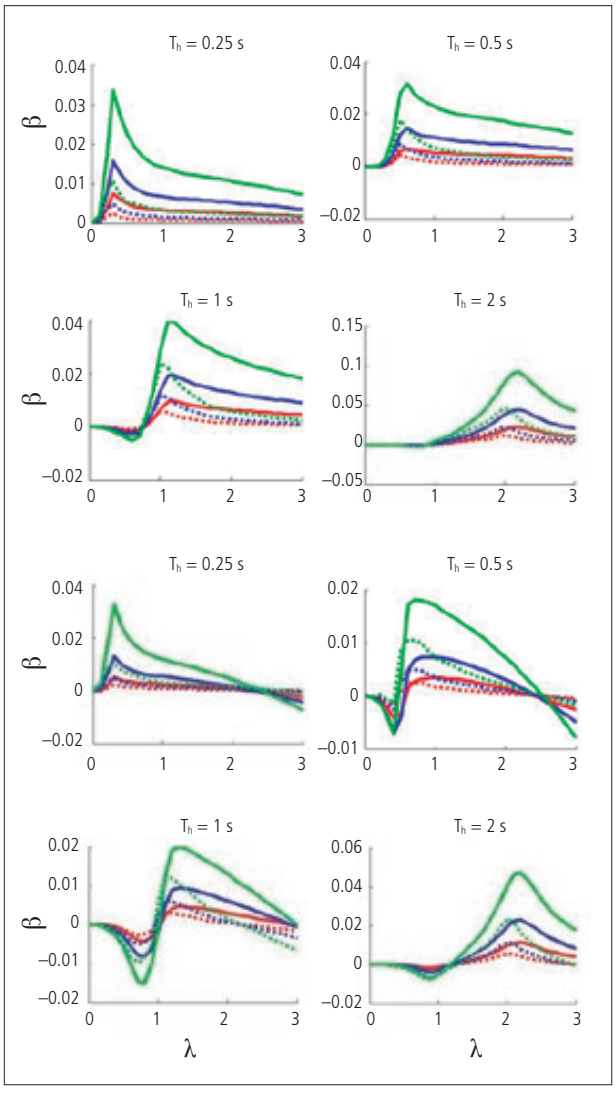



Figura 4. Valor de β para *x/a*=1 (las primeras cuatro imágenes) y 0.25 (las cuatro imágenes restantes), $e_r$ = 0.1, $a/V_s$ = 0.3 s y $\delta_d$ = 0 (línea continua) y 1 (línea a trazos). $V_s/c$ = 0.025, 0.05 y 0.1.

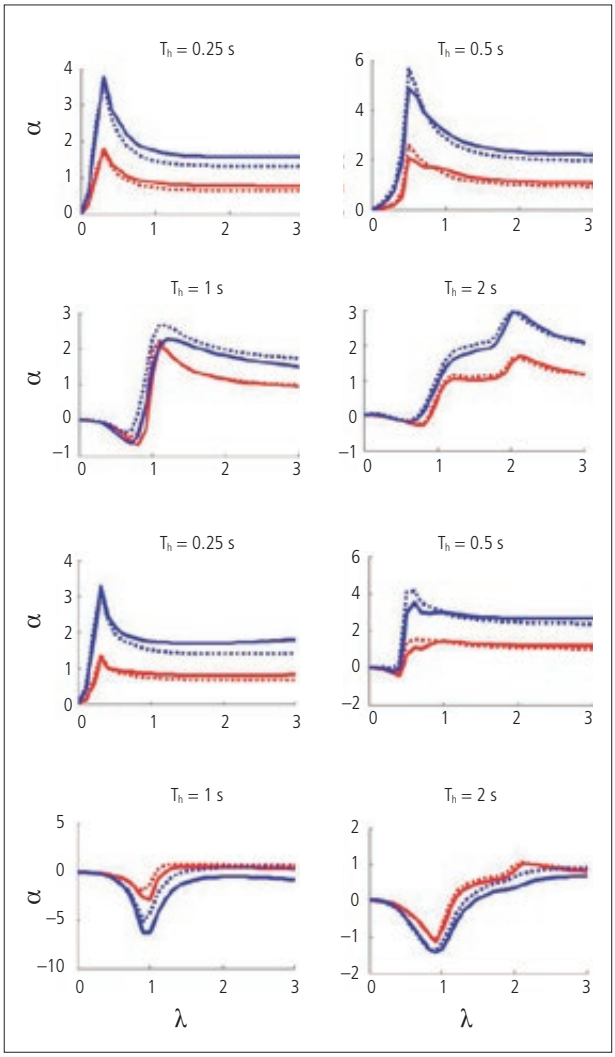



Figura 5. Valor α para *x/a*=1 (las primeras cuatro imágenes) y 0.25 (las cuatro imágenes restantes), $V_s/c$ = 0.025, $a/V_s$ = 0.15 s y $e_r$ = 0.1 y 0.2 para $\delta_d$ = 0 (línea continua) y 1 (línea a trazos).

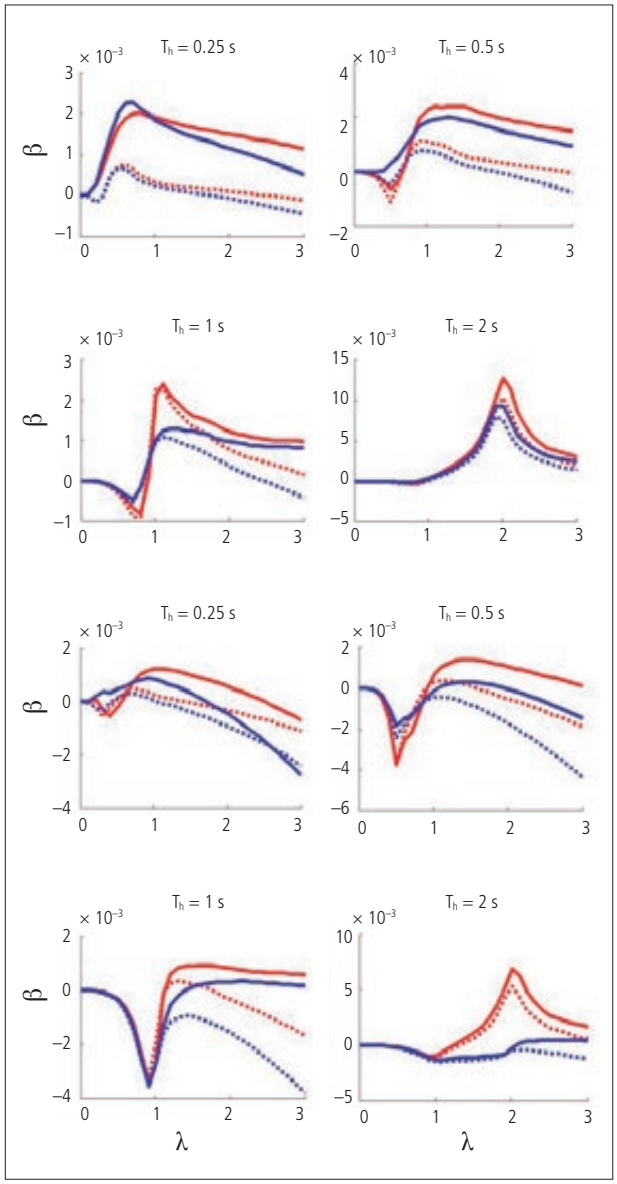



Figura 6. Valor β para *x/a*=1 (las primeras cuatro imágenes) y 0.25 (las cuatro imágenes restantes), $V_s/c$ = 0.025, $a/V_s$ = 0.15 s y $e_r$ = 0.1 y 0.2 para $\delta_d$ = 0 (línea continua) y 1 (línea a trazos).

mayor difracción de ondas, reduciendo los efectos de la excitación que afectan a β (véase figura 3).

## INFLUENCIA DEL PASO DE LAS ONDAS

β es una función que se incrementa con $V_s/c$ porque la excitación torsional en la base es proporcional $\gamma$ (figura 4). Estas variaciones son menores cuando se consideran los puntos localizados cerca del *CR*.

## EFECTOS DE LA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL

En general, el valor absoluto de α se incrementa cuando $e_r$ crece, contrario a lo reportado por Chandler y Hutchinson (1987) que consideran que las máximas respuestas a la torsión y la traslación ocurren al mismo tiempo, lo que revela que el efecto de $e_r$ puede ser importante (véase figura 5). Para estructuras con $T_h \geq 1$ s y torsionalmente flexibles, en todos los casos analizados $\alpha \leq 0$ para $x/a = 1$. Cuando $x/a$ se localiza cerca de CR, $\alpha \leq 0$ en estructuras con $T_h \geq 0.5$ s.

β se incrementa si $e_r$ disminuye cuando $\lambda > 1$ (figura 6), lo que implica que los efectos de la torsión accidental, cuando son significativos, son mayores para los sistemas simétricos que para los asimétricos, como ya lo habían observado De la Llera y Chopra (1994). Se aprecia que α es más sensible a los cambios de $e_r$ y β a los de $\delta_d$.

## RESPUESTA CONSIDERANDO LA POSICIÓN RESPECTO AL CR

La ubicación $x/a$ respecto a CR tiene implicaciones importantes en el diseño de las estructuras, porque las columnas

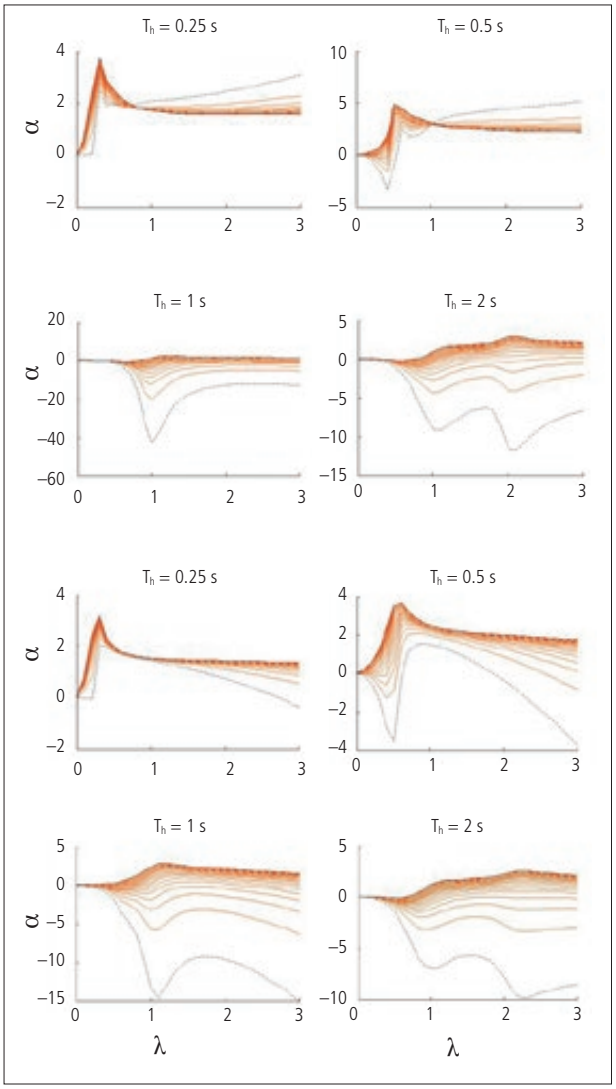



Figura 7. Valor α para $V_s/c$ = 0.025, $a/V_s$ = 0.15 s (las primeras cuatro imágenes) y 0.30 s (las cuatro imágenes restantes), $e_r$ = 0.2, $\delta_d$ = 0, $x/a$ = 1 (línea negra continua), $x/a$ = 0.05 (línea discontinua) y $x/a$ = (0.05, 1) (líneas naranja) con $\Delta x/a$ = 0.05.

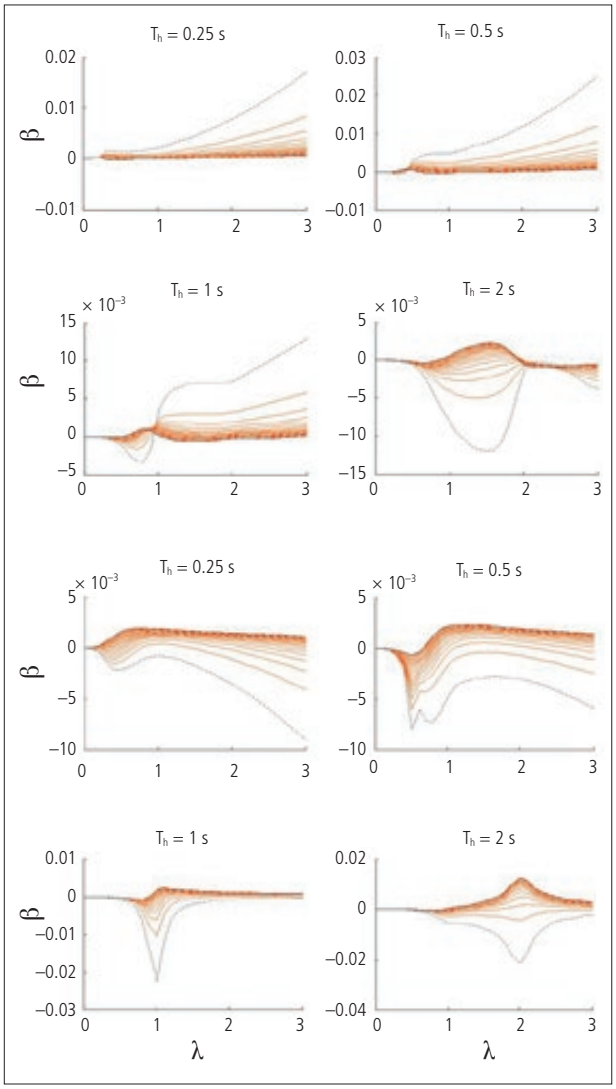



Figura 8. Valor β para $V_s/c$ = 0.025, $a/V_s$ = 0.15 s, $e_r$ = 0.2 (las primeras cuatro imágenes) y 0.1 (las cuatro imágenes restantes), $\delta_d$ = 0, $x/a$ = 1 (línea negra continua), $x/a$ = 0.05 (línea discontinua) y x/a = (0.05, 1) (líneas naranja) con $\Delta x/a$ = 0.05.

de los edificios que tendrán que soportar los momentos de torsión no siempre se localizan en su periferia ni del lado flexible. Cuando $x/a$ está cerca de CR, los valores negativos que se obtienen para las estructuras torsionalmente flexibles son mayores que para los que se encuentran en $x/a$ = 1.

α y β aumentan o disminuyen gradualmente conforme $x/a$ se acerca o aleja del punto CR. Esta tendencia gradual no es lineal. Para estructuras cortas torsionalmente flexibles los valores de α son más grandes en el punto periférico, y se invierte esta tendencia para las torsionalmente rígidas cuando $a/V_s$ = 0.15 s. Cuando $a/V_s$ = 0.30 s no ocurre esta inversión (véase figura 7). β tiende a ser negativa para la mayoría de los casos analizados cuando $x/a$ = < 0.3 (véase figura 8).

## CONCLUSIONES

Se mostró que los valores de α y β dependen de la selección del cortante basal de diseño y de la forma de separar los efectos torsionales de la rotación de la cimentación de aquéllos de la asimetría estructural. A partir de este estudio se concluye:

- Las formas de las funciones de α y β varían con λ, en comparación con los propuestos en el reglamento. α y β pueden ser negativas dependiendo de la combinación de los distintos parámetros. En estos casos, los desplazamientos a la traslación actúan en dirección contraria a los de torsión. En la mayoría de los casos analizados, los valores pico de α exceden el máximo de 1.5 propuesto en las normas. Los valores positivos más grandes de α se presentan para $x/a$ = 1, pero los valores negativos corresponden al

punto más cerca del *CR*. En varios casos β excede el valor de 0.05 considerado en las normas.

- La excentricidad dinámica es más sensible a los cambios de $e_r$ y $a/V_s$ y la excentricidad accidental a los cambios de $\delta_d$ y $V_s/c$. Los efectos de $a/V_s$ y $\delta_d$ se reflejan en la reducción del cortante desacoplado $\tilde{V}_o$ usado como referencia, y de manera más importante para estructuras cortas rígidas, por lo que no es adecuado seleccionar valores constantes para que α y β cubran cualquier combinación de parámetros del sistema.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue patrocinado por el Instituto de Ingeniería y la Facultad de Ingeniería de la UNAM bajo el proyecto 3561

**Referencias**

Avilés, J., y M. Suarez (2006). Natural and accidental torsion in one-storey structures on elastic foundation under non-vertically incident SH-waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35: 829-850.

Bolt, B. A., Y. B. Tsai, K. Yeh y M. K. Hsu (1982). Earthquake strong motions recorded by a large near-source array of digital seismographs. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 10: 561-573.

Chandler, A. M., y G. L. Hutchinson (1987). Code design provisions for torsionally coupled buildings on elastic foundation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 15: 517-536.

Clough, R. W., y J. Penzien (1975). Dynamics of structures. McGraw-Hill.

De la Llera, J. C., y A. K. Chopra (1994). Accidental torsion in buildings due to base rotational excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23: 1003-1021.

Dempsey, K. M., y W. K. Tso (1982). An alternative path to seismic torsional provisions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1: 3-10.

Iguchi, M (1982). An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundations, *Transactions of Architectural Institute of Japan* 315: 61-75.

Kan, C. L., y A. K. Chopra (1977). Elastic earthquake analysis of a class of torsionally coupled buildings. ASCE *Journal of the Structural Division* 103: 821-838.

Mita, A., y J. E. Luco (1989). Impedance functions and input motions for embedded square foundations. ASCE *Journal of Geotechnical Engineering* 115: 491-503.

O'Rourke, M. J., M. C. Bloom y R. Dobry (1982). Apparent propagation velocity of body waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 10: 283-294.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, SMIS (2000). Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. Volumen 2.

Veletsos, A. S., y A. M. Prasad (1989). Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach. ASCE *Journal of Structural Engineering* 115: 935-956.

Veletsos, A. S., y Y. Tang (1990). Deterministic assessment of effects of ground-motion incoherence. ASCE *Journal of Engineering Mechanic* 116: 1109-1124.

Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo. Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

Innovación
en Instrumentación Geotécnica

rst INSTRUMENTS Monitoreo con Confianza

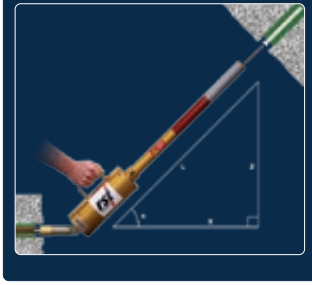
Tecnología inalámbrica con adquisidores de datos para monitoreo automático y continuo con costo reducido por canal.

rstar ARRAY RADIO SERIES

L900 SYSTEM

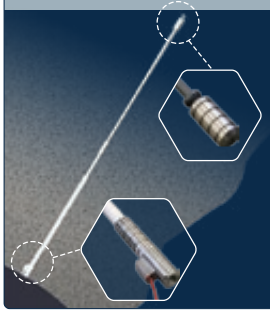
Sistema RSTAR L900 emplea nodos de radio para uno o varios instrumentos que transmite los datos en una configuración de estrella hacia un nodo central L900 RTU con interfaz a un sistema de adquisición de datos FlexDAQ. El sistema RSTAR L900 está basado en radio comunicación con espectro de banda ancha de 900 MHZ y 2.4 GHz con cobertura en campo abierto mediante un dipolo simple o antena direccional con un alcance de hasta 15 km.

Extensómetro Láser



Consiste en un láser portátil de alta precisión que se conecta temporalmente a un punto base y se alinea con distintos puntos de referencia ubicados sobre la superficie a monitorear. La distancia medida entre puntos se guarda en la memoria de un sistema de adquisición de datos integrado al equipo para posterior descarga. El equipo es ideal para la medición de convergencias y divergencias en túneles reemplazando al extensómetro de cinta convencional.

Extensómetro en Línea Multipunto de Cuerda Vibrante



El extensómetro en línea multipunto se utiliza para medir desplazamientos en suelos, rocas y estructuras de concreto. La principal ventaja es su fácil instalación al tener distintos puntos de medición sobre una sola barra y dentro del barreno, contrario al extensómetro convencional multipunto que requiere barras con anclas para cada punto de medición y un cabezal.

MI601820

RST Instruments Ltd. | Tel (Canada): +1-604-540-1100 | Tel (Ciudad de México): (55) 4169-2565 | mexico@rstinstruments.com rstinstruments.com

**Leonardo Heberto García Dávila**
Alumno de maestría. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro.

**José Antonio Romero Navarrete**
Profesor investigador. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro.

**María de la Luz Pérez Rea**
Profesora investigadora. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro.

# Optimización de espesores de pavimento flexible

En México, debido a las restricciones presupuestales que históricamente se han tenido y probablemente se tendrán a futuro, se hace necesaria la optimización de costos. En este trabajo se presenta un programa de diseño estructural de pavimentos flexibles que toma en cuenta las condiciones de operación en México basándose en el método IMT-Pave, con un enfoque de diseño del tipo empírico-mecanicista, al cual se acopla un modelo y un algoritmo de optimización para los espesores de las capas del pavimento que generen el menor costo de construcción inicial.

En un proyecto carretero, la estructura del pavimento es uno de los componentes más costosos. El diseño estructural de pavimentos comprende el dimensionamiento y configuración de espesores de distintos tipos de materiales que soportarán las cargas ejercidas por el tráfico y los factores climáticos a los que estará sometida la estructura del pavimento durante su vida útil.

Un problema que suele tenerse al momento de diseñar un pavimento es determinar la configuración y un apropiado espesor de cada capa, ya que suelen existir múltiples soluciones en forma de diferentes combinaciones de espesores y configuraciones de materiales y en las que cada solución tendrá distintos costos de construcción.

## INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de pavimentos está asociado al diseño de espesores de carpeta asfáltica y capas granulares, así como a modelos de deformación permanente y fatiga; así pues, para el mismo problema existen múltiples soluciones con diferentes combinaciones de espesores, por lo que el costo de cada posible solución será diferente (Rajbongshi, 2014).

En México, debido a las restricciones presupuestales que históricamente se han tenido y probablemente se tendrán a futuro, se hace necesaria la optimización de costos, lo que conlleva decidir el tipo, costo inicial y recursos para conservación de la estructura del pavimento (Téllez, Torras y Rascón, 2004).

Varias son las investigaciones enfocadas en la reducción de costos mediante estas medidas de desempeño. Rajbongshi (2014) y Rajbongshi y Das (2008) desarrollaron modelos sencillos de dos capas compuestas por mezcla asfáltica y una capa granular. Mamlouk *et al*. (2000) y Sánchez *et al*. (2005) también utilizan un enfoque empírico-mecanicista para la obtención de espesores óptimos, éste último con el objetivo de incrementar los beneficios que se obtendrán por la construcción de la carretera. Zhang *et al*. (2010) y Dan (2015) han empleado el concepto de *energía* para optimizar la toma de decisiones de los tiempos de preservación para revestimiento de pavimentos considerando aspectos ambientales. También se han utilizado con buenos resultados métodos metaheurísticos como algoritmos genéticos, con base en la teoría de la evolución, para la resolución de los modelos de optimización de espesores de pavimento (Pryke *et al*., 2006; Santos y Ferreira, 2012; Mu-yu y Shao-yi, 2003; Hadi y Arfiadi, 2001).

En este artículo se muestra el desarrollo de un programa de diseño estructural de pavimentos con un enfoque empírico-mecanicista llamado IMT-Pave, desarrollado en el Instituto Mexicano del Transporte, acoplado a un modelo de optimización con base en el análisis por deformación

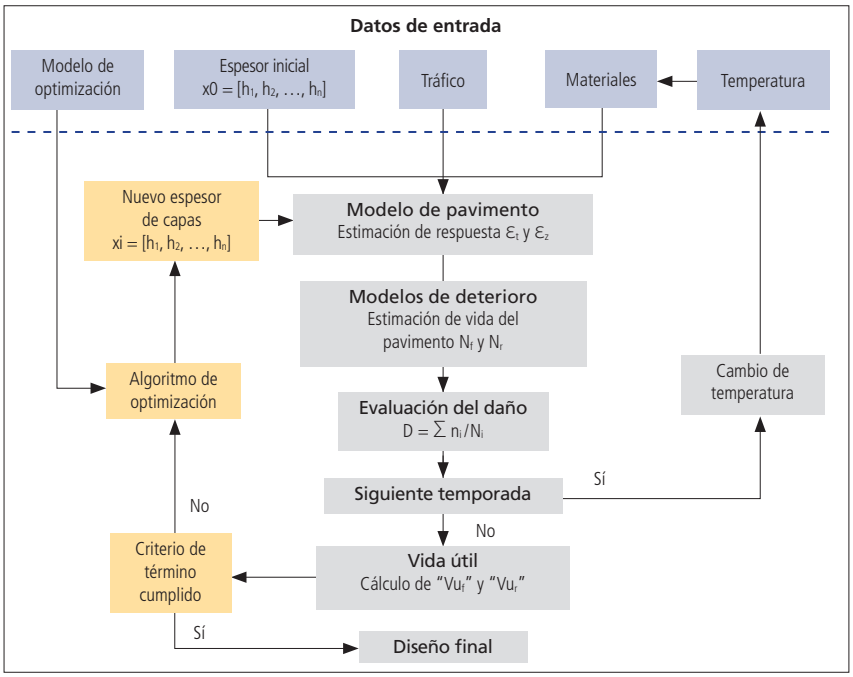



Figura 1. Esquema de metodología de diseño.

permanente y fatiga, el cual es útil para obtener los espesores más adecuados de las capas del pavimento considerando los costos de construcción inicial.

## METODOLOGÍA DE DISEÑO

### Diseño estructural del pavimento

El diseño estructural del pavimento es llevado a cabo con base en Garnica y Hernández (2013), con el objetivo de determinar la vida útil por fatiga $Vu_f$ y deformación permanente $Vu_r$ de la configuración propuesta y a la cual se agrega el algoritmo de optimización.

#### Configuración inicial del pavimento

Se propone un punto inicial con la configuración y espesores de cada capa.

#### Caracterización del tráfico

La caracterización del tráfico se lleva a cabo por medio de espectros de carga, que mejoran la exactitud con respecto al método extensamente usado de eje equivalente (Jiang *et al*., 2008), ya que toma en consideración las cargas reales legales y fuera de los límites permitidos, práctica que en México suele ser habitual (Quintero, 2004). Los espectros de carga representan el porcentaje de aplicaciones de cierto tipo de carga para los tipos de ejes analizados –sencillos, duales, tándem y tridem.

#### Respuesta estructural

El método de espesor equivalente (Odemark, 1949) es utilizado para calcular las respuestas estructurales del pavimento, ya que es simple y de rápido procesamiento, lo cual ayuda en las iteraciones del algoritmo de optimización. Para el diseño por fatiga se calcula la deformación en la base de la carpeta asfáltica ($\varepsilon_t$), mientras que para el diseño por deformación permanente se calcula la deformación vertical a compresión en la parte superior de la subrasante ($\varepsilon_c$).

#### Modelos de deterioro

Para el análisis de la vida del pavimento se consideran dos modos de falla:

$$N_f = f_1 * \varepsilon_t^{-f2} * E^{-f3} \quad (1)$$

$$N_d = f_1 * \varepsilon_c^{-f2} \quad (2)$$

donde $N_f$ y $N_d$ son las repeticiones que podrá soportar la estructura del pavimento por fatiga y deformación permanente que están en función de las constantes de regresión ($f_1, f_2, f_3$), obtenidas de ensayes de fatiga en laboratorio en el primer caso, y de pruebas triaxiales o cortantes en el segundo caso, calibradas con datos de campo la deformación a tensión de la fibra inferior de la carpeta asfáltica ($\varepsilon_t$), la deformación a compresión en la parte superior del terreno de cimentación ($\varepsilon_c$) y el módulo dinámico de la mezcla asfáltica $E$ en MPa.

#### Temperatura

El módulo dinámico depende de factores como la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga.

La variación por temporadas del módulo dinámico de la mezcla asfáltica puede considerarse dentro del análisis utilizando ecuaciones empíricas que relacionen el módulo dinámico con la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga.

El programa utiliza el modelo modificado Witczak (Bari y Witczak, 2006), el cual se emplea para considerar la variación de temperatura en cada temporada y la velocidad para la cual estará diseñada la carretera.

#### Evaluación del daño

El concepto de daño ($D$, ecuación 3) definido por Miner (1945) para los deterioros de fatiga y deformación permanente es utilizado de la siguiente manera:

$$D = \sum_t \sum_j \frac{n_{ij}}{N_{ij}} \quad (3)$$

donde $N_{ij}$ es el número de repeticiones que podrá soportar el pavimento para cierto tipo de eje, $i$, y nivel de carga, $j$, obtenido de los modelos de deterioro (ecuaciones 1 y 2); $n_{ij}$ son las repeticiones esperadas durante un año por el eje tipo, $i$, y la carga, $j$, que se obtiene del análisis de volumen de tránsito.

Tabla 1. Coeficientes de modelos de deterioro Shell

| Institución | Deterioro | f1 | f2 | f3 |
|---|---|---|---|---|
| Shell | Fatiga | 5.356E-07 | 5.671 | 2.363 |
| | Deformación | 1.040E-07 | 4 | 0 |

La vida útil del pavimento (*Vu*), entonces, quedará definida como el inverso del daño obtenido.

### Modelo de optimización

El modelo de optimización (ecuaciones 4-7) consta de una función objetivo lineal y restricciones no lineales, como se muestra a continuación:

$$min\ F.O.\ c_1h_1 + c_2h_2 + \ldots + c_nh_n \quad (4)$$

Sujeto a:

$$Vu_f\,(h_1, h_2\ldots, h_n) \geq p \quad (5)$$
$$Vu_r\,(h_1, h_2\ldots, h_n) \geq p \quad (6)$$
$$(h_1, h_2\ldots, h_n) \geq h \quad (7)$$

donde:

$Vu_f$ = vida por fatiga (años)
$Vu_r$ = vida por deformación permanente (años)
$p$ = vida de proyecto (años)
$h_n$ = espesor de capa $n$ (cm)
$c_n$ = costo unitario de capa $n$ ($/m$^2$)

En caso de tener un presupuesto limitado y que se desee saber la máxima vida útil por fatiga y deformación permanente que se puede obtener, se considera el siguiente modelo de optimización (ecuaciones 8-10):

$$max\ F.\ 0.\ \frac{Vu_f + Vu_r}{\left|Vu_f - Vu_r\right| + 1} \quad (8)$$

Sujeto a:

$$c_1h_1 + c_2h_2 + \ldots + c_nh_n = b \quad (9)$$
$$h_1, h_2\ldots, h_n \geq h \quad (10)$$

donde:

$b$ = presupuesto ($/m$^2$)

### Algoritmo de optimización

Para resolver los modelos de optimización se utiliza la bibliografía de optimización de Matlab, con el algoritmo de optimización de programación secuencial cuadrática, el cual es uno de los mejores métodos para resolver problemas con restricciones no lineales (Georgilakis, 2009).

La idea principal del método es modelar el problema de programación no lineal en una solución aproximada con un subproblema de programación cuadrática usando la solución de este subproblema para construir una mejor aproximación, haciendo un proceso iterativo para crear una secuencia de soluciones hasta alcanzar la solución óptima.

En la figura 1 se muestra el esquema de diseño de optimización de espesores.

## APLICACIÓN Y RESULTADOS

### Comparativa

Con fines de comparación se hicieron dos evaluaciones con base en Pryke *et al*. (2006), la primera con una sub-base de espesor fijo de 20 cm, mientras que en la segunda evaluación se permitió la variación de ésta, utilizando los mismos datos de entrada y con los modelos de deterioro propuestos por el método de diseño Shell (1978) mostrados en tabla 1 para fatiga (ecuación 1) y deformación permanente (ecuación 2).

El modelo de optimización queda de la siguiente manera:

$$min\ F.0.\ 72\ *\ h_1/100 + 20\ *\ h_2/100$$

Tabla 2. Espesores obtenidos con el programa de optimización propuesto

| | Ejes eq. | Vuf | Vud | Espesores (cm) | | | *Costo fo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $h_1$ | $h_2$ | Terr. cim. | |
| Sub-base 20 cm | 1.20E+06 | 271 | 20 | 12.160 | 20.000 | | 12.755 |
| | 6.00E+06 | 933 | 20 | 17.763 | 20.000 | | 16.790 |
| | 1.80E+07 | 2436 | 20 | 22.739 | 20.000 | inf | 20.372 |
| | 3.50E+07 | 2299 | 20 | 26.370 | 20.000 | | 22.986 |
| | 6.00E+07 | 5881 | 20 | 29.633 | 20.000 | | 25.336 |
| Sub-base optimizada | 1.20E+06 | 20 | 20 | 7.632 | 30.510 | | 11.597 |
| | 6.00E+06 | 20 | 20 | 10.038 | 37.929 | | 14.813 |
| | 1.80E+07 | 20 | 20 | 12.199 | 44.463 | inf | 17.676 |
| | 3.50E+07 | 20 | 20 | 13.889 | 48.983 | | 19.797 |
| | 6.00E+07 | 20 | 20 | 15.050 | 53.846 | | 21.605 |

*Unidades en £/m$^2$.

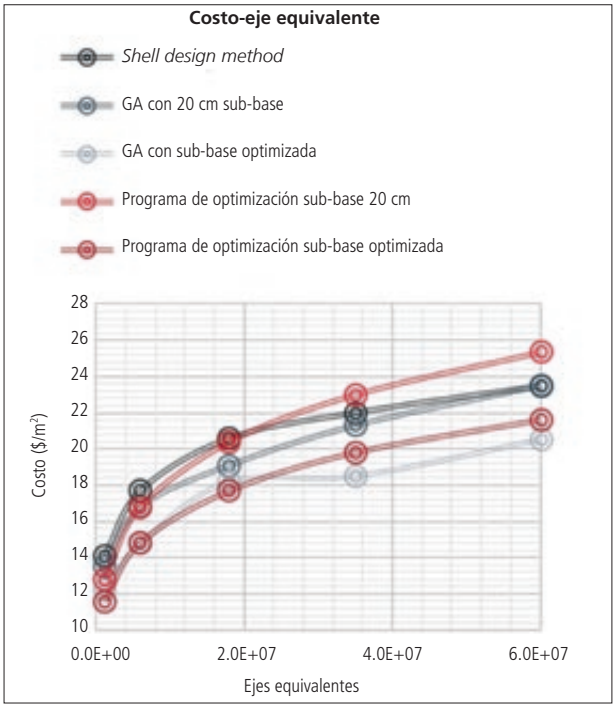



Figura 2. Comparativa de variación del costo contra cantidad de ejes equivalentes.

Tabla 3. Datos de entrada para presupuesto limitado

| Materiales | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | Terr. cim. |
|---|---|---|---|---|
| Módulos (MPa) | 3,554 | 300 | 210 | 75 |
| Costos ($/m³) | 2,500 | 250 | 200 | n/a |

Sujeto a:

$$Vu_f\,(h_1, h_2 \ldots, h_n) \geq 20$$
$$Vu_r\,(h_1, h_2 \ldots, h_n) \geq 20$$

Los puntos iniciales $h^0 = (25)$ y $h^0 = (25\ 75)$ fueron considerados para el caso de la sub-base fija a 20 cm y la sub-base optimizada, respectivamente.

Se hizo variar la cantidad de ejes equivalentes para observar la evolución del costo. Los espectros de carga utilizados son ajustados y convertidos a ejes equivalentes mediante la ley de la cuarta potencia para que coincidan con los valores empleados por Pryke *et al*. (2006). Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.

En la gráfica mostrada en la figura 2 se observa la comparativa entre los resultados reportados por Pryke *et al*. (2006) con el método de algoritmos genéticos (GA) y el programa de optimización sugerido por los autores. Se puede apreciar que ambas metodologías arrojan costos y tendencias similares; sin embargo, utilizando el método de programación secuencial cuadrática se consigue la convergencia a la solución óptima en mejor tiempo que con el método de algoritmos genéticos.

### Presupuesto limitado

Considerando un presupuesto limitado y capas de carpeta, base y sub-base con las propiedades mostradas en la tabla 3, se obtuvieron las vidas máximas posibles.

El modelo de optimización empleado tiene el objetivo de maximizar la vida útil reduciendo la diferencia entre la vida útil por fatiga y deformación permanente al mínimo.

$$max\ F.\ 0.\ \frac{Vu_f + Vu_r}{\left|Vu_f - Vu_r\right| + 1}$$

Sujeto a:

$$2{,}500\ h_1/100 + 250\ h_2/100 + 200\ h_3/100 = b$$

Espesores mínimos:
$h_1 \geq 10$
$h_2 \geq 16$

donde los espesores mínimos son fijados con base en las recomendaciones AASHTO (1993).

Variando el presupuesto en pesos por metro cuadrado y considerando un punto inicial en $h^0 = (25\ 75\ 75)$ se obtuvieron los espesores y vidas del pavimento mostrados en la tabla 4.

En la figura 3 se muestra la variación entre la vida máxima y el presupuesto. Se puede observar que se obtiene una tendencia del tipo exponencial, lo que indica que en cierto punto, con relativamente poca inversión, es posible incrementar de manera considerable la vida de la estructura del pavimento.

Se llevó a cabo una revisión de los espesores obtenidos en la tabla 4 con el programa IMT-Pave 3.0. Los resultados se observan en la tabla 5.

Se puede observar que la vida útil por deformación permanente y fatiga es similar a la obtenida por el programa de optimización.

## CONCLUSIONES

En este trabajo se presentaron los resultados del desarrollo de un proceso empírico-mecanicista automatizado de diseño de espesores de pavimentos flexibles, para encontrar la mejor solución con base en el costo y satisfaciendo los

Tabla 4. Espesores obtenidos para presupuesto limitado

| Presupuesto ($/m²) | Ejes eq. | Vuf | Vud | Espesores (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | Terr. cim. |
| 370 | 1.52E+07 | 4.121 | 4.12 | 10.44 | 16.00 | 34.53 | inf |
| 400 | | 6.00 | 6.00 | 11.47 | 16.00 | 36.63 | |
| 450 | | 11.11 | 11.11 | 13.15 | 16.00 | 40.69 | |
| 500 | | 20.24 | 20.23 | 14.77 | 16.00 | 45.43 | |
| 550 | | 35.76 | 35.76 | 16.34 | 16.00 | 50.73 | |

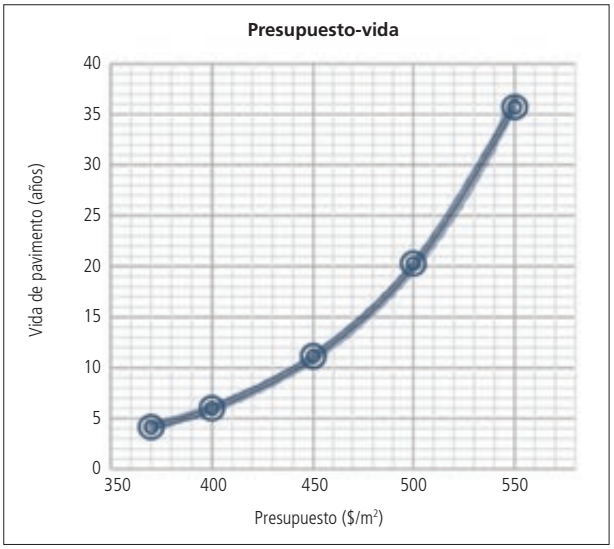



Figura 3. Variación de la vida del pavimento contra el presupuesto.

Tabla 5. Revisión de espesores obtenidos para presupuesto limitado con programa IMT-Pave 3.0

| Ejes eq. | Vuf | Vud | Espesores (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | Terr. cim. |
| 1.52E+07 | 4 | 4.1 | 10.44 | 16.00 | 34.53 | inf |
| | 5.60 | 6.00 | 11.47 | 16.00 | 36.63 | |
| | 10.00 | 11.10 | 13.15 | 16.00 | 40.69 | |
| | 17.10 | >20* | 14.77 | 16.00 | 45.43 | |
| | >20* | >20* | 16.34 | 16.00 | 50.73 | |

* Mayor a 20 años.

requisitos de fatiga y deformación permanente. El método incorpora modelos de optimización y su resolución con el método de programación secuencial cuadrática utilizando la bibliografía de optimización de Matlab; se obtienen espesores óptimos de las capas del pavimento involucrando los costos en el análisis.

También se consigue la automatización del método de diseño sin necesidad de que el usuario efectúe revisiones en un proceso iterativo, y se obtienen los espesores óptimos en tiempos razonables.

De igual manera, se pueden incluir modelos de deterioro debido a agrietamiento por temperatura o por deformación permanente en la mezcla asfáltica, y modelos de deterioros para bases tratadas con cemento o asfalto, con lo cual se podrían evaluar las diferentes alternativas de estructuras de pavimento.

Para una correcta optimización de espesores, además de considerar los costos iniciales de construcción es importante tomar en cuenta el análisis del costo de ciclo de vida, ya que de éste dependerá el costo total considerando mantenimientos y rehabilitaciones del pavimento durante toda la vida útil de éste, debido a que la configuración que genere el menor costo de construcción inicial no necesariamente será el diseño más efectivo al finalizar la vida útil de éste

**Referencias**


AASHTO (1993). *Design of pavement structures*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Bari, J., y M. W. Witczak (2006). Development of a new revised version of the Witczak E* predictive model for hot mix asphalt mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*: 385.

Dan, C. (2015). *Life cycle optimization of flexible pavement design and management based on the principles of sustainability*. The Hong Kong Polytechnic University.

Garnica, P., y R. Hernández (2013). Manual de usuario IMT-PAVE 1.1. Sanfandila: Instituto Mexicano del Transporte.

Georgilakis, P. (2009). *Spotlight on modern transformer design*. 1ª ed. Londres: Springer.

Hadi, M., y Y. Arfiadi (2001). Optimum rigid pavement design by genetic algorithms. *Science* 79: 1617-1624.

Jiang, Y., S. Li, T. Nantung y H. Chen (2008). Analysis and determination of axle load spectra and traffic input for the mechanistic-empirical pavement design guide. *Indot Research* 101.

Mamlouk, M. S., J. P. Zaniewski y W. He (2000). Analysis and design optimization of flexible pavement. *Journal of Transportation Engineering* 126(2): 161-167.

Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics* 3: 159-164.

Mu-yu, Liu, y Wang Shao-yi (2003). Genetic optimization method of asphalt pavement based on rutting and cracking control. *Journal of Wuhan University of Technology* 18(1): 72-75.

Odemark, N. (1949). Undersökning av elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt teori för beräkning av beläggingar enligt elasticitetsteorin. *Meddelande* 77. Estocolmo: Administración Estatal de Carreteras.

Pryke, A., H. Evdorides y R. A. Ermaileh (2006). Optimization of pavement design using a genetic algorithm. *Evolutionary Computation*: 1095-1098. Vancouver: 2006 IEEE International Conference on Evolutionary Computation.

Quintero, E. M. (2004). El sobrepeso en el autotransporte de carga: elementos para su estudio y control. Publicación técnica número 250 del Instituto Mexicano del Transporte.

Rajbongshi, P. (2014). Reliability based cost effective design of asphalt pavements considering fatigue and rutting. *Pavement Research and Technology* 7(2): 153-158.

Rajbongshi, P., y A. Das (2008). Optimal asphalt pavement design considering cost and reliability. *Journal of Transportation Engineering* 134(6): 255-261.

Sánchez, M., O. Arroyo, M. Junca, S. Caro y B. Caicedo (2005). Reliability based design optimization of asphalt pavements. *International Journal of Pavement Engineering* 6(4): 281-294.

Santos, J., y A. Ferreira (2012). Pavement design optimization considering costs and preventive interventions. *Journal of Transportation Engineering* 138(7): 911-923.

Shell (1978). Shell Pavement Design Manual: Asphalt pavements and overlays for road traffic. London Shell International Petroleum.

Téllez, R., S. Torras y O. Rascón (2004). Prospectiva de las obras carreteras en México. Disponible en: http://www.imt.mx/

Zhang, H., G. A. Keoleian, M. D. Lepech y A. Kendall (2010). Life-cycle optimization of pavement overlay systems. *Journal of Infrastructure Systems* 16(4): 310-322.


Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo.
Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

**Aurelio Salazar Rodríguez**
Ingeniero civil. Maestro en Ingeniería (Mecánica de suelos). Fue ingeniero de proyecto en varias empresas de geotecnia e ingeniería estructural y coordinador de vías terrestres en el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. Autor de tres libros sobre pavimentos rígidos, ha participado como instructor de esta temática en el país y el extranjero. Profesor de asignatura de la FI UNAM. Actualmente es responsable de la empresa Sabma Ingeniería, S. A.

# Algunas prácticas sugeridas a especialistas en geotecnia ante desastres ocasionados por sismo

Los sismos recientes de los días 7 y 19 de septiembre de 2017 obligan a la comunidad de ingenieros encargados del proyecto, supervisión y mantenimiento de infraestructuras a reflexionar, en sus diferentes especialidades, en el análisis de la respuesta y deterioros resultantes de tales eventos.

A manera de resumen, los sismos que se manifiestan en la Ciudad de México se clasifican en cuatro categorías (Reinoso, 2005):

- Temblores locales: son aquéllos originados dentro de la cuenca del Valle de México, comúnmente de magnitud Richter menor a 5.5.
- Sismos originados en el resto de la placa de Norteamérica: hasta hace poco se sabía que alcanzaban magnitudes de menos de 7.0 grados.
- Temblores de subducción, con magnitudes históricas registradas hasta de 8.2 Richter. Sus epicentros se encuentran a distancias de entre 280 y 600 km de la Ciudad de México. Son conocidos por generar periodos largos con duraciones importantes, sobre todo en la Zona del Lago del Valle de México. Estos eventos se producen desde Jalisco hasta Oaxaca.
- Temblores de profundidad intermedia, conocidos como sismos de falla normal. Se generan por la rotura de la placa de Cocos, ya subducida. Los originados cerca de la zona de subducción pueden alcanzar magnitudes importantes, hasta de 8 grados Richter. Conforme el epicentro se aleja de la zona referida, las magnitudes se reducen de manera significativa; se reportan en el Valle de México valores de hasta 6.5 en magnitud.

La intensidad de los movimientos superficiales producidos por un sismo para un sitio dado depende de una gran variedad de factores. La intensidad en aceleraciones es función de la cantidad de energía de deformación que se relaja durante el evento (cuantificada como magnitud del sismo), la distancia entre el epicentro y el sitio en cuestión, la profundidad del sismo o su fuente, las condiciones geológicas entre la falla que origina el epicentro y el sitio en estudio, y las condiciones locales del subsuelo (efectos de sitio:

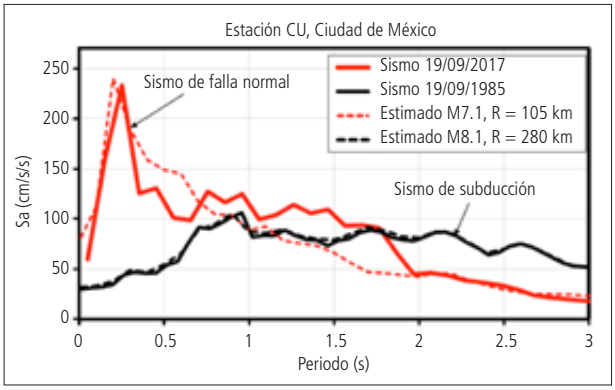



Figura 1. Comparación de la intensidad sísmica en terreno firme del sur de la ciudad (CU) de los sismos del 19/09/1985 (línea negra) y 19/09/2017 (línea roja), y estimaciones con GMPE (líneas punteadas) (Jaimes, 2017).

topografía, estratigrafía, su geometría, y propiedades de los suelos involucrados). Existe una gran diferencia en las condiciones geológicas entre el lugar del epicentro y las de un sitio en particular; a manera de ejemplo, las intensidades de sismos intraplaca son mayores en la Ciudad de México para bajos periodos debido a que se encuentran a menor distancia que los ocurridos en la zona de subducción. Ello quedó ya demostrado en el sismo reciente del 19 de septiembre. Así, aunque la actividad sísmica es mayor en las fronteras de placas que en el interior de éstas, las aceleraciones producto de sismos intraplaca producen mayores daños para estructuras de periodos cortos en zonas pobladas cercanas a sus epicentros, mientras que los sismos que ocurren en zonas de subducción ocasionan los mayores daños en estructuras de periodo largo. La zona epicentral del sismo del 19 de septiembre de 2017 ocurrió en la región donde la placa de Cocos se desliza por debajo de la placa de Norteamérica.

A pesar de que el sismo del 19 de septiembre de 1985 fue superior en magnitud que el de la misma fecha de 2017, en este último se registraron mayores intensidades, sobre todo para periodos cortos. Para ello contribuyeron también factores de sitio (véase figura 1).

Una de las primeras conclusiones que se obtienen de los diferentes estudios sismológicos realizados en el informe especial del Servicio Sismológico Nacional es que la aceleración máxima del suelo, PGA, en terreno firme del sismo de falla normal de profundidad intermedia del 19/09/2017 (M7.1, R~105 km) es de casi dos veces la del sismo de subducción del 19/09/1985 (M8.1, R~280 km). También, la pseudoaceleración espectral en Ts = 1 s, SA, en suelo firme del sismo de falla normal y de profundidad intermedia del 19 de septiembre de 2017 (M7.1) es casi 1.1 veces mayor que la del sismo de subducción de 19 de septiembre de 1985 (M8.1).

Los valores de intensidad mayores a periodos estructurales de T = 1.8 s, también en suelo tipo I, en el sismo de profundidad intermedia (19 de septiembre de 2017) son menores que los observados en el sismo de subducción del 19 de septiembre de 1985 (Jaimes, 2017). De aquí se deduce nuevamente que los factores de sitio influyen mucho en las respuestas espectrales en diferentes localidades de la ciudad. Por ello aumenta el grado de complejidad del problema, al considerar geometría y estratigrafía del subsuelo y relacionarlos con los diferentes sistemas estructurales, para luego plasmarlo en forma racional en un sistema normativo de construcción para la Ciudad de México.

## PANORAMA DE DAÑOS

La devastación ocurrida en ambos eventos ha sido ampliamente documentada. En los últimos 32 años se han presentado seminarios y foros técnicos en los que se ha discutido el tema y divulgado algunas lecciones sobre patrones de comportamiento estructural y fallas de cimentaciones por eventos sísmicos, considerando las diferentes zonificaciones geotécnicas. Mucho se ha aprendido de tales eventos, sobre todo del ocurrido en 1985. Se han afinado y actualizado las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, y los criterios de diseño por sismo; el comportamiento general de las estructuras, satisfactorio desde el punto de vista geotécnico, así lo demuestra. En todos los casos, las adecuaciones han pretendido subsanar deficiencias y considerar las solicitaciones críticas recurrentes por acción sísmica, entre otras acciones. Muchos edificios fueron reestructurados en el área conurbada en forma razonable entre los años 1987 y 1995, a la luz de las Normas Técnicas Complementarias de emergencia del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, publicadas en 1987. Por otro lado, las consecuencias desastrosas derivadas de los sismos referidos, por ser los de mayor magnitud, obligan, como una primera respuesta de evaluación, a que los profesionales de la ingeniería y de la arquitectura realicen inspecciones del estado físico de edificaciones en los primeros días siguientes a la emergencia. Comúnmente se realizan de inmediato levantamientos y evaluaciones de daños, siguiendo una secuencia del tipo mostrado en el cuadro de la figura 2.

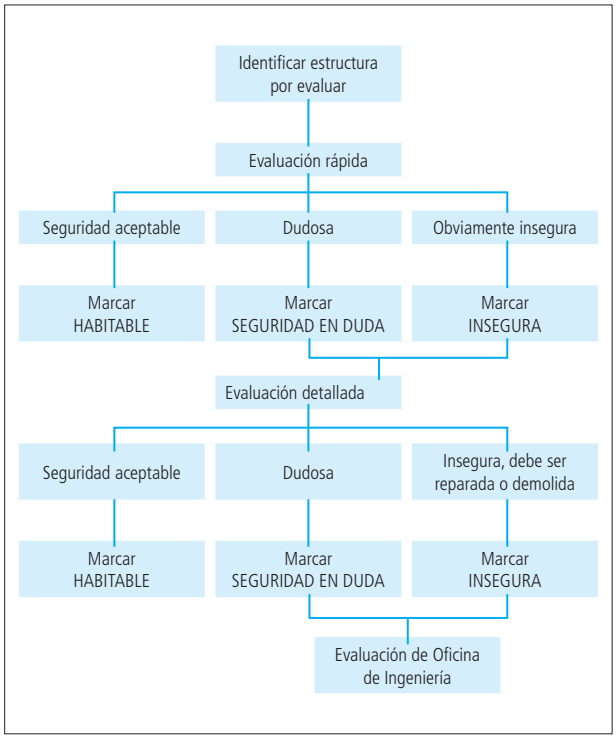



Figura 2. Procedimiento de evaluación postsísmica de edificaciones (Rodríguez, 1995).

Este procedimiento rápido que se sigue en una primera visita de inspección se propone para los directores responsables de obra (DRO) en la Ciudad de México. Algunos criterios complementarios asociados al cuadro de la figura 2 se presentan en las tablas 1 a 3.

A manera de ejemplo, se muestra en la tabla 2 una clasificación de daños en estructuras metálicas (Rodríguez, 1995).

La clasificación de daños correspondiente al caso de mamposterías se presenta en la tabla 3.

También resulta de interés un procedimiento más detallado, que es el mostrado en el esquema de la figura 3.

Ya en este último procedimiento se menciona una evaluación preliminar que implica examen del sitio y evaluación de documentos y de materiales. También se incluye el impacto de un estudio de costos. La parte final de la evaluación definitiva incluye algo tan relevante como el examen de los documentos y de los planos de proyecto existentes, así como la revisión de documentos relativos al control de la calidad. Al final se realiza una evaluación de detalle. Es en esta parte donde se juzga si la información es suficiente. En estos procesos deben concurrir los diferentes especialistas, en particular ingenieros geotecnistas y estructuristas, así como profesionales en instalaciones.

Tabla 1. Clasificación de uso de una edificación (Rodríguez, 1995)

| Clasificación de uso (color) | Descripción |
|---|---|
| Habitable (Verde) | No se encuentra en peligro aparente. La capacidad original para resistir cargas no presenta disminución significativa. No ofrece peligro para las vidas humanas; se puede ocupar. |
| Seguridad en duda (Amarillo) | Presenta disminución significativa en su capacidad para resistir cargas. La entrada de propietarios sólo es permitida con fines de emergencia y únicamente bajo su propio riesgo. No se permite para ocupar o entrar, excepto por las autoridades. |
| Insegura (Rojo) | Alto riesgo, posible derrumbe ante réplicas del temblor principal. La entrada está prohibida. La edificación es insegura para ocupar o entrar, excepto por las autoridades. |
| Área insegura | El área específica designada en este letrero es insegura. No se debe entrar ni ocupar, excepto por las autoridades. |

Tabla 2. Criterios para determinar el grado de daños de elementos de acero estructural (Rodríguez, 1995)

| Grado | Estado de daño de miembros estructurales |
|---|---|
| I | Sin defectos visibles |
| II | Con deformaciones dentro de las tolerancias que establecen las normas para fabricación y montaje de estructuras de acero. |
| III | Con deformaciones ligeramente superiores a las especificadas en las normas. |
| IV | En vigas o columnas que forman parte de marcos: pandeo local, fractura o alguna evidencia de daños en secciones del elemento estructural fuera de zonas de posible formación de articulaciones plásticas. |
| V | En vigas o columnas que forman parte de marcos: pandeo local, fractura o alguna evidencia de daños en secciones del elemento estructural dentro de zonas de posible formación de articulaciones plásticas.<br>En vigas de alma abierta que forman parte de marcos: fractura o pandeo de alguna cuerda o montante.<br>En uniones viga-columna: pandeo local, fractura o alguna evidencia de daños, fractura de soldadura, tornillos o remaches faltantes o con algún tipo de daño.<br>Pandeo o fractura de elementos de contraventeo. |

Tabla 3. Criterios para determinar el grado de daño de edificaciones a base de muros de mampostería

| Grado | Estado de daño de miembros estructurales |
|---|---|
| I | Grietas pequeñas, difícilmente visibles sobre la superficie del muro. Grietas mínimas en castillos y dalas de confinamiento (grietas con anchos menores de 0.2 mm). |
| II | Grietas claramente visibles sobre la superficie del muro (grietas con anchos entre 0.2 y 1.0 mm). |
| III | Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas. Grietas considerablemente grandes en la superficie del muro (anchos entre 1 y 3 mm) |
| IV | Agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas, o en muros de relleno ligados a marcos de concreto reforzado (ancho de grietas mayor de 3 mm).<br>Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros sin castillos ni dalas. |
| V | Desprendimiento de partes de piezas.<br>Aplastamiento local de la mampostería.<br>Prolongación de agrietamiento diagonal en muros sin castillos ni dalas.<br>Deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro. |

En la práctica es poco usual que se siga esta metodología en la inmensa mayoría de los edificios con deterioros; son muchos los factores que lo dificultan. Los representantes de edificaciones en los sectores público y privado, salvo algunas excepciones, no tienen la voluntad de realizarlo. Es común que los documentos de proyecto no estén disponibles y, lo que es peor, los resultados de control de la calidad realizados, si es que se efectuaron, tampoco están accesibles. Esta problemática se observa, por desgracia, con mucha frecuencia en nuestro medio. Es así como a menudo se tiene que hacer una labor de ingeniería forense más detallada con poca información. Esta última actividad, desde luego, la debe realizar personal calificado y experimentado.

## ALGUNAS PRÁCTICAS SUGERIDAS PARA ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA

Si bien los párrafos siguientes tienen que ver con algunas reflexiones sobre prácticas generales en el ámbito de la ingeniería civil posteriores a un evento sísmico, es posible que nuestra especialidad, la geotecnia, pudiese participar con estas actividades, dada la relación que existe con otras especialidades y manejo de materiales.

1. Es prometedor que desde el año 2002 la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG) junto con el Colegio de Ingenieros Civiles de México cuenten con un programa de capacitación de peritos profesionales en geotecnia. Ello sin duda representa un grado de seguridad mayor en la preparación de estudios y proyectos para los usuarios finales. Desde luego que también tales peritos se desempeñarán mejor en los procesos de evaluación de edificios dañados por acción sísmica.
2. Con referencia al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (ahora Ciudad de México), los especialistas

participantes deben considerar cuidadosamente, y aun reconsiderar, aspectos tales como coeficientes sísmicos, reducción de fuerzas sísmicas, factores de comportamiento sísmico y condiciones de regularidad. Si bien esto último cae en el ámbito de la ingeniería estructural, la importancia de estos rubros cada vez adquiere mayor relevancia y es deseable que todos los especialistas entiendan a cabalidad tales conceptos. Es de sobra conocido el aislamiento con que las diferentes disciplinas trabajan. Hay una tendencia histórica a menospreciar los alcances y preocupaciones de las otras especialidades.

3. Es recomendable organizar reuniones interdisciplinarias periódicas. Ello se puede conseguir mediante una comunicación regular y no burocrática entre los gremios. Si bien las relaciones entre las diferentes asociaciones son cordiales, hace falta una interrelación más estrecha y efectiva.
4. A pesar de que en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México se delinean criterios para los alcances de exploración para cada zona geotécnica, tales criterios se refieren a las profundidades de exploración recomendables. Se habla de un cierto número de sondeos y de sus profundidades deseables con un lenguaje general, por ser normativo. Quizás convenga en un futuro próximo proponer en tales normas un cierto número obligado de sondeos, con su tipología y profundidades tentativas, atendiendo a la zona geotécnica y al tipo de estructura –masa y rigidez– previstas.

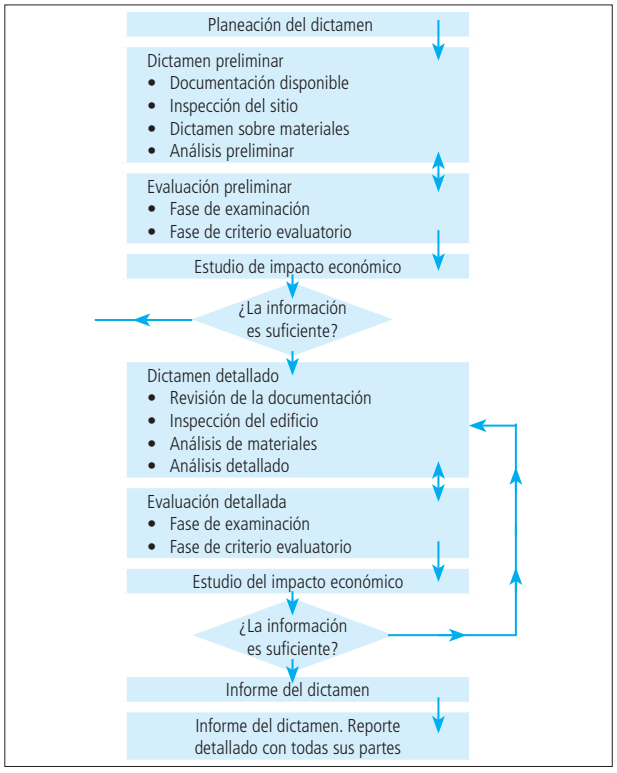



Figura 3. Procedimiento general para la evaluación y dictamen en edificios existentes (ASCE, 1991).

5. Los estudios y proyectos, en general, deben asociarse en su concepción a las prácticas de construcción y de supervisión vigentes. Se sabe que en muchas ocasiones las construcciones se realizan en forma deficiente, o –lo que es peor– se alteran en la misma etapa de ejecución. También se sabe que las obras en ocasiones no cuentan con el personal capacitado ni certificado para los procesos de supervisión. Es por ello que en la etapa de proyecto el especialista debe percatarse de esta problemática y tomar las previsiones adecuadas.
6. Los ingenieros de las diferentes especialidades deben capacitarse en el conocimiento de los materiales con que se hacen las obras. Los materiales no se circunscriben a los límites de fluencia ni a los valores de $f'_c$. Se debe promover nuestra participación como ingenieros en cursos sobre evaluación de materiales y su manejo; por ejemplo, fomentar nuestra participación en programas de certificación en la supervisión en obras de acero o de concreto. Este conocimiento coadyuva a una mejor formación profesional de nuestros gremios de ingeniería.
7. Es deseable que la comunicación de nuestras asociaciones técnicas con el Instituto de Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal, pero más aun con las autoridades del ámbito local y federal, sea efectiva y estrecha. Tal comunicación debe ser transparente y franca. Los especialistas deben comunicarse en forma oportuna, de manera que se reflejen en disposiciones actualizadas dentro del reglamento de las construcciones las nuevas condiciones geotécnicas, estructurales, de sitio y de procedimientos encontradas. Ello implica que las asociaciones y sus miembros participen de manera activa en la promoción de eventos técnicos, reuniones, consultas y comunicaciones. Esto tiene como fin tener un impacto real en los que toman decisiones en el mantenimiento de la infraestructura y en las actualizaciones de códigos y reglamentos. ¿Por qué no hacer partícipes a los ingenieros en el liderazgo técnico y administrativo? Si el mundo cambia en muchos rubros, ¿por qué los ingenieros no hacen cambios en sus paradigmas?

**Referencias**

American Society of Civil Engineers, ASCE (1991). Guideline for structural condition assessment of existing buildings.

Jaimes, Miguel A. (2017). Sismo del 19 de septiembre de 2017, M7.1, Puebla-Morelos. Instituto de Ingeniería UNAM.

Reinoso, Eduardo (2005). Características sísmicas de la Ciudad de México: amplificación de las ondas sísmicas en el Valle de México. Características del movimiento del terreno y microzonificación de la ciudad. México: Documento 6506 del Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cenapred.

Rodríguez Rodríguez, Mario, y Enrique Castrillón (1995). Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones. México: Instituto de Ingeniería UNAM.

U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration Publication (2011). LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations. Reference Manual.

Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo. Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

# Uso de pilas de grava compactada para mejorar suelos blandos o licuables y diferencia con las columnas de grava vibrada

En este documento se exponen rasgos generales sobre el proceso constructivo, metodologías de análisis y resultados obtenidos al utilizar pilas de grava compactada en dos sitios de suelos blandos y con intercalaciones de arenas sueltas potencialmente licuables. Mediante pruebas en campo y a través de modelos numéricos de elementos finitos se observaron los beneficios del uso de dicho sistema de cimentación en comparación con las columnas de grava vibradas (vibrosustitución).

Debido a la necesidad de cimentar edificaciones de manera más económica, práctica y creativa en sitios en los que el suelo presenta condiciones desfavorables para resistir la carga de las estructuras o para ofrecer un adecuado desempeño, se ha vuelto común el uso de sistemas de mejoramiento masivo de suelos en grandes obras de la ingeniería civil. Entre estas soluciones se destaca el sistema de pilas de grava compactada (PGC), las cuales constituyen una solución innovadora que contribuye tanto para disminuir el nivel de asentamientos en suelos blandos como para mitigar el potencial de licuación en suelos arenosos sueltos.

## INTRODUCCIÓN

Existen numerosos métodos de mejoramiento que se enfocan en solucionar cada tipo de problema geotécnico encontrado de acuerdo con el tipo de suelo (véase figura 1), el tiempo de construcción y las condiciones de diseño (asentamientos permisibles); por ejemplo, para suelos arcillosos blandos, el uso de sistemas de precarga en combinación con drenes verticales para acelerar el proceso de consolidación

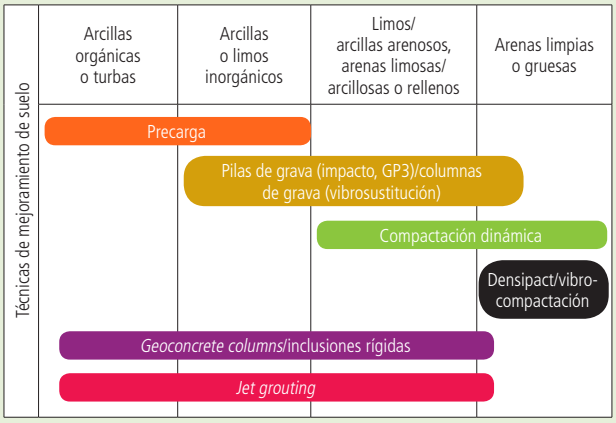



Figura 1. Técnicas de mejoramiento de suelo.

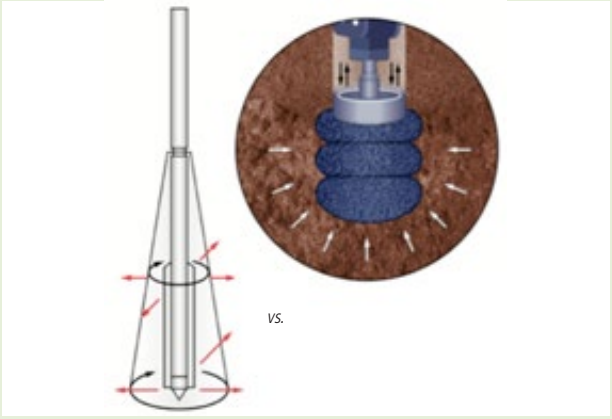



Figura 2. Diferencias entre el sistema de aplicación de las columnas de grava convencionales (izquierda) y el de las pilas de grava compactada (derecha).

ha permitido optimizar el periodo de construcción (Stark *et al*., 1999), o el uso de compactación dinámica en perfiles de suelo arenoso suelto ha sido probado para mejorar el desempeño de terraplenes en vías (Lukas, 1995). Sin embargo, en estratigrafías heterogéneas donde se presentan múltiples problemas geotécnicos, la aplicabilidad de estas metodologías se ve limitada. Las pilas de grava compactada constituyen una alternativa de solución mediante el mejoramiento a través de cuatro mecanismos: *a)* densificación del suelo matriz, *b)* incremento de esfuerzos laterales en el suelo matriz, *c)* drenaje y disipación de presión de poros, y *d)* aumento de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo durante un evento sísmico.

## GENERALIDADES

Tanto las PGC como las columnas de grava vibradas (CGV) se construyen con material agregado colocado en capas y en secuencia ascendente. Sin embargo, las CGV se instalan uti-

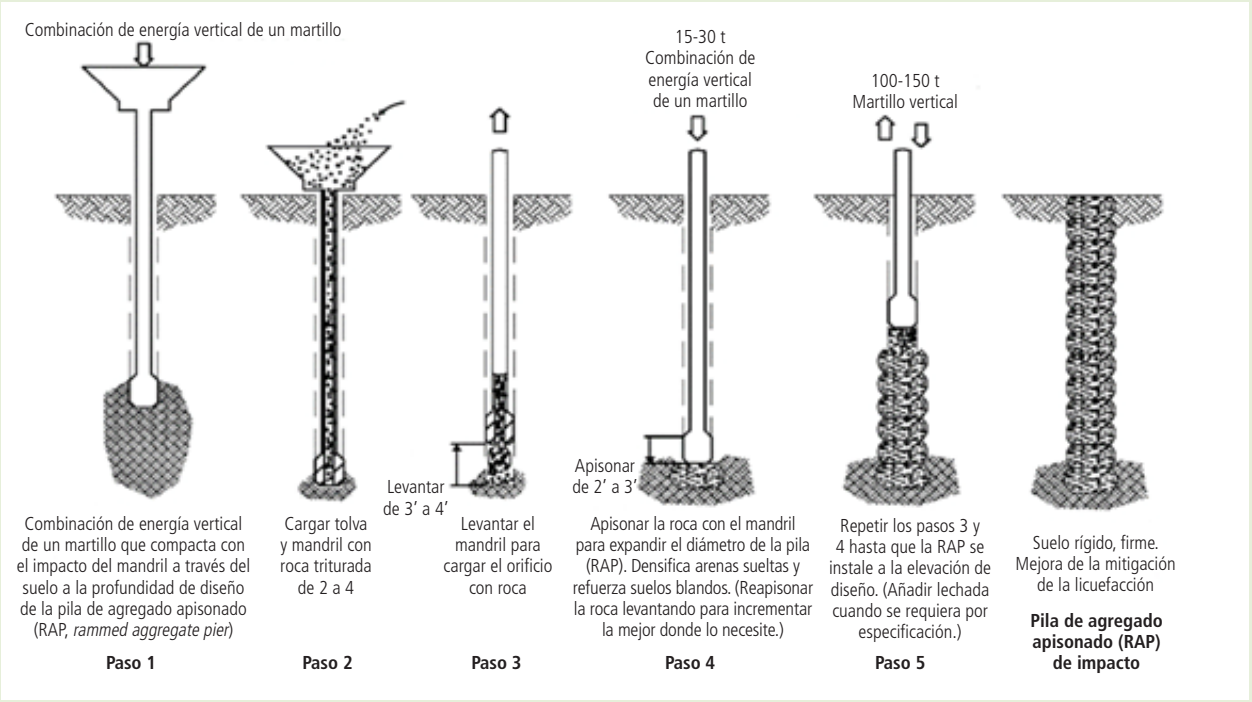



Figura 3. Proceso constructivo de las pilas de agregado apisonado (ICC-ES, 2017).

lizando sondas vibratorias suspendidas (vibrolanza) que sólo proporcionan vibración horizontal, mientras que las PGC se construyen utilizando un apisonador biselado que permite aplicar una gran magnitud de energía de compactación vertical (véase figura 2), lo cual genera un presfuerzo tanto en las pilas de agregado como en el suelo matriz circundante, aporta mayor confinamiento lateral al suelo y lo densifica (véase figura 3). El procedimiento constructivo se detalla en Fox y Cowell (1998).

## ENFOQUE DE MEJORAMIENTO EN SUELOS BLANDOS

Las PGC también presentan una solución de mejoramiento para suelos blandos con baja capacidad de carga. A través de su inclusión rígida en el suelo matriz, no sólo trabajan resistiendo las cargas axiales del proyecto, sino que también proveen, con el paso del tiempo, un aumento en la resistencia del suelo matriz producto de la densificación y aumento de esfuerzos laterales en el suelo. Para el cálculo del esfuerzo de diseño de un elemento de pilas de grava, se considera la analogía de resorte rígido y resortes flexibles. Esta analogía de cálculo supone a la pilas de grava como un "resorte rígido", y al suelo blando circundante como "resortes flexibles" (véase figura 4). Con base en esta suposición, el esfuerzo actuante en el tope de la pila se puede calcular de la siguiente manera:

$$q_g = \frac{qR_s}{(1 - R_a + R_a R_s)}$$

donde

$q_g$: presión estática de diseño

$R_s$: tasa de rigidez, depende del tipo de suelo. Valores altos son asignados para suelos sueltos y suelos con alto contenido de finos

$R_a$: tasa de reemplazo de área

## ENFOQUE DE MEJORAMIENTO EN SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES

Las PGC, a través de su particular proceso constructivo, no sólo generan una densificación en el suelo matriz circundante, sino que también toman los esfuerzos cortantes del suelo y le brindan mayor soporte o resistencia. Los mecanismos clave de las pilas de grava compactada para mitigar la licuación son:

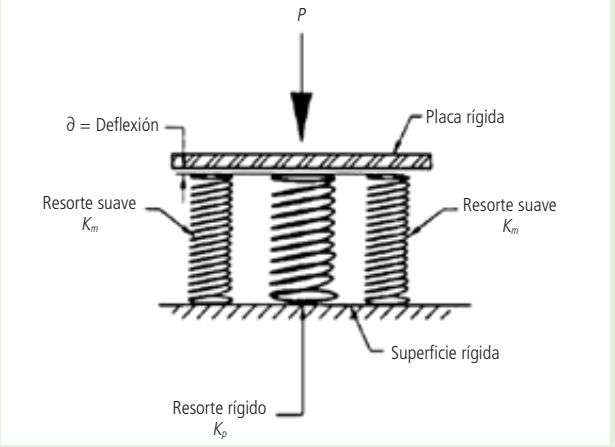



Figura 4. Analogía del resorte rígido y resortes flexibles (Fox y Cowell, 1998).

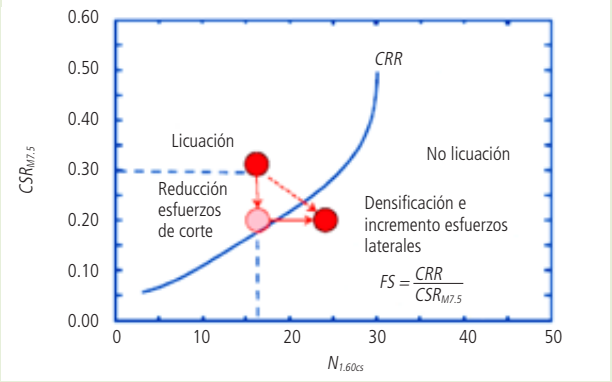



Figura 5. Representación gráfica del efecto de mejoramiento en los suelos con pilas de grava compactada.

- Aunque el material de la pilas no cumple los criterios establecidos para un filtro, la reducción gradual de la presión de poros en la pilas es importante, ya que crea un efecto similar a un filtro que mantiene el soporte lateral necesario para la capacidad de carga de las pilas y que impide un mayor grado de infiltración del terreno en las pilas.
- Los elementos de pilas compactadas producen una densificación de la matriz de suelo.
- Transferencia del esfuerzo cortante cíclico hacia las inclusiones rígidas y aumento del esfuerzo confinante del suelo.

El cálculo del potencial de licuación de un suelo viene dado de la siguiente manera:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

donde

*CRR*: tasa de resistencia al esfuerzo cortante cíclico producto del sismo

*CSR*: demanda de esfuerzo cortante cíclico

Como producto de la instalación de estos elementos de refuerzo, se suman dos factores que afectarán la expresión señalada anteriormente: el factor de incremento de esfuerzo medio por densificación ($K_m$) y el porcentaje de redistribución del esfuerzo cortante del suelo matriz hacia los elementos de pilas de grava ($K_g$). Mediante estos dos factores se obtiene la siguiente expresión:

$$FS_{mejorado} = \frac{K_m\, CRR}{K_g\, CSR}$$

En la figura 5 se observa cómo puede mitigarse el potencial de licuación debido a una reducción del esfuerzo cortante del suelo ($K_g$) y un incremento en la densificación del suelo ($K_m$) producto de la instalación de las pilas de grava compactada.

## INCREMENTO EN LA RESISTENCIA Y EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ

En la ciudad de Guayaquil, Ecuador, se llevó a cabo para un determinado proyecto (Sitio 1) la instalación de PGC de prueba, con la finalidad de cuantificar el efecto del mejoramiento en el suelo matriz. El sitio se ubica en la zona geotécnica D1, de acuerdo con la microzonificación geotécnica de la ciudad (Vera *et al*., 2014), la cual corresponde a depósitos deltaicos estuarinos. En la figura 6 se presenta un perfil geotécnico característico del Sitio 1, incluyendo la exploración geotécnica realizada en el sitio.

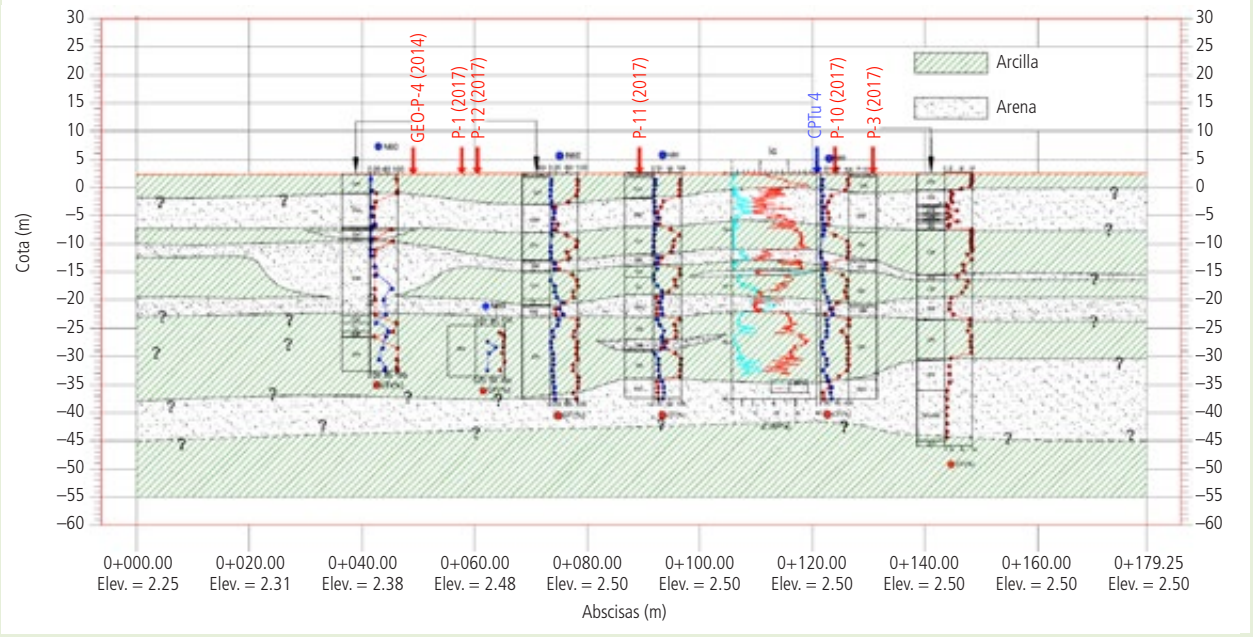



Figura 6. Perfil estratigráfico para el sitio de proyecto (Sitio 1).

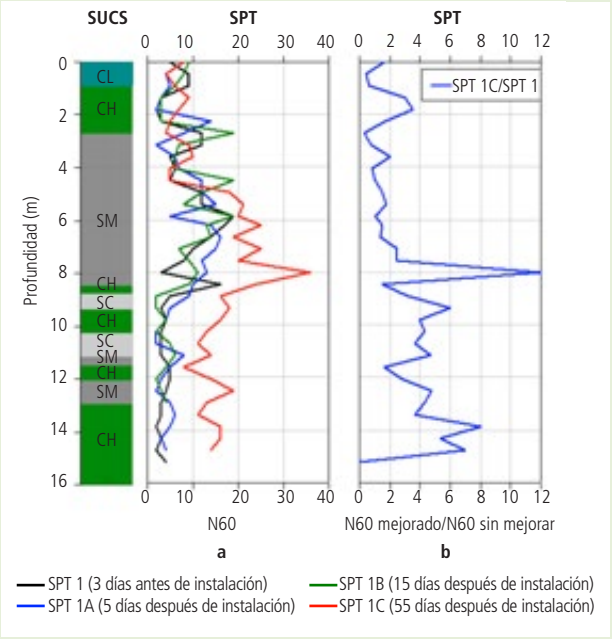



Figura 7. *a)* Resultado ensayos SPT antes y después de instalación de pilas de grava compactada; *b)* relación entre $N_{60}$ posmejoramiento y premejoramiento.

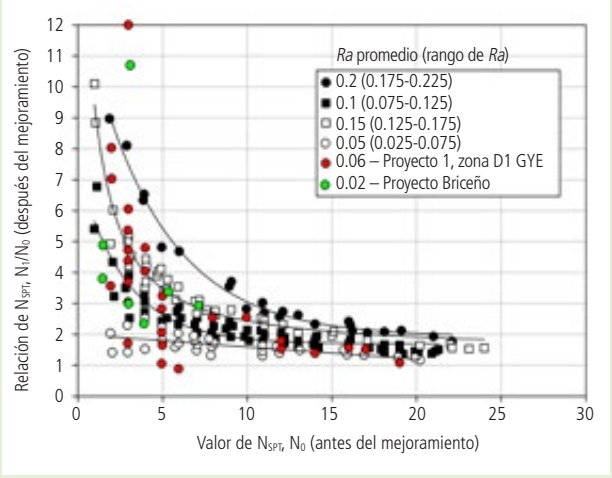



Figura 8. Gráfica de incremento de la resistencia del NSPT por mejoramiento con pilas de grava (Han, 2015).

Debido a sus características geológicas, estos depósitos se componen de suelos arcillosos blandos con intercalaciones de arena suelta potencialmente licuables; el nivel freático se encuentra a 1.5 m de profundidad desde la superficie del terreno natural.

En este conjunto de PGC se realizó una prueba de carga para estimar el módulo de rigidez de las columnas, además de ensayos SPT con barra instrumentada para medir la energía. Para esta prueba se instalaron siete PGC de 55 cm de diámetro y 13 m de longitud en tresbolillo con una separación de 2 m entre ejes. En la figura 7a se muestran los resultados de los ensayos SPT en el mismo sitio de proyecto, antes y después de la instalación de las PGC, y se evalúa la respuesta del suelo entre pilas; se observa el incremento en la resistencia a la penetración $N_{60}$ a lo largo de dos meses. En la figura 7b se observa que la relación del $N_{60}$ entre la condición sin mejoramiento y la mejorada es en promedio de 3. De manera similar, en la figura 8 se presenta el incremento en la resistencia del NSPT en el sitio, en comparación con las mediciones de otros autores (Han, 2015) que han realizado mejoramientos con columnas de grava vibradas. Se observa en la figura 8 que las PGC (Proyecto 1, círculos rojos; Proyecto Briceño, círculos verdes) tienen relaciones de *Ra* menores a 0.10; resalta la eficiencia del proceso constructivo en el incremento de resistencia. Al existir un incremento en la resistencia del suelo, las PGC disminuyen el potencial de licuación en los estratos de arena suelta que podrían producir daños en las estructuras.

Con la finalidad de conocer la rigidez de las PGC, se procedió a llevar a cabo una prueba de carga para el arreglo hexagonal instalado en sitio. De igual manera, en el mismo proyecto se instaló un arreglo hexagonal de CGV (vibrosustitución) con un diámetro de 50 cm y 15 m de longitud. Durante la prueba de carga en ambas columnas se procedió a aplicar esfuerzos incrementales sobre la cabeza de las columnas y a medir la deformación de los elementos en cada incremento de esfuerzo. En función de los datos obtenidos de las pruebas, se pudo calcular la rigidez de los elementos para diferentes niveles de esfuerzos aplicados. En la figura 9 se observan los valores de rigidez para las PGC y las CGV, donde se aprecia que la relación de rigidez entre ellas es de 8 a 10 veces, siendo más rígida la PGC. Específicamente para el proyecto en la etapa de diseño se especificó un módulo de rigidez de al menos 80 MN/m$^3$ para un esfuerzo de 420 kPa aplicado en la cabeza del elemento; las PGC alcanzaron un módulo de rigidez de 325 MN/m$^3$, mientras que las CGV alcanzaron un módulo de 30 MN/m$^3$. La metodología de construcción por desplazamiento aplicada para las PGC, en lugar de excavación y reemplazo, aplicada para las CGV, provee mayores rigideces en los elementos, lo que

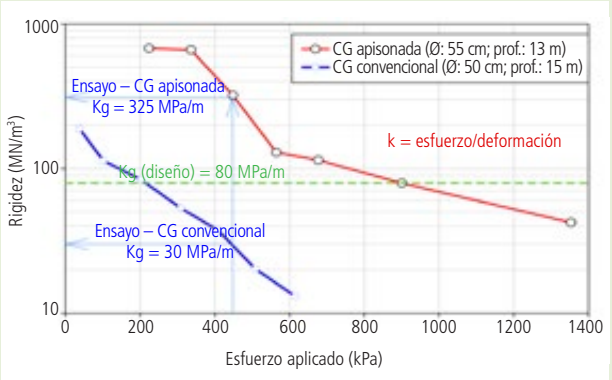



Figura 9. Gráfica de esfuerzo-rigidez para columnas de grava compactada y columnas de grava vibradas a partir de resultados de pruebas de carga.

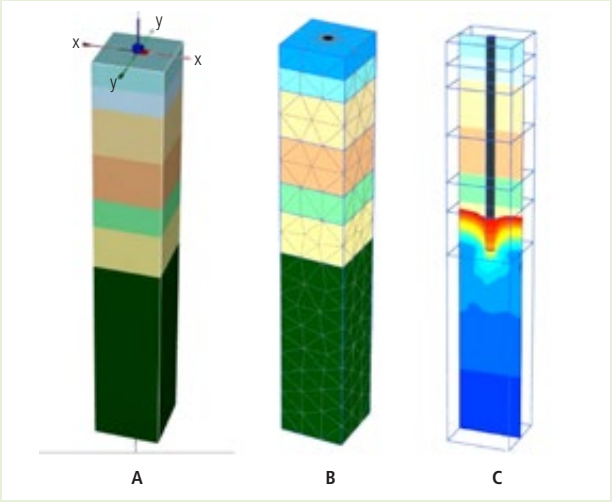



Figura 10. Esquema del modelo en análisis de elementos finitos: *a)* perfil de suelo, *b)* malla generada para el análisis de elementos finitos, *c)* desplazamientos producto de la prueba de carga.

se refleja en menores asentamientos bajo las cargas generadas por la estructura.

## METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

### Modelos simplificados

Es posible utilizar modelos simplificados para reflejar la interacción entre PGC, el suelo matriz y la sobrecarga que deberá ser resistida por ellos (relleno granular). Por ejemplo, el *software* Settle 3D (Rocscience, 2017) permite realizar análisis tridimensionales de consolidación vertical y asentamientos bajo cimentaciones, terraplenes y cargas de superficie combinando la simplicidad del análisis unidimensional con las características más representativas de un análisis tridimensional.

Con la finalidad de realizar este tipo de análisis simplificados, se pueden estimar propiedades de compresibilidad compuestos que representen el conjunto del suelo matriz y pilas de grava compactada, lo cual consiste en suponer que los asentamientos elásticos son iguales a los asentamientos por consolidación primaria y esto permitirá obtener un módulo elástico equivalente a partir de los parámetros de compresibilidad (CR, tasa de compresión y RR, tasa de recompresión). Utilizando el módulo elástico equivalente se estima un módulo elástico compuesto en función de la relación de área de reemplazo y el módulo elástico de las pilas de grava compactada. Con el módulo elástico compuesto se repite el proceso suponiendo que los asentamientos elásticos son iguales a los asentamientos por consolidación primaria, lo que permite obtener parámetros de compresibilidad compuestos ($CR_{comp}$ y $RR_{comp}$). Dicho proceso se repite para cada uno de los geomateriales arcillosos que van a ser mejorados por las PGC.

Es importante mencionar que los procedimientos descritos no capturan el efecto del incremento del confinamiento debido a los esfuerzos laterales aplicados al suelo matriz durante la construcción de las PGC.

### Método de elementos finitos

Modelos tridimensionales

Con la finalidad de capturar el confinamiento adicional que proveen los elementos de grava compactada, se elaboró un modelo de elementos finitos en Plaxis 3D donde se simula la prueba de carga realizada a la que se hace referencia previamente. Para el modelo de elementos finitos se utilizó la información geotécnica del Sitio 1, donde los suelos blandos fueron representados por medio de un modelo constitutivo en términos de esfuerzos efectivos "Soft Soil"; se modelaron las pilas de grava compactada con geometría y arreglo que se utilizó para la prueba de carga utilizando un modelo elastoplástico Mohr-Coulomb (E50 = 650 MPa, $\phi$ = 45º), y se les aplicaron cargas incrementales equivalentes a los esfuerzos aplicados en campo (véase figura 10).

Como se mencionó previamente, los procesos constructivos de las pilas de grava compactada inducen grandes presiones laterales que aportan no sólo a la estabilidad, sino también a la resistencia y mejoramiento del suelo circundante a ésta. Se observó en la modelación numérica de la prueba de carga que era necesario representar dicho efecto, para lo cual fue requerido realizar un retrocálculo del coeficiente de presión lateral (*K*), a partir del cual se estimó el perfil presentado en la figura 11 y que se compara con los rangos estimados por White *et al*. (2002) para este tipo de elementos.

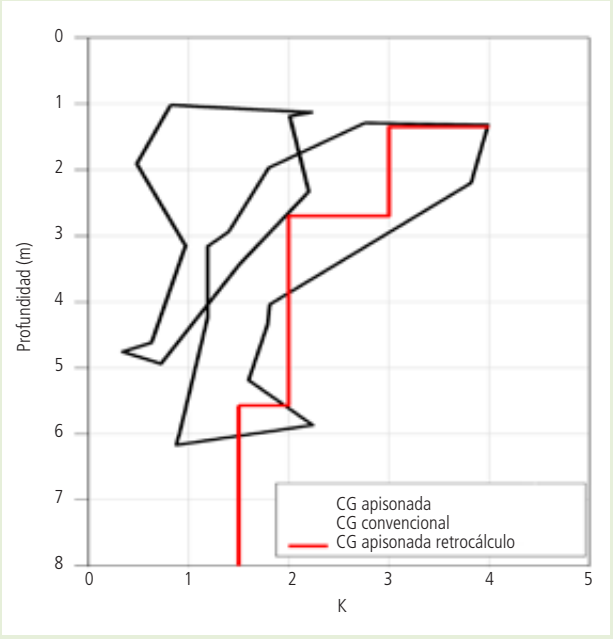



Figura 11. Estimación del coeficiente de presión lateral (*K*) producto del proceso constructivo y comparación con rangos estimados por White *et al.* (2002) para pilas de grava compactada y columnas de grava vibradas.

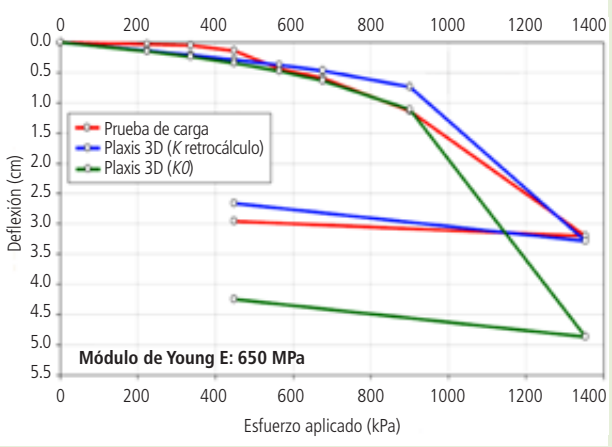



Figura 12. Curvas esfuerzo-deformación registradas y modelos numéricos considerando el incremento del confinamiento lateral representado por el coeficiente *K*.

Finalmente, al comparar la curva esfuerzo-deformación obtenida de la prueba de carga con las obtenidas de la numeración considerando el coeficiente de presión lateral en reposo y el coeficiente de presión lateral retrocalculado, se observó que es fundamental representar el efecto del incremento de presión lateral producto de la instalación del elemento para que el modelo constitutivo "Soft Soil" capture la respuesta no lineal de la pila de grava compactada (después del punto de inflexión de la curva) que se registró durante la prueba de carga (véase figura 12).

Modelos bidimensionales

El complejo problema de interacción existente entre pilas de grava compactada, el suelo matriz y la sobrecarga que deberá ser resistida por éstos (por ejemplo, relleno granular) también puede ser representado por medio de modelos numéricos bidimensionales con el método de elementos finitos, incorporado en el algoritmo Plaxis 2D. El proceso para modelar el mejoramiento masivo utilizando pilas de grava apisonada en Plaxis 2D se detalla a continuación y se presenta esquemáticamente en la figura 13.

1. Estimar la estratigrafía del sitio, el modelo constitutivo a utilizarse y las propiedades geométricas del sistema de pilas de grava compactada (diámetro, longitud y tipo de arreglo), con base en lo cual se genera un modelo axisimétrico donde se representa la mitad de una pila de grava compactada y su ancho de influencia; la pila está rodeada por el suelo matriz. Posteriormente se aplica una sobrecarga (por ejemplo, relleno granular) y se estima la carga axial que toma la pila de grava con respecto a su profundidad. En este modelo se representa la PGC como un geomaterial.
2. Generar un modelo de deformaciones planas tipo celda donde se represente una PGC y su ancho de influencia (área tributaria); la pila estará rodeada por el suelo matriz. Se aplica una sobrecarga y se estima la carga axial que toma la pila de grava con respecto a su profundidad. En este modelo se representará la PGC como un elemento estructural.

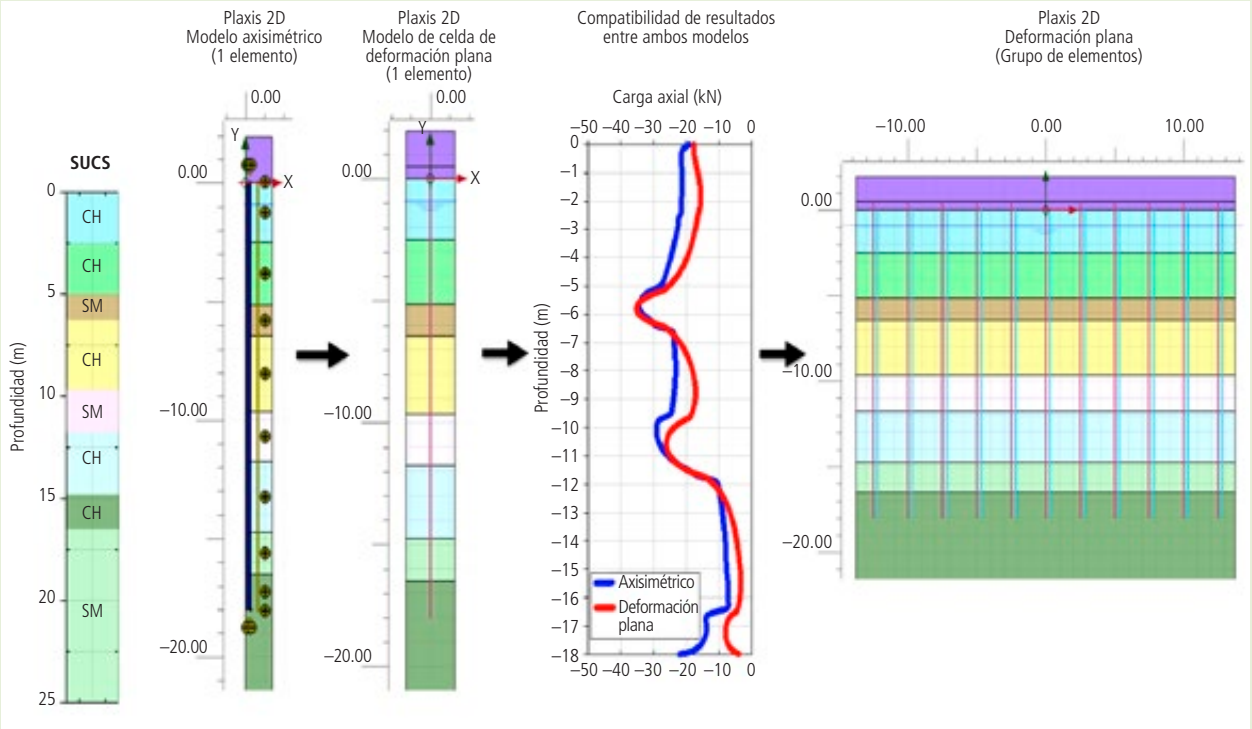



Figura 13. Grafica comparativa de esfuerzo-deformación entre la prueba de carga real y la simulada mediante análisis de elementos finitos.

3. La respuesta obtenida del modelo de deformaciones planas se ajusta de forma que encaje con lo obtenido del modelo axisimétrico.
4. Finalmente, una vez que se tiene compatibilidad entre ambos modelos, se procede a modelar el grupo de elementos y a estimar los esfuerzos y asentamientos debidos a la colocación de la sobrecarga.

## CONCLUSIONES

Este artículo refleja la versatilidad de las pilas de grava compactada como alternativa de mejoramiento masivo de suelos. Se demostró su efectividad como medida de mitigación de licuación densificando y aumentando el confinamiento y la capacidad de disipación de presión de poros. De forma similar, han probado un excelente desempeño como medida de mejoramiento para suelos blandos con baja capacidad de carga

**Referencias**


Fox, N. S., y M. J. Cowell (1998). Geopier soil reinforcement manual. Blacksburg: Geopier Foundation Company.

Han, J. (2015). *Principles and practices of ground improvement*. Fig. 5.11. Nueva Jersey: John Wiley & Sons.

Idriss, I. M., y R. W. Boulanger (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute.

International Code Council Evaluation Service, ICC-ES (2017). ESR-1685. Rammed aggregate pier intermediate foundation/soil reinforcement system. ICC Evaluation Service, LLC.

Iwasaki, T., K. Tokida, F. Tatsuko y S. Yasuda (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation*: 885-896. San Francisco.

Lukas, R. G. (1995). Dynamic compaction. Report No. FHWA-SA-95-037. Federal Highway Administration.

PLAXIS 2D (*software*). Delft: PLAXIS.

PLAXIS 3D (*software*). Delft: PLAXIS.

Settle 3D versión 3.0 (*software*). Toronto: Rocscience.

Stark, T. D., T. Williamson, J. Fowler, D. Pezza e Y. Gibbons (1999). Prefabricated vertical-drain test section in Craney island dredged material management area. *Journal of Performance of Constructed* Facilities (1)13: 8-16.

Vera Grunauer, X. *et al*. (2014). Elaboración del documento de la microzonificación sísmica y geotécnica de la ciudad de Guayaquil según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011. Guayaquil.

White, D. J., K. J. Wissmann, A. G. Barnes y A. J. Gaul (2002). Embankment support: A comparison of stone column and rammed aggregate pier soil reinforcement. Transportation Research Board 81st Meeting: 13-17. Washington. Enero.



*Elaborado por Xavier Vera-Grunauer, gerente general de Geoestudios y profesor de la Universidad Católica de Guayaquil, Ecuador, y por Héctor de la Fuente Utrilla, vicepresidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, delegación Tabasco, y gerente general de Soilsolution.*


Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo.
Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

# Incidente en el Proyecto Hidroeléctrico Ituango

El Proyecto Hidroituango inició su construcción en 2010 y es la presa de mayor envergadura de Colombia, con un costo de 4,000 millones de dólares. Se ubica sobre el río Cauca entre los municipios de Ituango y Briceño, al norte del departamento de Antioquia, a 170 km de la ciudad de Medellín, y consiste en una cortina de enrocamiento con núcleo de tierra y corona de 12 m de ancho a la elevación de 435.0 msnm, de 225 m de altura, con taludes 1.8:1 aguas arriba y 1.4:1 aguas abajo. Su vertedor es de tipo canal o cresta ancha a la elevación 401 msnm, con capacidad para descargar en forma controlada 22,600 $m^3/s$ mediante cuatro compuertas. La casa de máquinas se aloja en la parte derecha de la boquilla y tendrá una capacidad instalada de 2,400 MW, producirá 13,930 GWh de energía media anual y operará mediante ocho turbinas Francis, cuya descarga se conduce a través de cuatro tuberías a presión (véase figura 1). Su embalse tiene capacidad para 2,730 $hm^3$ y tendrá una longitud de 79 km. La realización está a cargo del Departamento de Antioquia, Empresas Públicas de Medellín (EPM) y el Consorcio CCC Ituango (conformado por las empresas constructoras Camargo Correa, Conconcreto y Coninsa Ramón H.).

Las obras están construidas en su totalidad sobre gneises del Paleozoico cuarzo feldespáticos, localmente de textura esquistosa, cubiertos en ocasiones por coluviones en las vertientes y por un depósito aluviotorrencial sobre la vertiente derecha del cañón, frente a la desembocadura del río Ituango (inmediatamente aguas abajo del sitio de presa). La roca en la zona ha sufrido procesos de alteración propios de un clima tropical húmedo, definiendo horizontes con propiedades

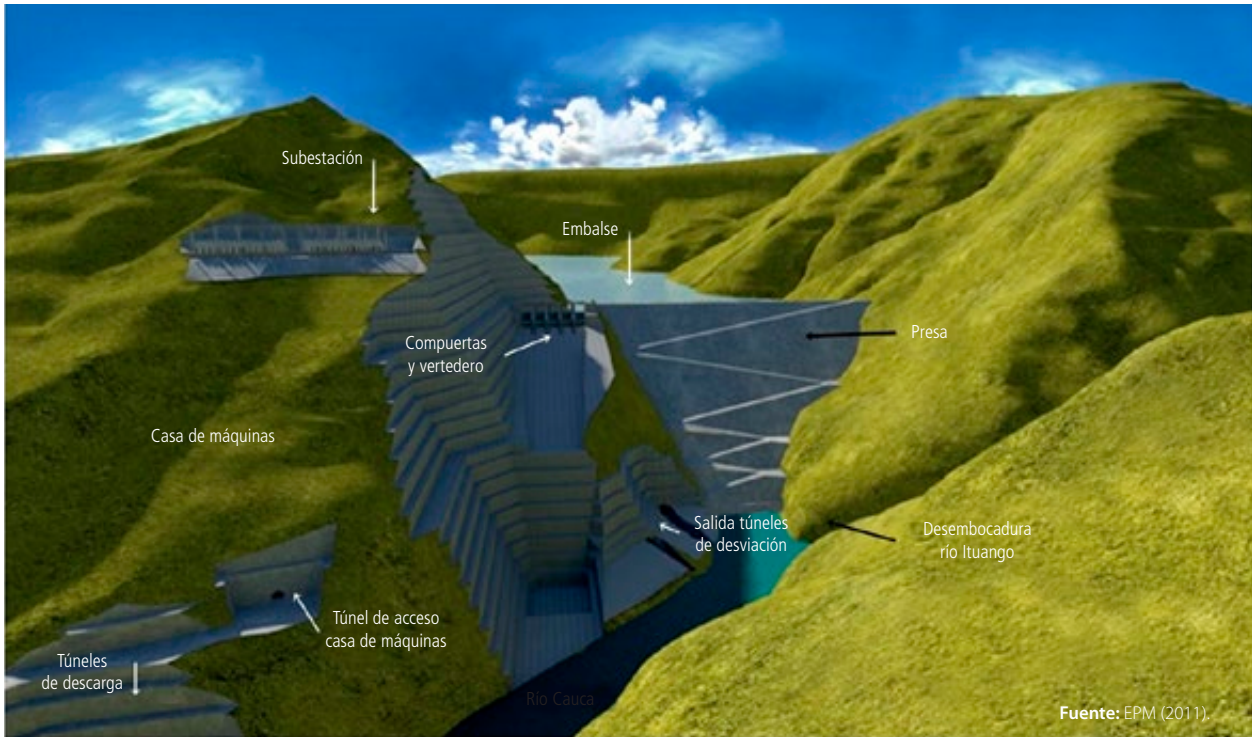
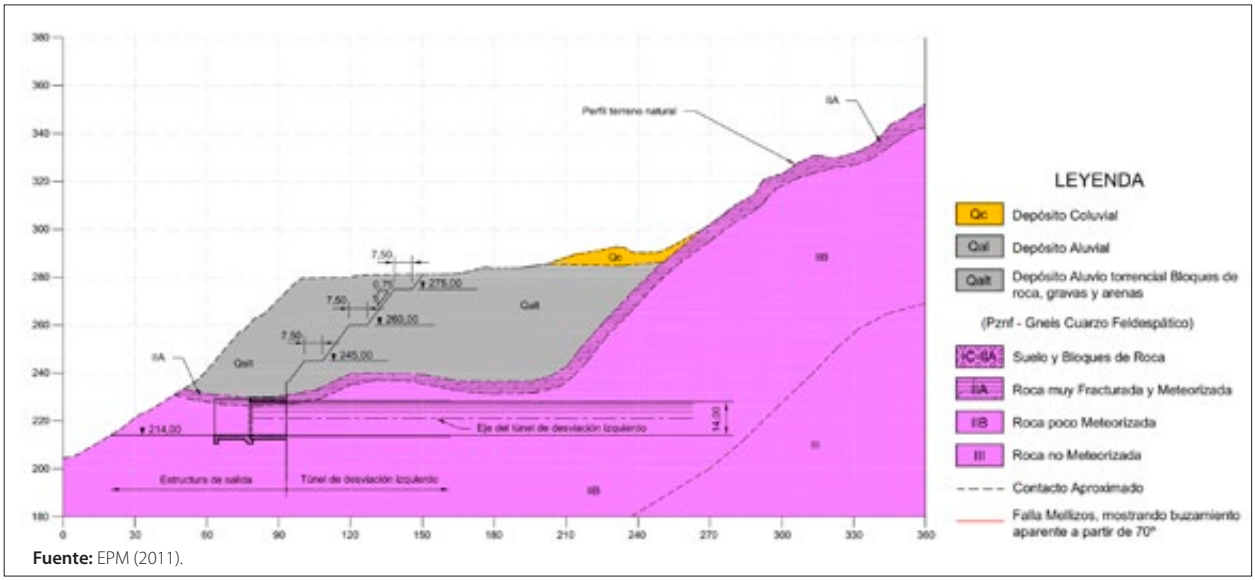



Figura 1. Esquema de obras del proyecto.




**Fuente:** EPM (2011).

Figura 2. Sección transversal a la salida de uno de los túneles de desvío donde se observa la estratigrafía.

geotécnicas homogéneas que van desde suelos residuales de textura limoarenosa hasta la roca sana a profundidades mayores de 200 m. El suelo residual y la roca meteorizada alcanza espesores mayores de 20 m (véase figura 2).

El desvío del río se logró mediante la construcción en la zona derecha de la boquilla de dos túneles con sección tipo portal de 14 m de ancho y 14 m de alto y longitudes de 1,035 y 1,270 m. Cada túnel cuenta a la entrada con dos ramales de 7 m de ancho por 14 m de altura, los cuales se intersectan unas decenas de metros más adelante para completar los 14 m de ancho de cada túnel principal. Ambos túneles tendrían compuertas para que permitieran su funcionamiento en caso de que se requirieran.

Un tercer túnel de desvío (túnel intermedio), de mayor sección y que no estaba contemplado en los estudios originales, se construyó entre los túneles de desvío originales y el túnel de descarga. El nuevo túnel permitiría avanzar en las obras y así sellar los dos primeros que se construyeron. Las compuertas quedarían en el nuevo túnel ante cualquier emergencia. Todos los túneles de desviación se diseñaron para funcionar con superficie libre y no para operar a presión; además, con criterios para una obra temporal.

El tercer túnel entró a funcionar en enero de 2018, cuando la presa alcanzó el 80% de su altura, dando inicio al sellado de los otros dos túneles. A uno le pusieron un tapón provisional y lo inundaron. Al otro lo rellenaron con 22 metros de concreto.

Entre el 28 de abril y el 7 de mayo ocurrieron tres derrumbes que taparon el túnel intermedio. El segundo derrumbe ocurrió el 30 de abril a 130 m del portal de entrada, y se observó la formación de un gran boquete visible en la superficie del terreno (véase figura 3). Este hoyo se formó por el desprendimiento del techo del túnel, lo que provocó un flujo de suelo al interior de éste y su obstrucción.

Debido a lo anterior, los escurrimientos empezaron a llenar rápidamente y sin control el embalse y se incrementó el peligro de sobrepasar la cortina, ya que faltaban 18 m al terraplén para alcanzar la elevación de cortina segura. Esta situación podía producir una ruptura de la presa y provocar una ola de 26 m con afectaciones a más de 120 mil personas que se ubican aguas abajo.

Para contener la creciente en el río Cauca, el 1º de mayo se comenzaron trabajos para rehabilitar los túneles de desvío que estaban sellados y hacer prioritario el trabajo de completar el terraplén de la cortina, para que el agua rebosara por el vertedor.

El 10 de mayo, al no poder destapar los túneles de desvío, se permitió el paso del agua por cuatro túneles que llevan a casa de máquinas, inundándola, para de esta forma poder evacuar 2,000 $m^3/s$, controlando la creciente mientras se intensificaban los trabajos en la cortina para alcanzar en tiempo récord la cota de cortina segura (410 msnm). Durante el llenado imprevisto, y como medida de prevención, se cerraron algunas vialidades y desalojaron dos poblaciones en la zona de inundación del vaso.

La casa de máquinas es una excavación subterránea donde se generará la energía eléctrica cuando la presa esté lista. Aunque tiene pasos de agua controlados, no está diseñada para estar completamente sumergida, por lo que sufrirá cuantiosos daños. En el momento de la inundación tenía un 50% en obra civil y otra mitad con máquinas.

Cuando se había logrado el control de niveles en el vaso, el túnel intermedio se destapó y produjo una emergencia para las poblaciones aguas abajo, al triplicarse el gasto en el río, con la destrucción de tres puentes y caminos de acceso a la presa, afectaciones a casas y escuelas, 544 personas damnificadas y un total de 7 mil evacuadas, hechos que han sido ampliamente difundidos.

ELCOLOMBIANO.COM

Figura 3. Falla en el túnel de desvío 3 que ocasionó obstrucción del flujo de agua el 30 de abril de 2018.

Una vez que se controló el llenado del vaso, se decidió continuar en forma acelerada la construcción de la cortina para alcanzar la elevación 410 msnm, con una estructura y materiales diferentes de enrocamiento con núcleo limo arcilloso y tener la seguridad de que las avenidas no rebasarían la cortina, lo cual se logró el 23 de mayo.

El 29 de mayo en la tarde, otro incidente en el portal de salida de los túneles de desvío, ocasionado por la aparición de grietas de tensión superficial en la parte alta de la margen derecha, provocó suspensiones intermitentes de todos los trabajos en la presa, con la evacuación de los trabajadores. Una gran masa de suelo potencialmente inestable (véase figura 4) amenaza con taponar el vertedor y el sitio de presa con consecuencias desastrosas para las poblaciones que se encuentran aguas abajo. Al momento de esta nota, la programación de las obras continuaba, pero se pronosticaba un retraso de varios meses.

WRADIO.COM.CO

Figura 4. Evidencia de problemas de estabilidad de la ladera en la margen derecha del sitio de la boquilla, en el cerro que aloja los túneles de desvío.

De acuerdo con la información disponible, la prioridad de los constructores y las entidades responsables del proyecto es salvaguardar la integridad de los habitantes de las poblaciones aguas abajo y de los trabajadores de la presa, así como atender las tareas técnicas que quedan por realizar:

- Estabilizar la ladera de la margen derecha del sitio de la boquilla, donde se alojan los portales de salida de los túneles de desvío.
- Hacer estudios para verificar la durabilidad a largo plazo de los materiales colocados en la cortina, para definir si se modificarán o se reemplazarán por el material con el que se construyeron los primeros metros.
- Continuar los trabajos en la presa para alcanzar la cota 415, y no la 435 como estaba previsto en el diseño original de la presa.
- Poner en operación el vertedor cuando esté completamente habilitado y cerrar la casa de máquinas para evaluar los daños y hacer reparaciones en la obra civil.

Las presas son las obras más completas de la ingeniería, y siempre están sujetas a posibles incidentes como el ocurrido por los derrumbes en uno de los túneles, cuyas causas no han sido esclarecidas pero la geotecnia podrá aclarar y establecer medidas preventivas y correctivas para continuar con esta importante infraestructura.

Una enseñanza de esta emergencia, que podría ser precedente del diseño de obras futuras, es la consideración de los túneles de desvío y sus estructuras de soportes con mayor importancia que la de una obra temporal, así como no dejar a la suerte el tratamiento de las laderas, cuya inestabilidad podría poner en riesgo la continuidad de un proyecto.

La decisión de inundar la casa de máquinas y dañar las instalaciones electromecánicas de generación fue una decisión seria y costosa que retrasará la terminación programada este año, pero sin duda fue la mejor opción para proteger a la población y evitar la destrucción de la cortina

Elaborado por Natalia del Pilar Parra Piedrahita y Rodrigo Murillo Fernández con base en las siguientes fuentes:

Empresas Públicas de Medellín, EPM (2011). Proceso de contratación PC-2011-000031M, Construcción de la presa, central y obras asociadas, Proyecto Hidroeléctrico Ituango. Tomo 2. Anexo técnico.

https://www.elcolombiano.com/noticias

https://www.elespectador.com/noticias/investigacion/responsabilidades-y-dudas-que-deja-la-crisis-de-hidroituango-articulo-789448 Responsabilidades y dudas que deja la crisis de Hidroituango.

https://es.wikipedia.org/wiki/Hidroituango

http://www.hidroituango.com.co/hidroituango

https://www.youtube.com/watch?v=ImuHoCkXFm0 LA VERDAD DE HIDROITUANGO PARA DUMMIES

https://www.youtube.com/watch?v=WnCsoPkkaxE se llegó a la cota 410 23-5-18

https://www.youtube.com/watch?v=NdPwGcFuqFQ

Apreciamos su opinión e información sobre el tema de este artículo. Escríbanos a geotecnia@heliosmx.org

## 2018

**4-7 Julio** — **Geotechnical Construction of Civil Engineering and Transport Structures of the Asian-Pacific Region**
Yuzhno-Sakhalinsk, Rusia
*www.issmge.org/events/gccetsapr-2018*

**17-20 Julio** — **9th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics**
Londres, Reino Unido
*www.icpmg2018.london*

**23-25 Julio** — **5th GeoChina International Conference. Civil infrastructures confronting severe weathers and climate changes: from failure to sustainability**
Hangzhou, China
*geochina2018.geoconf.org*

**3-5 Agosto** — **The 7th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2018)**
Hong Kong
*www.unsat2018.org*

**6 Septiembre** — **Seminario Barras Autoperforantes**
Ciudad de México
*www.smig.org.mx*

**11-14 Septiembre** — **26th European Young Geotechnical Engineers Conference**
Sommereben, Austria
*soil.tugraz.at/eygec2018*

**16-21 Septiembre** — **11th International Conference on Geosynthetics**
Seúl, Corea
*http://www.11icg-seoul.org/*

**24-27 Octubre** — **DFI 43rd Annual Conference on Deep Foundations**
Anaheim, Estados Unidos
*www.dfi.org/dfieventlp.asp?13325*

**21-24 Noviembre** — **XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica XX Reunión Nacional de Profesores de Ingeniería Geotécnica**
León, México
*www.smig.org.mx*

## 2019

**13-18 Septiembre** — **ISRM 14th International Congress of Rock Mechanics**
Boca del Iguazú, Brasil
*www.isrm2019.com*

**17-20 Noviembre** — **XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica**
Cancún, México
*panamerican2019mexico.com/panamericana*

PLAXIS

Simulación numérica de modelos complejos de geoingeniería mediante:

**Plaxis 2D Suite y Plaxis 3D Suite**

Análisis de esfuerzo y deformación bajo condiciones de flujo saturado o no, carga dinámicas como vibración y terremotos. Servicio VIP con nuevos modelos constitutivos para geomateriales incluyendo concreto lanzado y dovelas

www.plaxismexico.com geoingenieriaalfven@hotmail.com +52 442 212 7209

# LIBROS

## MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

22 capítulos actualizados, disponibles en amazon.com

La nueva edición del manual elaborado por la CFE y el II UNAM provee los lineamientos de diseño de todas las obras de ingeniería civil, y lo hace incorporando los avances tecnológicos y la experiencia técnica acumulada por la ingeniería mexicana desde 1983, año en que se editó el anterior manual. Se conjuntan elementos teóricos y prácticos de la ingeniería en los campos de la hidrotecnia, geotecnia y estructuras. Es una referencia técnica obligada para todos aquellos encargados de construir obras de ingeniería civil en Pemex y dependencias del sector público federal y local, y será de gran ayuda técnica para los ingenieros de toda América Latina.

Como parte del homenaje que *Geotecnia* le rinde en esta edición a Javier Avilés, se reseña aquí el capítulo C.2.1, Diseño estructural de cimentaciones, del cual él fue autor.

### Capítulo C.2.1 Diseño estructural de cimentaciones

Javier Avilés fue el autor de este capítulo del Manual de diseño de obras civiles de la CFE, cuya actualización tiene en cuenta aspectos de geotecnia y geodinámica que son necesarios para determinar las fuerzas internas generadas tanto en la cimentación como en la superestructura. El diseño estructural no se puede desligar del uso de normas y reglamentos, que también cambian durante los procesos de revisión periódica.

Las recomendaciones de este capítulo son aplicables al diseño estructural de cimentaciones someras y profundas para estructuras convencionales, y de cimentaciones masivas para maquinarias. El énfasis está en el análisis de las solicitaciones generadas en la cimentación por la interacción entre ésta y el suelo de soporte, ya que los aspectos de dimensionamiento y detallado son propios de las normas técnicas del material empleado. Específicamente, se abordan los siguientes temas: zapatas aisladas de concreto reforzado bajo una o varias columnas, zapatas corridas para muros o contratrabes, zapatas de concreto simple y de mampostería y zapatas apoyadas sobre pilotes; losas y cajones de cimentación, incluyendo losas planas donde las columnas se apoyan directamente sobre la cimentación y losas bajo o sobre contratrabes que se convierten en un cajón de cimentación; cimentaciones profundas a base de pilas y pilotes flexibles o rígidos, ante cargas verticales y horizontales; análisis de interacción suelo-estructura para considerar la deformabilidad del suelo ante cargas estáticas o dinámicas; anclajes para cimentaciones que transmiten cargas de tensión, aplastamiento, cortante, fricción y sus combinaciones; finalmente, cimentaciones para maquinarias vibratorias y de impacto a base bloques o marcos, considerando la rigidez dinámica de la cimentación

# TESIS

## Caracterización de las arcillas del Lago de Texcoco mediante medición de velocidades de transmisión de onda

Tesis de **José Manuel Cervantes Ruiz**
para obtener el grado de maestro en Ingeniería
Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería Civil, UNAM
Director de tesis: Efraín Ovando Shelley

Una de las propiedades más estudiadas por la ingeniería es el módulo de rigidez al cortante ($G$), un parámetro elástico que permite describir el comportamiento de un material cuando es sometido a esfuerzos de corte. Para determinar el valor del módulo $G$ en suelos pueden efectuarse pruebas en sitio o en laboratorio; sin embargo, en todas ellas se calcula el módulo de rigidez al cortante a partir de la medición de la velocidad de transmisión de onda de corte.

En este trabajo se utilizó una cámara triaxial instrumentada con cristales piezoeléctricos, los cuales permiten medir las velocidades de transmisión de ondas de cuerpo: de compresión ($Vp$) y de cortante ($Vs$). El análisis de los datos obtenidos mediante transductores piezoeléctricos permite obtener el parámetro de rigidez del suelo (utilizando $Vs$) y la saturación de la probeta (utilizando $Vp$).

La principal aportación de esta investigación es la medición de ondas de cortante a lo largo de la etapa de falla, con el objetivo de observar el comportamiento de las propiedades elásticas del suelo al aplicarle carga hasta llevarlo a la falla.

Como parte del análisis de resultados, se observó la variación de $Vp$ con respecto al grado de saturación en el que se encuentra la probeta en cada incremento de la etapa de saturación. De la misma manera, se analizó el comportamiento de la velocidad de cortante $Vs$ en cada uno de los incrementos de la etapa de consolidación y en distintos puntos de la etapa de falla. Por otro lado, también se compararon los resultados de la velocidad de transmisión de onda con valores obtenidos en ensayes de columna resonante y ensayes de campo empleando el equipo de sonda suspendida

# Estadísticas Panamericano 2019

Del 17 al 20 de noviembre de 2019 en Cancún, Quintana Roo, se llevará a cabo el XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, organizado por la SMIG y la International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), con el Deep Foundations Institute y el Geo Institute de la ASCE como sociedades cooperadoras. Los comités técnicos del ISSMGE que participan son:

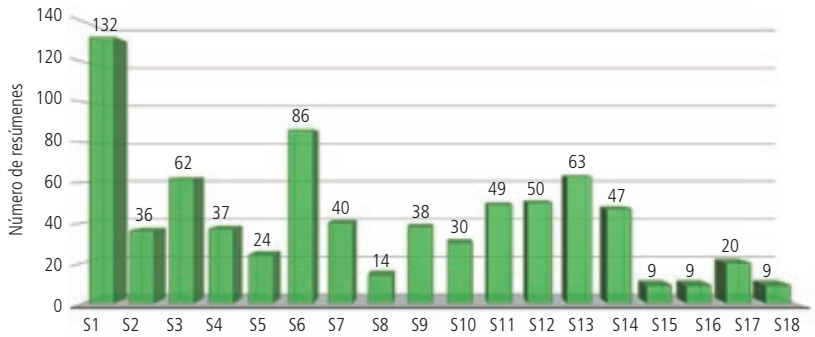
TC-201 Dykes and Levees
TC-202 Transportation Geotechnics
TC-214 Soft Soils
TC-307 Sustainability in Geotechnical Engineering
TC-308 Energy Geotechnics

En esta nota se ofrecen algunas estadísticas de los resúmenes recibidos, publicadas por el Comité Editorial de este congreso

Resúmenes recibidos 755

Países participantes 41

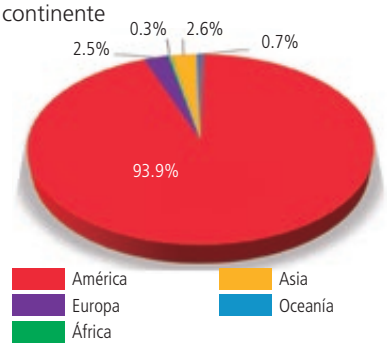
Número de resúmenes por tema técnico



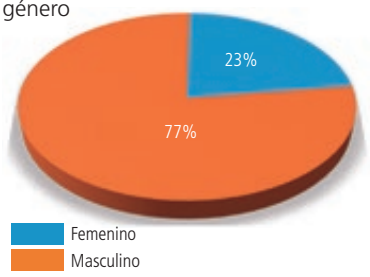

S1 Laboratorio y pruebas de campo
S2 Modelado analítico y físico en geotecnia
S3 Modelado numérico en geotecnia
S4 Suelos no saturados
S5 Suelos blandos
S6 Cimentaciones y estructuras de retención
S7 Excavaciones y túneles
S8 Estructuras fuera de costa
S9 Ingeniería del transporte en geotecnia
S10 Peligros naturales
S11 Presas de tierra y enrocamiento y de relaves (residuos mineros)
S12 Dinámica de suelos e ingeniería sísmica
S13 Mejoramiento de suelos
S14 Sustentabilidad, energía y geoambiente
S15 Conservación de sitios históficos
S16 Ingeniería forense
S17 Mecánica de rocas
S18 Educación

Si desea más información, acceda a www.panamerican2019mexico.com

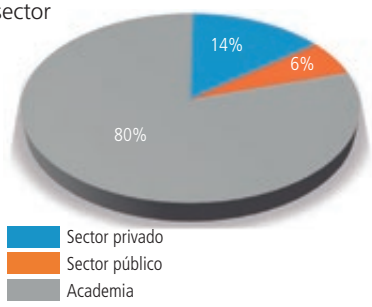
Porcentaje de resúmenes enviados por continente




Porcentaje de resúmenes enviados por género




Porcentaje de resúmenes enviados por sector




# Día Internacional de la Mujer

En el marco del Día Internacional de la Mujer, el pasado 8 de marzo de 2018 la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG) ofreció un desayuno a las ingenieras geotecnistas de nuestro país en las instalaciones del Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), con el propósito de felicitarlas y reconocerles su dedicación, entrega, responsabilidad y valiosa contribución a la ingeniería mexicana.

En ese contexto, Roberta Priscila Cedillo Hernández, quien es profesora-investigadora del Departamento de Sociología de la UAM Azcapotzalco, ofreció la conferencia "Cómo el género impacta las trayectorias profesionales".

Cedillo habló sobre cómo la organización social del género repercute en la elección y las trayectorias profesionales, e hizo hincapié en las tensiones que enfrentan las mujeres cuando

incurren en ámbitos masculinizados. En ese sentido, se contemplaron tres aspectos: *a)* la masculinización del ámbito público, de los sectores profesionales y de ciertas carreras, como las ingenierías; *b)* las experiencias de las mujeres que habitan dichos espacios masculinizados, y *c)* la apuesta por modificaciones a largo plazo de las asimetrías de género en el ámbito público y el mundo laboral.

Afirmó que la masculinización del ámbito público, de los sectores profesionales y de ciertas carreras ratifica la división tradicional del trabajo entre hombres y mujeres y coadyuva a la desmotivación de las vocaciones femeninas en el área de la ciencia y la tecnología. Concluyó su presentación señalando la importancia de transformar las condiciones objetivas que configuran las relaciones entre los géneros, con la finalidad de

erradicar las asimetrías que todavía operan en la actualidad. Una vez concluida su participación, varias asistentes compartieron sus opiniones sobre el papel que desarrollan en los diversos ámbitos de nuestra sociedad.

Es un motivo de orgullo para la SMIG contar entre sus asociados con mujeres geotecnistas activas

# Exploración, muestreo e instrumentación geotécnica

Los días 24 y 25 de mayo, en el Centro Asturiano de la Ciudad de México, se llevó a cabo el Curso-taller de exploración, muestreo e instrumentación geotécnica. En el curso, cuyo objetivo fue presentar las consideraciones teóricas y prácticas sobre el tema, varios especialistas compartieron sus conocimientos y experiencias con los participantes; con un enfoque práctico, abordaron la elaboración de un programa de exploración, la calidad del muestreo e interpretación de pruebas in situ, así como las herramientas y conocimientos técnicos que deben tenerse para los trabajos de instrumentación.

El curso se dividió en tres sesiones. En la primera, Exploración, muestreo y pruebas, se expusieron temas de exploración geotécnica, muestreo en suelos, prueba de penetración con cono, presiómetro Menard, prueba con dilatómetro y prueba con veleta. Con un enfoque teórico y práctico, se puso énfasis en las experiencias recientes obtenidas en la ejecución de pruebas de campo, posproceso de datos e interpretación, correlaciones y aplicaciones de diseño. La sesión contó con la participación de Oliver Nava Tristán, Raúl Bernal Luna, Enrique Ibarra Razo, Octavio Hernández y Ángel Tapia Álvarez.

En la segunda sesión, Instrumentación geotécnica, se describieron los principales instrumentos de medición, principios de funcionamiento, problemáticas de instalación y posibles soluciones en campo para la instalación y puesta en marcha de los instrumentos para cualquier proyecto. Lo anterior se realizó a través de ocho exposiciones particulares, con temas como la importancia de la instrumentación geotécnica para corroborar hipótesis de diseño, principios de

medición de sensores de instrumentación geotécnica y metrología y puntos clave para una correcta supervisión de instrumentación, entre otros. En esta sesión participaron Enrique Ibarra, Claudia Fabiola Gómez, Román Aguilar, Rafael Gómez, Ricardo Flores Eslava, René Contreras, Cuauhtli López y Manuel Moreno Hernández.

La tercera fue la Sesión demostrativa. Se realizó el sábado 26 de mayo en un predio ubicado en el centro de la Ciudad de México. Consistió en mostrar el procedimiento de ejecución de cuatro pruebas *in situ* (SPT, CPT, DMT y PMT).

Durante la sesión, los participantes tuvieron oportunidad de conocer las herramientas, equipos y procedimientos convencionales para la ejecución de este tipo de pruebas. La sesión fue coordinada por la empresa inGeum Ingeniería, que facilitó los permisos de acceso, maquinaria, equipo y personal técnico. Así también, la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la CFE brindó el apoyo de su personal técnico y equipo para la ejecución de las pruebas. Hubo una asistencia de 80 participantes, entre ingenieros de la práctica, académicos, investigadores y estudiantes

# Concluye trabajos La Tapatía

El 24 de mayo del año en curso se llevó a cabo la extracción de la tuneladora La Tapatía, que perforó el túnel de la línea 3 del tren ligero de Guadalajara. Este túnel se encuentra a 35 m de profundidad, tiene 11.5 m de diámetro y una longitud de 4 km para atravesar el centro histórico de esa ciudad, uno de los retos más importantes del proyecto

# Evaluación de efectos de sitio y espectros de diseño sísmico

El pasado jueves 31 mayo se llevó a cabo el curso-taller sobre la evaluación de efectos de sitio mediante análisis de respuesta de sitio y su incorporación en los espectros de diseño sísmico, que tuvo lugar en la casa sede de la SMIG en la Ciudad de México. El curso fue impartido por Francisco Alonso Flores López.

Se abordaron diferentes temas, como la interpretación de registros sísmicos y la generación de espectros de respuesta. También se mostraron dos metodologías para evaluar los efectos de sitio mediante análisis de propagación de ondas unidimensionales en el dominio de la frecuencia con el método lineal equivalente y en el dominio del tiempo mediante análisis no lineales. Se realizaron ejercicios con ambas metodologías.

Por otra parte, se mostró una metodología para generar sismos sintéticos en el dominio del tiempo ajustados a partir de espectros de peligro uniforme, y se desarrolló un ejercicio con los asistentes. Finalmente, se ofrecieron consideraciones generales para incluir los análisis mencionados en los espectros de diseño sísmico que marcan el Manual de Diseño por Sismo de la CFE (2015) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (2017).

Hubo en el curso más de 35 participantes, por lo que habrá dos fechas más para impartirlo. Para el próximo ya se cuenta con un registro de 35 asistentes

# Bienvenidos nuevos socios

- Édgar Badillo Barrera
- Verónica Chicas Reyes
- Carlos Alberto Delgado Cervantes
- Iván Lugo Olmos
- Juan Carlos Martínez Rojas
- Guadalupe Estrella Minero Sandoval
- Omar Oliver Mendoza
- Benjamín Ponce Sibaja
- Carlos Alfonso Ramírez de Arellano de la Peña
- José Luis Reséndiz Merlos
- Enrique Santoyo Reyes
- Fernando Javier Trejo Gómez

GEOEXPLORA S. A. DE C. V.
TECNOLOGÍA DE PUNTA EN EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

OFRECEMOS UN AMPLIO RANGO DE SERVICIOS DE ALTA CALIDAD ADQUISICIÓN, PROCESAMIENTO E INTERPRETACIÓN DE DATOS:
GEOELÉCTRICOS
SÍSMICA ACTIVA
SÍSMICA PASIVA
ELECTROMAGNÉTICOS
PH DE SUELOS
INSAR
SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA GIS
ESTUDIOS GEOLÓGICOS - GEOHIDROLÓGICOS
RENTA Y VENTA DE EQUIPO GEOFÍSICO

GeoeXplora S.A. de C.V.
Geología y Geofísica de exploración

TEL: 22073055, 56746424, Y 71582042
SUR 73 NÚM 4439 BIS COL. VIADUCTO PIEDAD
DELEGACIÓN IZTACALCO CDMX

WWW.GEOEXPLORA.ORG

EMAIL: GEOEXPLORASA@YAHOO.COM.MX

# Capítulos estudiantiles

## CUCEI, UDEG

El pasado 22 de marzo se realizó la toma de protesta del Capítulo Estudiantil de Licenciatura de la Universidad de Guadalajara - Centro Universitario de Ciencias Exactas e Ingenierías ante la SMIG.

En ese contexto Alejandro Gomes Vidales, gerente técnico de Túneles y Lumbreras de LYTSA, ofreció la conferencia "Instrumentación automatizada en edificios históricos durante la construcción de un túnel".

Guadalupe Olín Montiel, representante y encargada de los capítulos estudiantiles ante la SMIG, comentó que esta sociedad cuenta con más de 500 estudiantes que integran los diferentes capítulos estudiantiles de licenciatura y posgrado; señaló además que la SMIG llevará a cabo este año la 4ª Olimpiada de la Geotecnia, el Reto Geotécnico y el Concurso de Geomuros, que se llevarán a cabo en el contexto de la próxima XX Reunión Nacional de Profesores de Ingeniería Geotécnica y la XXIX Reunión Nacional de Ingeniera Geotécnica en noviembre en León, Guanajuato, e invitó a los estudiantes a integrarse para participar en estos eventos. Posteriormente tomó protesta al capítulo estudiantil de licenciatura, presidido por Luis Fernando Jiménez Paredes

## TERCERA JORNADA DE LA GEOTECNIA ESIA UZ IPN

Los días 22 y 23 de marzo pasados, el capítulo estudiantil de licenciatura de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, unidad Zacatenco (ESIA UZ) del IPN, en conjunto con la SMIG, organizaron la 3ª Jornada de la Geotecnia.

En esta 3ª Jornada de la Geotecnia se abordaron temas como la constitución de empresas en geotecnia, nuevas tecnologías aplicables en la especialidad e instrumentación geotécnica, exploración y caracterización, y mejoramiento de suelos mediante la técnica de vacío en el Nuevo Aeropuerto Internacional de México (NAIM).

El primer día Peter Collard López habló sobre las etapas para la constitución de una empresa en el área de la geotecnia. Posteriormente, René Contreras habló sobre una parte de las técnicas de instrumentación utilizadas en las obras del NAIM, y por último Moisés Juárez explicó las metodologías de exploración y caracterización definidas para el NAIM.

El segundo día, José Luis Rocher habló sobre las tecnologías usadas en campo para complementar estudios geotécnicos. Las jornadas concluyeron con la ponencia de Norma Patricia López Acosta, quien explicó la técnica de mejoramiento de suelos por medio de vacío en las plataformas para la construcción del NAIM

## SEPI, ESIA UZ

En la Ciudad de México, el 12 de abril rindió protesta ante la SMIG el capítulo estudiantil de la Sección de Estudios de Posgrado e Investigación de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional para el periodo 2018-2019.

Como es habitual en las tomas de protesta, se celebró una conferencia, esta vez "Estabilización de una excavación con anclas de tensión: Caso práctico", dictada por Gerson Carlos Vázquez Salas, gerente de Terrabridge.

El jefe de posgrado tomó protesta al nuevo capítulo estudiantil, representado por el presidente Daniel Santos Islas

## UNIVERSIDAD MICHOACANA

En el 88° aniversario de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH), durante la Semana de la Ingeniería, el pasado 16 de abril se tomó protesta a los capítulos estudiantiles de licenciatura y posgrado de la UMSNH.

Alain L. Conrado Palafox impartió la conferencia "Efecto de la karsticidad en el suelo y su influencia en las carreteras".

Guadalupe Olín tomó protesta primero al capítulo estudiantil de licenciatura, con José Omar Melchor Barriga como presidente y Eleazar Arreygue Rocha como tutor. En seguida rindió protesta el capítulo estudiantil de posgrado, presidido por José Alfredo González Serna con Luisa Nicte Equihua Anguiano como tutora

## POSGRADO DE LA FES ACATLÁN

Con la conferencia "Modelación numérica en obras subterráneas proyectadas en suelos blandos de condiciones difíciles", dictada por Jorge Bricio Guillén Guillén, se celebró el 11 de mayo la toma de protesta del capítulo estudiantil de posgrado de la FES Acatlán de la UNAM ante la SMIG para el periodo 2018-2019.

La conferencia empezó con la definición particular de modelado numérico, obras subterráneas y el significado del concepto de suelos blandos de condiciones difíciles; fue éste un preámbulo de los temas que desarrollaría en su ponencia. Bricio presentó los avances en los métodos constructivos y metodologías de diseño de estas obras. Posteriormente ofreció un ejemplo de análisis y diseño de un túnel y una lumbrera flotada proyectados en suelos blandos, mediante el uso del modelado numérico; se refirió a las características del proyecto y la caracterización geotécnica, y expuso en detalle el desarrollo y los resultados de los análisis. Además, presentó la metodología utilizada para el análisis de interacción suelo-estructura y finalizó con el tema de conexiones entre túneles y lumbreras. Entre sus conclusiones destacó la siguiente: los resultados de un análisis con elemento finito adquieren un valor real cuando los ideales personales de ingeniería tradicionales se combinan con las capacidades y potenciales que brinda el modelado numérico.

Antonio Beltrán Solís tomó protesta a Vianney Sosa como presidenta del capítulo

# XXIX REUNIÓN NACIONAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

# XX REUNIÓN NACIONAL DE PROFESORES DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

## XXIX REUNIÓN NACIONAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

CONFERENCIA NABOR CARRILLO
**Por Dr. Steven L. Kramer**

CONFERENCIA RAÚL J. MARSAL
**Por Dr. Ramón Verdugo**

CONFERENCIA LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS
**Por M. en I. Germán López Rincón**

- 20 SESIONES TÉCNICAS
- PREMIOS MANUEL GONZÁLEZ FLORES
- EXPO GEOTECNIA

## XX REUNIÓN NACIONAL DE PROFESORES DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

SEGUNDA CONFERENCIA EULALIO JUÁREZ BADILLO
**Por Dr. Rigoberto Rivera Constantino**

- SESIONES DE DOCENCIA
- MESA DE TRABAJO
- CUARTA OLIMPIADA EN GEOTECNIA
- SEGUNDO CONCURSO DE GEOMUROS
- SEGUNDO RETO EN GEOTECNIA

## CURSOS CORTOS

- CIMENTACIONES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, DISEÑO POR SISMO 2015
- MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
- APLICACIÓN DE NORMAS MODERNAS EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

## INSCRIPCIONES

| Hasta el 14 de septiembre de 2018 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| COSTOS | XXIX RNIG | XX RNPIG | CURSO | XXIX RNIG + XX RNPIG | XXIX RNIG + CURSO |
| Socio | $8,000.00 | $3,700.00 | $4,000.00 | $11,100.00 | $11,400.00 |
| No socio | $9,000.00 | $4,800.00 | $5,100.00 | $13,100.00 | $13,500.00 |
| Estudiante | $5,800.00 | $3,200.00 | $3,400.00 | $8,500.00 | $8,800.00 |
| Capítulo Estudiantil | $5,300.00 | $2,600.00 | $2,800.00 | $7,500.00 | $7,700.00 |

| Después del 14 de septiembre de 2018 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| COSTOS | XXIX RNIG | XX RNPIG | CURSO | XXIX RNIG + XX RNPIG | XXIX RNIG + CURSO |
| Socio | $8,500.00 | $4,200.00 | $4,500.00 | $12,100.00 | $12,400.00 |
| No socio | $9,500.00 | $5,300.00 | $5,600.00 | $14,100.00 | $14,500.00 |
| Estudiante | $6,300.00 | $3,700.00 | $3,900.00 | $9,500.00 | $9,800.00 |
| Capítulo Estudiantil | $5,800.00 | $3,100.00 | $3,300.00 | $8,500.00 | $8,700.00 |

***Cuotas más I.V.A.***

| | |
|---|---|
| STAND | $45,000.00 |
| PROGRAMA DE ACOMPAÑANTES | $5,000.00 |

**INSCRIPCIONES EN LÍNEA**
**www.smig.org.mx/inscripciones**
**5677-3730 / 5679-3676**

**21 al 24 NOVIEMBRE**

**POLIFORUM LEÓN**
Blvd. Adolfo López Mateos esq. Francisco Villa
León, Guanajuato
www.poliforumleon.com

KELLER
keller.com

# YOUR PARTNER FOR
# GEOTECHNICAL SOLUTIONS

THINK SAFE

info.mexico@keller-cimentaciones.com