



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTÉCNIA

Análisis sísmico en túneles de drenaje en suelos blandos

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ALFREDO GALICIA MARTÍNEZ
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTÉCNIA

TUTOR

DR. LUIS OSORIO FLORES



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Botero Jaramillo Eduardo

Secretario: Dra. Ossa López Alexandra

Vocal: Dr. Osorio Flores Luis

1^{er.} Suplente: M.I. Martínez Mier Jaime Antonio

2^{do.} Suplente: M.I. Sánchez Reyes Fermín Antonio

Lugar donde se realizó la tesis:
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. LUIS OSORIO FLORES



DEDICATORIA

A mi familia y esposa por su apoyo incondicional
y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis.



AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Luis Osorio Flores, por brindarme su valioso tiempo, su atención, su paciencia y apoyo en la realización de este trabajo.

A la Dra. Alexandra Ossa López por aceptarme y darme un espacio en el laboratorio de vías terrestres del II UNAM para la elaboración de este trabajo.

Al M.I. Jaime Antonio Martínez Mier, Dra. Alexandra Ossa López, M.I. Fermín Antonio Sánchez Reyes, Dr. Eduardo Botero Jaramillo por los aportes y comentarios dirigidos a este trabajo.

Al CONACYT que me otorgó la beca para la realización de mis estudios de maestría.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	i
OBJETIVO	ii
ALCANCES	iii
CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO.	1
1. MARCO TEÓRICO	2
1.1. Zonificación sísmica del valle de México	4
1.2. Procedimiento de análisis sísmico en túneles	5
CAPÍTULO 2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.	8
2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	9
2.1. Exploración de campo	10
2.2. Sondeos de penetración de cono eléctrico (CPT)	11
2.3. Sondeo de SPT	15
2.4. Sondeo Mixto (SM ó TBH)	16
2.5. Sonda Suspendida	17
2.7. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico y amortiguamiento normalizados	21
2.8. Modelo estratigráfico	25
CAPÍTULO 3. EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL TIEMPO.	27
3. EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL TIEMPO	28
3.1. Resistencia de punta	33
3.2. Velocidad de onda de cortante	37
CAPÍTULO 4. AMBIENTE SÍSMICO.	41
4. AMBIENTE SÍSMICO	42
4.1. Generación de acelerogramas sintéticos	44
4.2. Obtención de acelerogramas sintéticos para un espectro de referencia dado	44
4.3. Ajuste espectral	45
4.4. Historias de tiempo sintéticas	47
CAPÍTULO 5. MODELO NÚMÉRICO.	52
5. MODELO NÚMÉRICO	53
5.1. Leyes constitutivas	54
5.2. Elasticidad	54
5.3. Elastoplasticidad	56



5.4. Modelo Hardening Soil Small	56
5.4.1. Calibración del modelo Hardening Soil Small	57
5.5. Túnel	67
5.5.1. Flujo plástico	69
CAPÍTULO 6. RESULTADOS.	74
6. RESULTADOS	75
6.1. Validación del espectro de respuesta en superficie	75
6.2. Deformaciones en el túnel por sismo	84
CONCLUSIONES	91
REFERENCIAS	93
ANEXO A.	99
ANEXO B	103
ANEXO C	106
ANEXO D	109



INTRODUCCIÓN

En este trabajo de tesis se estudia la influencia de la evolución, debido al proceso de consolidación, de las propiedades mecánicas y dinámicas de suelos altamente compresibles, en el comportamiento sísmico de túneles de un sistema de drenaje. Para cumplir con los objetivos planteados se utilizó la información disponible de sondeos de penetración estándar, como eléctrico y sonda suspendida, que permitieron realizar los análisis de respuesta dinámica en campo libre. Los tres sitios de estudio se encuentran ubicado en la zona del Ex - lago de Texcoco al noreste de la Ciudad de México (Figura 1).

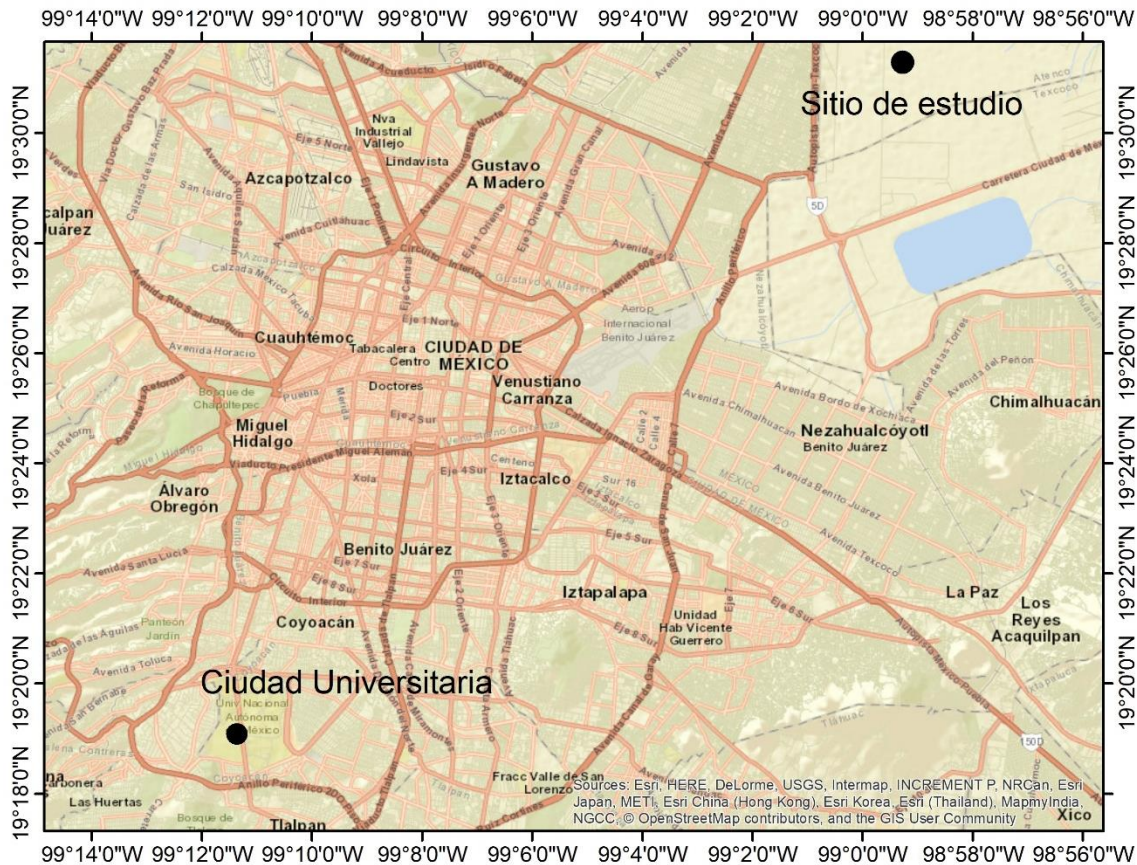


Figura 1 Sitio de estudio



Con base en datos disponibles, de estratigrafía y propiedades dinámicas del subsuelo, se proponen modelos numéricos bidimensionales de elementos finitos, para evaluar la respuesta de sitio a diferentes tiempos (para los años 2031, 2046, 2066), tomando como referencia la respuesta obtenida para el año 2016. Se comparan los resultados de los modelos numéricos con los espectros de sitio obtenidos en superficie para diferentes puntos de estudio, generados con un programa de propagación de onda unidimensional, RADSH (Barcena y Romo, 1994).

El ambiente sísmico se determinó a partir de un espectro de peligro uniforme (Osorio, 2013) y sismos semilla, obteniéndose acelerogramas sintéticos con el método propuesto por Lilhanand y Tseng (1988). Los modelos numéricos se implementaron en el software Plaxis 2D, que emplea un método de solución de elementos finitos e incluye diferentes modelos constitutivos del suelo, capaces de representar el comportamiento esfuerzo-deformación de diferentes tipos de suelo, con el cual se analizó la interacción dinámica suelo-túnel. Para validar los modelos numéricos del caso en estudio, se realizó un análisis de campo libre con el que se pudo comparar el espectro de respuesta en superficie obtenido con RADSH *versus* Plaxis 2D (modelo suelo-túnel). Una vez validado el modelo en campo libre se realizaron los análisis interacción suelo-túnel, obteniendo las deformaciones en la clave, cubeta y hastiales.

OBJETIVO

Realizar análisis de interacción dinámica de túneles para drenaje que serán construidos en suelos blandos, con ayuda del programa geotécnico Plaxis 2D, empleando historias de aceleraciones sintéticas y la información de campo y laboratorio, para obtener las deformaciones en la clave y hastiales de los túneles.



ALCANCES

Para lograr el objetivo se realizaron las siguientes actividades:

- 1) Recopilación de información disponible de exploración en campo y pruebas de laboratorio de tres puntos de estudio (CAD. 6+604, CAD. 0+917, CAD. 1+708), ubicados en el Ex – lago de Texcoco.
- 2) Definir la caracterización del subsuelo en esos tres puntos de estudio, sus propiedades dinámicas, a partir de información de cono eléctrico (CPT), sondeo mixto (SM o TBH) sondeos de penetración estándar (SPT) combinado con muestreo inalterado selectivo, sonda suspendida (TSds) y sondeo de piezocono (TCPTu).
- 3) Determinar la evolución de los parámetros dinámicos a partir de la evolución de la resistencia de punta del cono eléctrico con base en la evolución de la presión de poro en condiciones actuales y a diferentes tiempos.
- 4) Obtener sismos sintéticos a partir de un espectro de peligro sísmico uniforme, considerando movimientos originados en la zona sismogénica de subducción.
- 5) Obtener los espectros de respuesta en condiciones actuales y a diferentes tiempos, con el programa RADSH.
- 6) Generar los modelos numéricos que permita realizar los análisis de interacción dinámica de los túneles con el programa geotécnico Plaxis 2D.



CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO.



1. MARCO TEÓRICO

En nuestro país los problemas relacionados con los sismos y sus efectos sobre el comportamiento de depósitos naturales de suelo, como en obras de ingeniería civil son de gran importancia debido a la alta sismicidad a la que se encuentra sujeta gran parte de la República Mexicana.

Para realizar un análisis sísmico en las arcillas de la Ciudad de México, se requiere especial cuidado ya que el subsuelo presenta cambios en sus propiedades debido al abatimiento de los acuíferos, más aún cuando se introducen obras subterráneas. En este contexto, diversos investigadores (ej. Ohsaki, 1969; Seed, 1969; Seed *et al.*, 1974) han mostrado que la intensidad de los movimientos del terreno y los daños ocasionados sobre las estructuras están fuertemente influenciados por las características de las condiciones locales.

En el estudio del comportamiento suelo-túnel en condiciones dinámicas, existen diversos enfoques para analizar un túnel en suelo blando, los cuales arrojan resultados significativamente diferentes entre sí. En el presente trabajo se utiliza una metodología en la cual se analiza tanto la respuesta de campo libre como la interacción suelo-estructura empleando el programa comercial Plaxis 2D, de elementos finitos, eligiendo los parámetros mecánicos y dinámicos del suelo, capaces de representar el comportamiento de los depósitos del suelo en el área de estudio.

Las obras subterráneas realizadas en suelos blandos de la Ciudad de México tienen sus inicios en las grandes inundaciones de 1604 y 1607 donde el español Gudiel proponía construir un canal abierto para desviar el río Cuautitlán, pero fue el alemán Enrico Martínez quien introdujo la idea del túnel, sin embargo, este se vio afectado por la ausencia de conocimientos y jamás fue iniciado (Sánchez, 2015). El 29 de noviembre de 1607 inició la construcción del primer túnel de Nochistongo conocido como socavón de Nochistongo, pero en 1637 se decidió demoler el túnel



e iniciar la excavación de un tajo a cielo abierto. El tajo de Nochistongo se terminó después de 152 años de trabajo (1789). Hacia 1856 se abrió un concurso para el proyecto de las obras del desagüe. El plan más completo y calificado fue el del ingeniero Francisco de Garay, que comprendía el Gran Canal del Desagüe y el primer Túnel de Tequixquiac (SRHDF, 1965). En la década de 1960, se proyectó un nuevo drenaje para solucionar el problema de las inundaciones mediante el proyecto de la ejecución de un drenaje profundo conformado por un túnel emisor central y dos túneles interceptores: central y oriente. Debido a la complejidad de excavar los suelos blandos de la ciudad fue necesario desarrollar la técnica de escudos en sección circular, se introduce el primer escudo cerrado mexicano con mecanismo excavador y colado integral del revestimiento. En 1961 se cuenta con el primer escudo mexicano con rejillas, en 1969 se cuenta con el escudo abierto de 9.14 m de diámetro con tres dovelas expandibles (Moreno F., 2016).

Sin embargo, debido al continuo crecimiento poblacional y a la creciente demanda de agua en los siguientes años se continuó presentado el efecto de hundimiento regional, mismo que afectó el drenaje construido, ocasionando que se repitieran las inundaciones de las décadas pasadas. Como solución se presentó el nuevo proyecto de drenaje profundo denominado Túnel Emisor Oriente (TEO), el cual es un complemento al Emisor Central. Por lo tanto, las obras subterráneas de drenaje son los primeros antecedentes del uso de escudos en el Valle de México. La técnica de construcción de túneles mediante el uso de escudo se caracteriza por el uso de dos tipos de revestimientos según su función:

- a) Revestimiento primario, el cual brinda sostenimiento y es colocado inmediatamente después de la excavación y cuya función es brindar estabilidad al túnel durante el procedimiento constructivo.
- b) Revestimiento secundario, asegura el comportamiento a largo plazo y proporciona una geometría regular que cumpla con la función final de la obra subterránea.



1.1. Zonificación sísmica del valle de México

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) caracteriza los movimientos del terreno con fines de diseño sísmico en tres tipos: Zona I o de lomas; Zona II o de transición y Zona III o lacustre. La Zona III a su vez se divide en cuatro subzonas, cada una de las cuales tiene asignado un coeficiente sísmico diferente.

Las expresiones que propone el RCDF para generar el espectro de diseño se presentan a continuación. En ellas la ordenada espectral de aceleraciones, a , se expresa como una fracción de la gravedad:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \text{si } T > T_b$$

Donde,

$$q = (T_b / T)^r$$

Y en la que T , es el periodo natural de interés de la estructura, c es el coeficiente sísmico. Los valores de c , a_0 , T_a , T_b y r se muestran en la Tabla 1, y dependen de la zona en que se encuentre la estructura.

Tabla 1 Parámetros de los espectros de diseño para el Distrito Federal (NTC2004)

Zona	c	a_0	T'_a	T'_b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00



En este contexto, se debe resaltar que el mismo reglamento señala que para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo–estructura, o cuando la importancia de la estructura lo justifique, la respuesta de sitio se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, caracterizando apropiadamente parámetros como la velocidad de ondas de corte, módulo de rigidez, densidad, amortiguamiento, movimiento de entrada y espesores de los estratos. Cabe mencionar que para este trabajo se utiliza el RCDF 2004 porque en el año 2015 aún no se actualizaba al 2017.

1.2. Procedimiento de análisis sísmico en túneles

Aunque las estructuras subterráneas son menos vulnerables a los movimientos sísmicos que las estructuras superficiales, se debe garantizar la seguridad de estas obras ante los movimientos sísmicos del terreno, que suelen tener características geotécnicas muy diferentes.

Los efectos sísmicos en estructuras subterráneas se evalúan con enfoques diferentes a los utilizados para estructuras superficiales. En general, las estructuras superficiales se diseñan para las fuerzas de inercia originadas por el movimiento de su base. En cambio, las acciones de diseño para estructuras subterráneas se expresan en términos de las deformaciones impuestas a la estructura por el movimiento del suelo.

Para la evaluación de la respuesta del suelo se cuenta con el método de deformaciones de campo-libre, que es una herramienta de diseño simple y efectiva cuando las distorsiones en el medio son pequeñas (por ejemplo: un medio muy rígido, o cuando la estructura es flexible en comparación con el medio circundante).



Sin embargo, en suelos blandos el método arroja resultados demasiado conservadores debido a que las distorsiones de campo-libre en este tipo de suelos son muy grandes (Hashash *et al.*, 2001).

Inicialmente se obtiene un conjunto de historias de aceleraciones sintéticas con el cual se establece el ambiente sísmico de la zona de estudio. Hashash *et al.* (2001) proponen los mismos criterios de Wang (1993), pero sugieren una metodología mediante un proceso paso a paso.

Este proceso paso a paso describe cada una de las partes que deben considerarse en el diseño sísmico de estructuras subterráneas (Figura 1.1). Algunas de ellas ya habían sido señaladas por St-John y Zahrah (1987), partiendo del reconocimiento del ambiente sísmico hasta el comportamiento de la estructura ya dimensionada ante un evento sísmico.

En el paso 1 se define el ambiente sísmico con base en el análisis de peligro uniforme y criterios de diseño sísmico. En el paso 2 se evalúa la respuesta del terreno a la excitación considerando los tipos de efectos inducidos al terreno, como los colapsos de suelos y los desplazamientos experimentados. Finalmente, en el paso 3 se evalúa el comportamiento de la estructura sometida a los efectos del evento sísmico, incluyendo los criterios de diseño y la deformación esperada de acuerdo con el tipo de suelo.

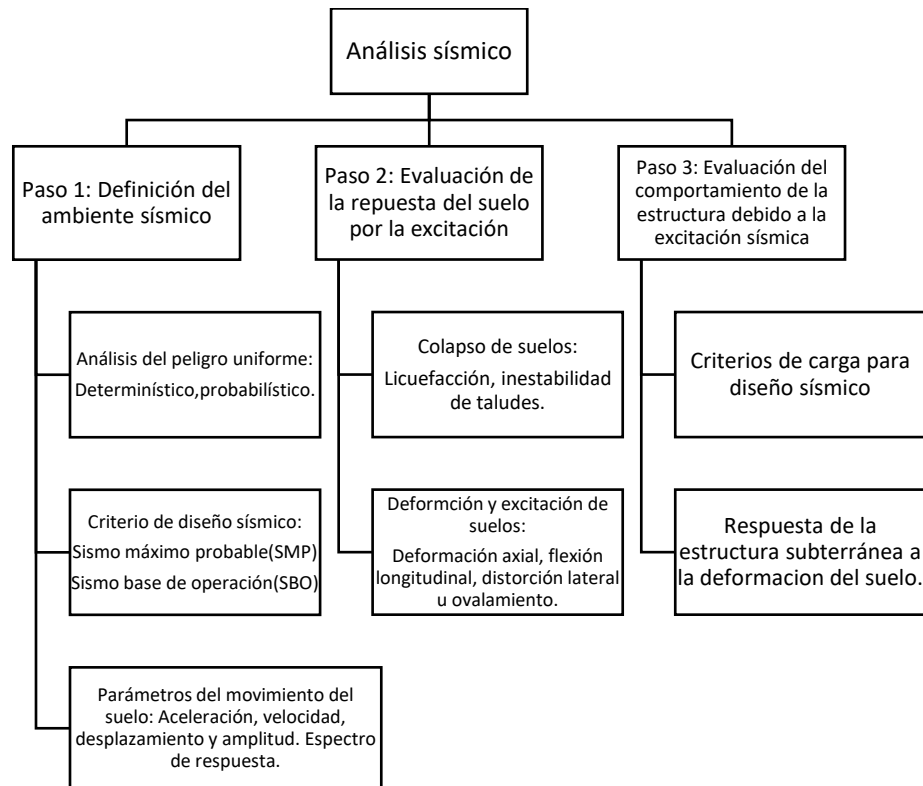


Figura 1.1 Análisis sísmico y procedimiento de diseño. (Hashash et al.2001)

Los análisis sísmicos de túneles han sido tradicionalmente resueltos mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas que no incluyen las secuencias constructivas ni historiales de esfuerzos (Wang, 1993; Penzien y Wu, 1998; Penzien, 2000). Actualmente, algunos softwares de análisis geotécnico han incorporado herramientas para la resolución de problemas complejos, permitiendo incorporar las variaciones en los historiales de esfuerzos, métodos constructivos, secuencias de excavación y sollicitaciones sísmicas a través de registros de aceleraciones.

Otro aspecto importante en el análisis sísmico es el tamaño del modelo. Se recomienda que el ancho del modelo debe contener una relación aproximada de 10 veces el ancho del túnel o mayor (Sedarat *et al.*, 2009); además, debe tener un rango entre seis y doce elementos finitos por longitud de onda (Karabalis y Beskos, 1997).



CAPÍTULO 2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El área de estudio se encuentra ubicada en el vaso del Ex-lago de Texcoco, en la zona noreste de la Cuenca de México. La Figura 2.1 muestra una imagen de la Ciudad de México y la ubicación del área de estudio.

En la actualidad el lago está casi drenado y en su lugar se encuentran depósitos de arcilla de alta compresibilidad, los cuales descansan sobre estratos de arenas limosas y arcillas duras más competentes, una combinación que resulta crítica para la seguridad estructural en regiones altamente sísmicas (Stephenson *et al.*, 2006).

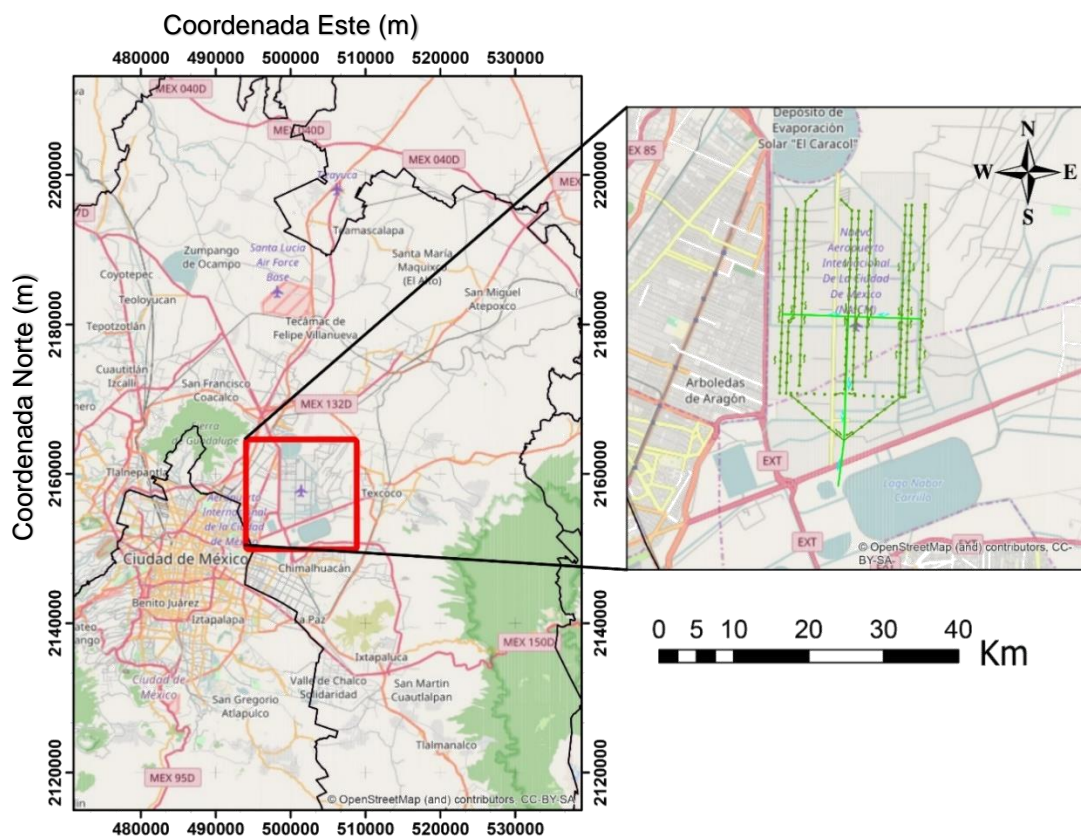


Figura 2.1 Localización del área de estudio



2.1. Exploración de campo

Para la caracterización de las condiciones del suelo, se usó la información disponible de sondeos de cono eléctrico (CPT) combinados con penetración estándar (SPT) y muestreo inalterado selectivo. Además, se llevaron a cabo sondeos de sonda suspendida (SS) y piezocono (TCPTu). Inicialmente se consideraron los sondeos más cercanos a los túneles como se muestra en la Figura 2.2, para definir tres sitios de estudio los cuales se indican en la Tabla 2.1. Finalmente se decidió considerar un solo sitio el del cadenamiento 1+708, por tratarse de un lugar en donde los sondeos están a una distancia corta del túnel de cinco metros de diámetro.

Tabla 2.1 Sitios estudiados cercanos a los túneles

Diámetro del Túnel	Sitio	Ubicación	Sondeo	Coordenadas UTM	
				x	Y
3 m	CAD. 6+604	Entre lumbrera LK-5 y LK-4. Dirección Este-Oeste.	TBH-04r	502273	2157640
			TSds-12r	502222	2157637
			TCPTu-12r	502356	2157637
5 m	CAD. 0+917	Entre lumbrera LC5-LC3. Dirección Norte-Sur.	TBH-08	500749	2157412
			T-CPTu-26r	500574	2157280
			TSds-3Ter	500513	2157022
5 m	CAD. 1+708	Entre lumbrera LC5-LC3. Dirección Norte-Sur.	SM-43	501165	2156649
			CPT-55	501164	2156628
			T-Sds-08r	501164	2156636

TBH, sondeo de penetración estándar; TSds, Sonda suspendida; TCPTu, Piezocono; SM, Penetración estándar combinado con muestreo inalterado selectivo; CPT, Cono eléctrico

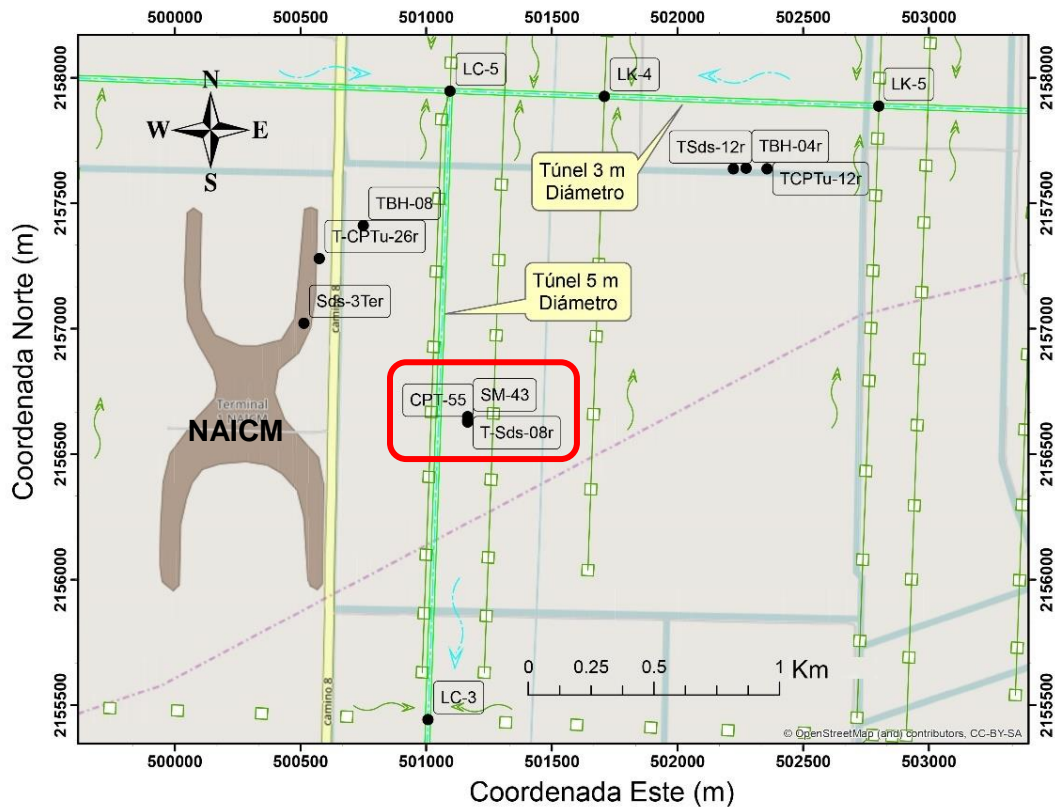


Figura 2.2 Plano de localización de sondeos

2.2. Sondeos de penetración de cono eléctrico (CPT)

Esta técnica, que se conocía como prueba de penetración de cono holandés, se utiliza para establecer un perfil del suelo y estimar sus propiedades. En la ejecución del sondeo se mide la fuerza necesaria (resistencia de punta) para hincar una punta cónica de 60° de ángulo de ataque, con una base de apoyo de 10 cm^2 y diámetro de 35.7 mm , a una velocidad constante de 2 cm/s . Esta prueba se ejecuta de acuerdo con la norma ASTM D5778-12. Los resultados de los sondeos de cono se presentan en el ANEXO A. Los penetrómetros de cono utilizados en la actualidad miden la resistencia de punta del cono, q_c , y la resistencia a la fricción, f_c . Se utilizan tres tipos de penetrómetros:

- a) Penetrómetro de cono mecánico (Figura 2.3). En éste, la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto de varillas en el interior. La punta se adelanta unos 4 cm, las cargas aplicadas al cono y a la funda se miden con celdas hidráulicas de carga y manómetros de Bourdon instalados en la línea de alimentación de los gatos hidráulicos.

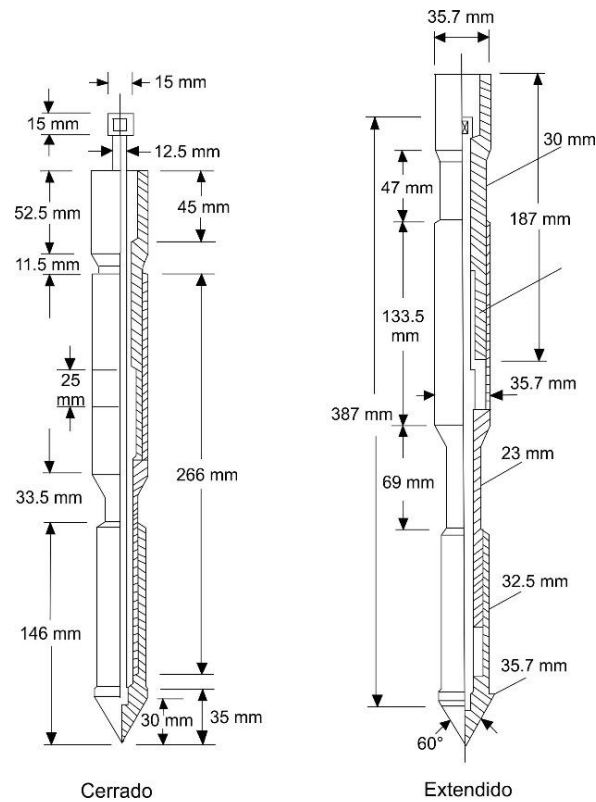


Figura 2.3 Penetrómetro de cono de fricción mecánica (De Ruiter J., 1981)

- b) Penetrómetro de cono eléctrico, Figura 2.4. En este caso, la punta está unida a una serie de varillas de acero. La punta se introduce en el suelo a una velocidad de 2 cm/s. La punta de medición es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentada con deformímetros eléctricos (Santoyo E., 1968); usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de hasta menos de 1 kg para suelos blandos (De Ruiter J., 1981). Los cables de los transductores se alojan en el interior de las barras de perforación. La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o gráficamente.

El cono se hinca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie.

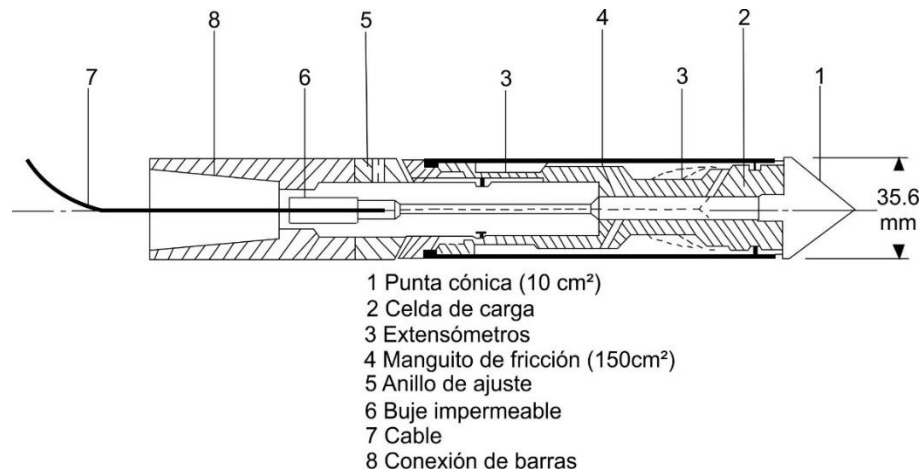


Figura 2.4 Penetrómetro de cono eléctrico (Zeevaert L., 1953)

c) Piezocono (TCPTu). Es un dispositivo mediante el cual puede medirse la presión de poro del agua intersticial del suelo a diferentes profundidades en un sitio determinado. Los parámetros obtenidos con la prueba permiten conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo.

El piezocono está compuesto por un transductor electrónico calibrado, colocado en el interior de una camisa metálica de 5.08 centímetros de diámetro con punta cónica. El contacto de la fase líquida del suelo con el transductor ocurre arriba de la punta cónica, donde se encuentran dos piedras porosas diametralmente opuestas. Entre éstas y el transductor existe una cámara que se satura con un líquido (generalmente glicerina o agua desaerada). De esta forma se asegura que la presión ejercida por el agua que rodea al piezocono se transmita íntegra a una membrana que forma parte del transductor. Para obtener buenos resultados es necesario garantizar una buena saturación de la cámara para evitar la formación de burbujas de aire en su interior. El equipo que se utiliza para el hincado del piezocono en el suelo es similar al que se emplea en una prueba de cono eléctrico convencional (Figura 2.5).

El procedimiento de ejecución de una prueba de piezocono consiste en hincarlo a velocidad constante hasta una cierta profundidad, y después se suspende el hincado. Se toman lecturas de presión de poro hasta alcanzar la presión de equilibrio del suelo. El tiempo necesario dependerá del tiempo de respuesta del transductor y de la permeabilidad del suelo en cuestión. Los resultados de los sondeos del piezocono se presentan en el ANEXO A. Las mediciones de la presión de poro generalmente se realizan en estratos permeables cuya profundidad puede definirse indirectamente con los resultados de un sondeo de cono eléctrico complementado con un sondeo de muestreo selectivo previamente ejecutado.

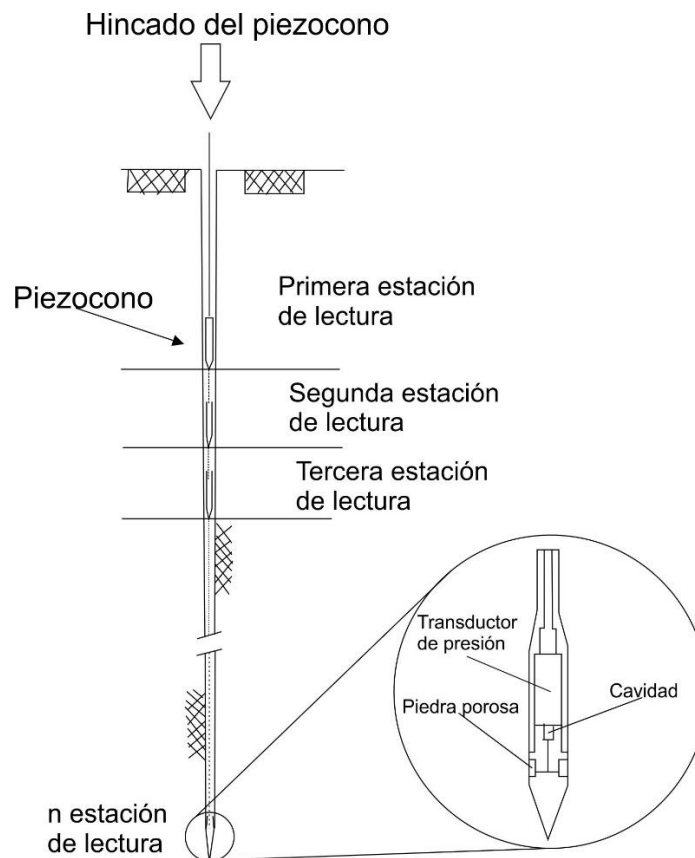


Figura 2.5 Piezocono (Osorio L., 2007)



En cada medición se grafica una curva de disipación de la presión de poro contra el tiempo transcurrido después de suspenderse el hincado. Cuando las lecturas tienden a ser constantes se dice que se ha alcanzado la presión de estabilización cuyo valor es la presión de poro existente en el suelo antes del hincado. Finalmente se dibujan los resultados de todo el sondeo en una gráfica que relaciona la presión de poro estabilizada medida con el piezocono a cada profundidad.

2.3. Sondeo de SPT

Este sondeo permite obtener las propiedades del terreno, de acuerdo con la norma ASTM D1586 utilizando un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, de 75 cm de longitud, con diámetro interior de 3.81 cm y diámetro exterior de 5.08 cm. Está provisto en sus extremos de dos piezas roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es una cabeza que sirve para unir al muestreador con las barras huecas de acero que se utilizan para posicionarlo hasta el fondo de la perforación (Figura 2.6). Una vez en el fondo de la perforación, se hinca por percusión mediante un martinete en caída libre, de 63.5 kg de peso, a una altura constante de 76 cm. Se registra el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar en el terreno 60 cm en intervalos de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los 30 cm intermedios.

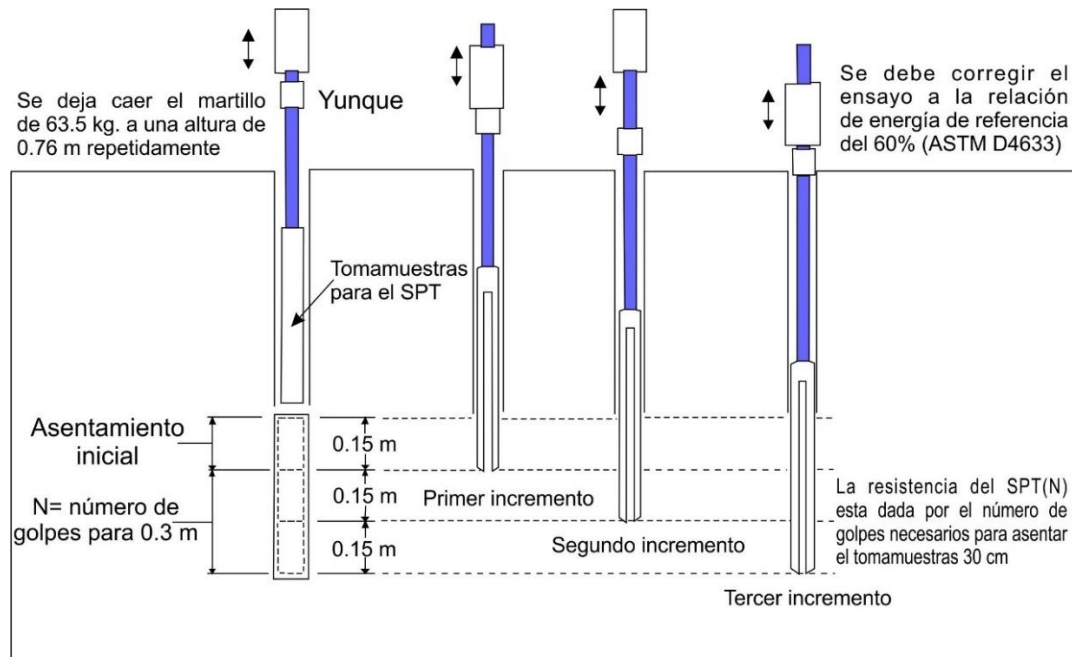


Figura 2.6 Esquema general del sondeo de penetración estándar

2.4. Sondeo Mixto (SM ó TBH)

Se obtiene información de los sondeos mixtos SM-43, TBH-08, TBH-04r a 80.76, 73.25 y 81 m de profundidad respectivamente, combinando la técnica de la penetración estándar, SPT, con muestreo inalterado selectivo usando un tubo doble de pared delgada tipo TGC, el exterior es de acero y el interior es un tubo de aluminio de 10 cm de diámetro interior y 1.21 mm de espesor, cortado en segmentos de 20 cm de longitud, el tubo exterior lleva una filosa zapata de acero templado. Al hincarse a presión la muestra queda contenida en los tubos de aluminio, que reducen significativamente los problemas de extracción de la muestra y sobre todo evita la corrosión.

El tubo TGC se hinca a una velocidad constante de 10 cm/s en una longitud de 1.10 m; esto es para que una longitud mínima de 10 cm aloje los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo.



Después de hincado se deja reposar durante 1 hora como mínimo. Se extraen los tubos de aluminio con la muestra en su interior (Figura 2.7), retirando la zapata de hincado y se acopla en la cabeza del tubo TGC una barra de acero con cuerda, se aplica una rotación a la barra para extraer el tubo de aluminio, se limpia el primer tramo de tubo de aluminio de 20 cm, después de extraer 5 cm del tubo siguiente, se corta el suelo con un arco de segueta con cuerda de guitarra en la unión de ambos tubos.

Posteriormente se coloca una tapa hermética en la unión de ambas partes del tubo de aluminio y se sella con cinta adhesiva para etiquetarse y guardarse en una hielera con aserrín húmedo para ser transportado a laboratorio.



Figura 2.7 Tubo TGC, extracción de muestra de 20 cm

2.5. Sonda Suspendida

Los registros de velocidad a través de la sonda suspendida son métodos relativamente recientes desarrollados originalmente por investigadores de la Compañía Oyo Corporation en Japón (Ogura, 1983). El dispositivo consiste de una sonda con una longitud aproximada de 5 m, en la que están integradas una fuente



de perturbación mecánica, tipo martillo, y elementos receptores, llamados geófonos. Esta técnica determina directamente la velocidad promedio a cada metro de profundidad de una perforación, mediante la medición del tiempo transcurrido entre la fuente y los geófonos receptores (Figura 2.8).

La prueba consiste en la introducción de una sonda en una perforación o pozo lleno de agua o fluido de perforación, suspendida de un cable a través de una polea. El cable lleva en el centro los alambres eléctricos que se conectan a la unidad de control y medición colocada en la superficie. La sonda consta de una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos direccionales cada una (uno horizontal y otro vertical) separadas un metro.

Algunas ventajas son: permite determinar un perfil continuo de velocidades de onda corte (V_s) y de compresión (V_p), se eliminan los problemas de la atenuación de las ondas de corte con la profundidad porque no se depende de una fuente colocada en la superficie o lejos de los receptores, es aplicable a la gran mayoría de suelos y rocas. Algunas desventajas: requiere de una perforación previa estabilizada con lodo bentonítico o lodo producto de la perforación, en suelos inestables requiere la colocación de ademe que puede interferir con la interpretación de las velocidades, el costo de adquisición es elevado, se requiere de un buen entrenamiento del operador para su manejo e interpretación.

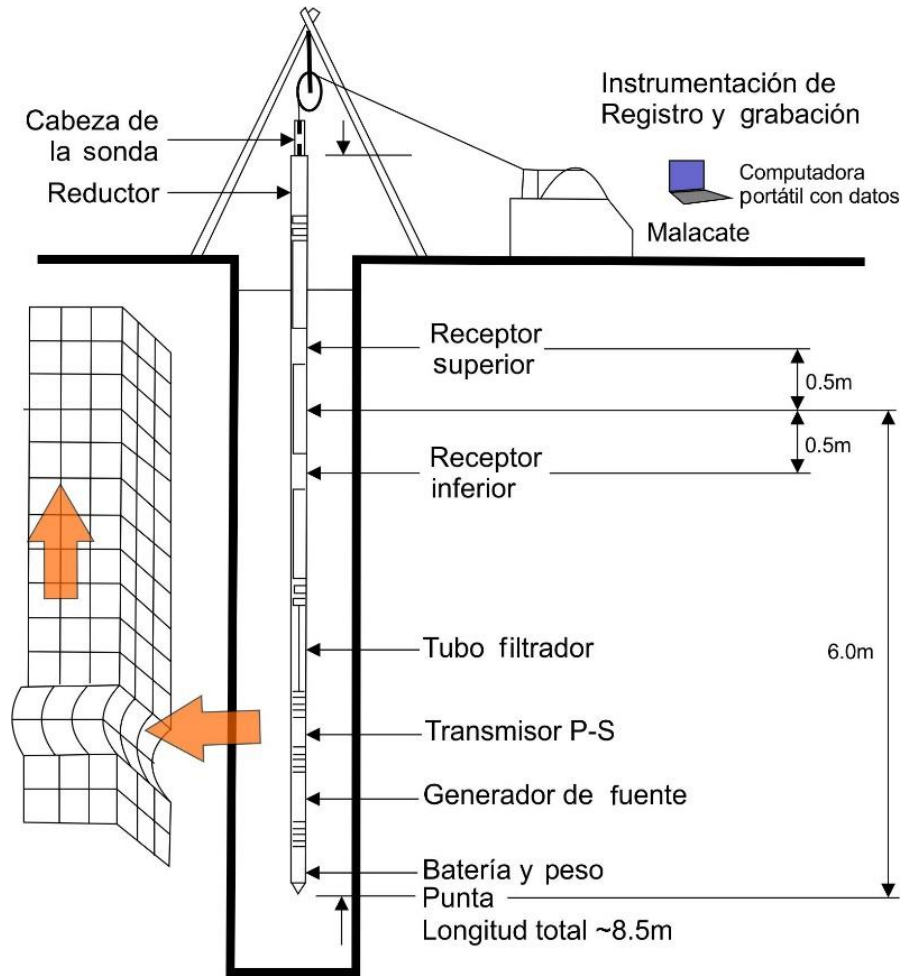


Figura 2.8 Esquema general del sondeo de Sonda suspendida (Modificado de Bringen y Davie, 2010)

2.6. Piezometría

De los registros obtenidos de las estaciones piezométricas instaladas en la ciudad de México se han identificado tendencias en lo que se refieren a la evolución de las presiones de poro en las capas permeables donde se instalaron los piezómetros abiertos. Lo anterior requiere el registro de la evolución de las presiones de poro durante varios años, preferentemente durante décadas. Desafortunadamente, en la mayoría de los casos la vida útil de estos aparatos es reducida, a veces de unos cuantos meses, cuando se instalan para monitorear las



condiciones del subsuelo durante la construcción de diversas obras. Por otro lado, la red de estaciones piezométricas que operaba la antigua Comisión de Aguas del Valle de México dejó de funcionar.

La información disponible sobre las condiciones piezométricas en el sitio estudiado consiste de los registros en ocho estaciones piezométricas instaladas por las empresas TGC (2001) y GEOTEC (2013). En la Figura 2.9 se presenta la ubicación de las estaciones piezométricas. Se utilizan los registros de la presión de poro de la estación EPA-01 como referencia, ver Figura 2.10.

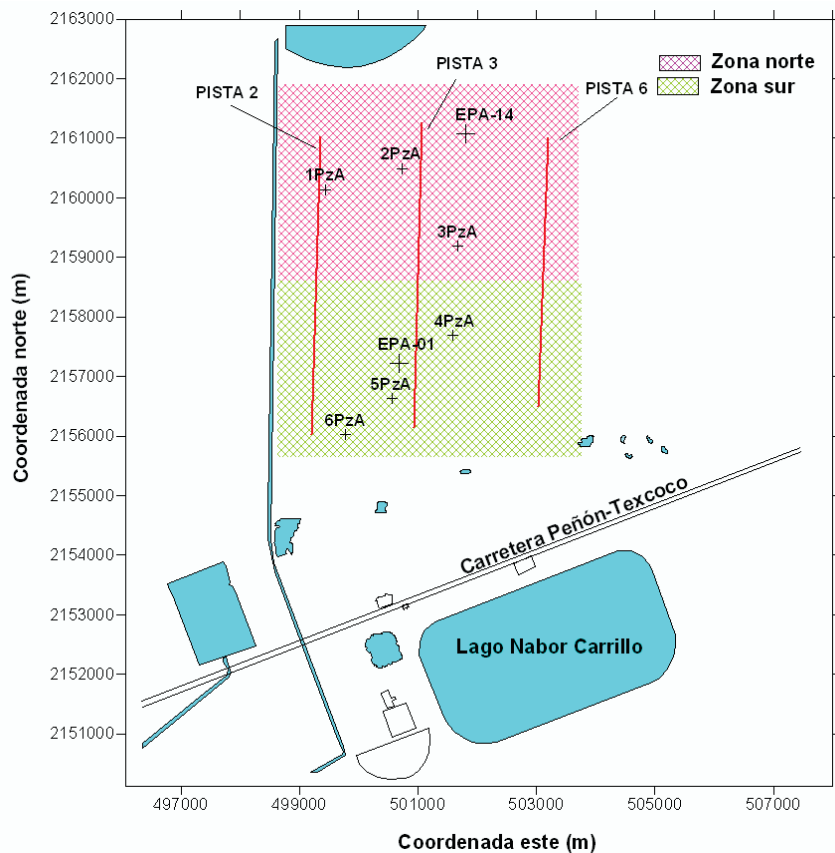


Figura 2.9 Localización de estaciones piezométricas

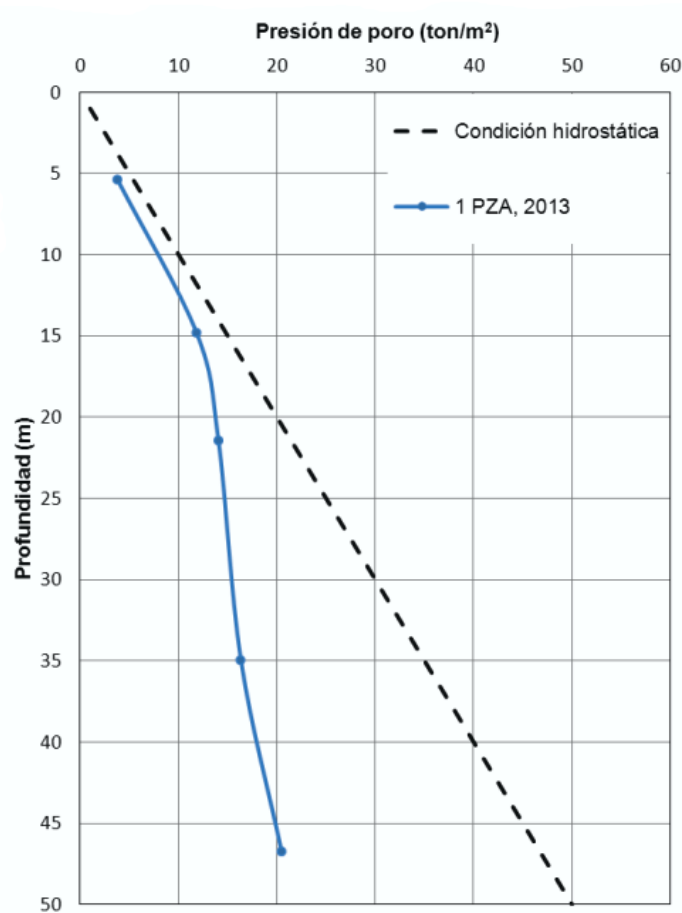


Figura 2.10 Piezometría de la estación 1PZA

2.7. Curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico y amortiguamiento normalizados

Para definir las propiedades dinámicas de los geomateriales encontrados en el área de estudio, se ajustó el modelo de Davidenkov a los datos obtenidos de pruebas dinámicas de laboratorio (columnas resonantes para definir el comportamiento a pequeñas deformaciones angulares y triaxiales cíclicas para grandes deformaciones angulares), pues éste demostró tener una buena compatibilidad con el comportamiento exhibido en las pruebas de laboratorio realizadas. En la Figura 2.11 se presentan las curvas obtenidas ajustando los datos experimentales con el modelo de Davidenkov para materiales arcillosos con



diferentes índices plasticidad, y que se utilizan para definir las propiedades dinámicas de los suelos encontrados en el sitio de estudio. Por otro lado, para los estratos de arena se utilizaron las curvas generadas por Seed e Idriss (1970), Figura 2.12, pues éstas han llevado a buenas estimaciones de las respuestas medidas usando análisis de propagación de ondas unidireccionales en otras zonas de la Ciudad de la México (Romo et al., 1988; Seed *et al.*, 1988).

En este contexto, las ecuaciones que definen el modelo del comportamiento dinámico de los geomateriales son las siguientes:

$$G = G_{m\acute{a}x}[1 - H(\gamma)] \quad Ec. (2.1)$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^A}{1 + (\gamma/\gamma_r)^A} \right]^B \quad Ec. (2.2)$$

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n})H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad Ec. (2.3)$$

La deformación angular de referencia, γ_r , se determinó a partir de la curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para una deformación angular correspondiente al 50% de degradación de G .

El valor de módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, se obtuvo del ensaye de columna resonante, en tanto que, los valores de amortiguamiento, $\lambda_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$, se obtuvieron directamente de los ensayes de laboratorio llevados a cabo en la cámara triaxial cíclica y en la columna resonante, respectivamente.

La determinación de los parámetros A y B se hizo por aproximación, hasta encontrar los valores que se ajustaran mejor a las curvas experimentales. El valor medio de A fue de 0.93, mientras que para B es de 0.98.

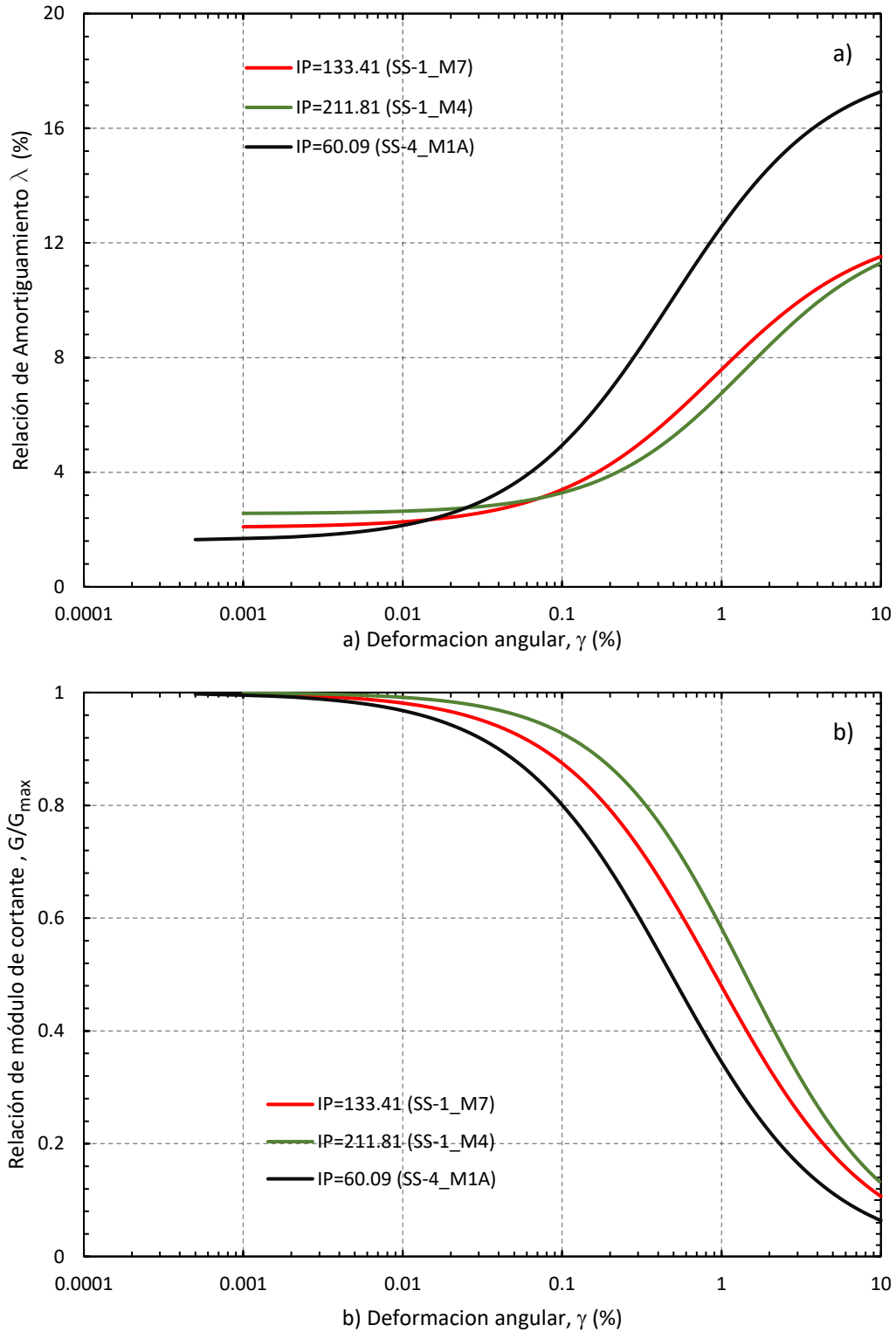


Figura 2.11 Curvas de degradación del módulo (a) y amortiguamiento (b) para las arcillas

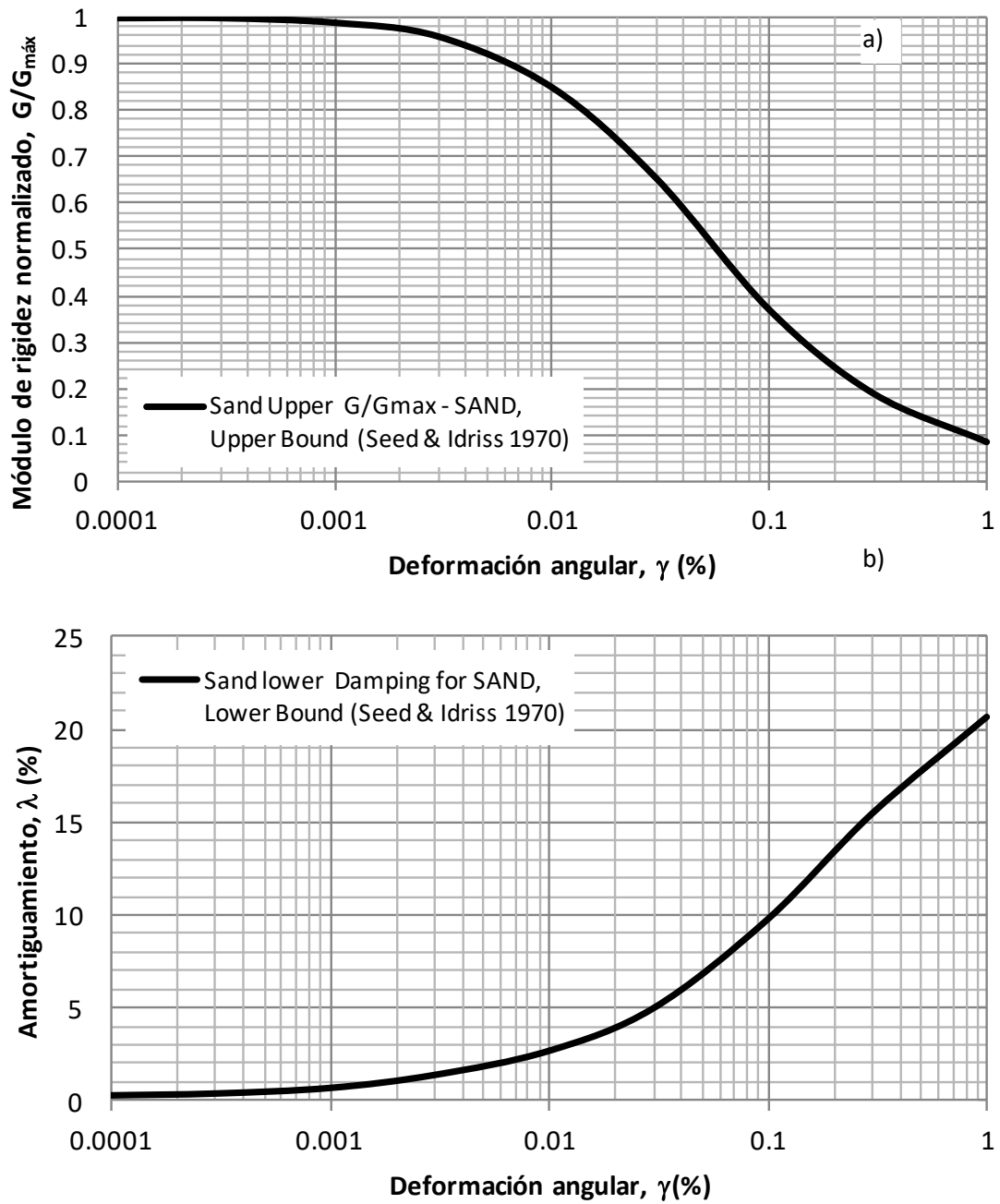


Figura 2.12 Curvas de degradación del módulo (a) y amortiguamiento (b) para arenas



2.8. Modelo estratigráfico

A partir de la información de la estratigrafía del subsuelo y la variación de los perfiles de velocidad de onda de cortante con la profundidad consideradas, se construyeron dos modelos idealizados para el sitio CAD. 1+708 con los sondeos más cercanos al túnel de cinco metros de diámetro y dirección Norte-Sur como se muestra en la Figura 2.13. El modelo a) representa a todos los estratos que en total son 19 y el modelo b) representa a los estratos simplificados en el cual se realizó una ponderación de los parámetros del sitio. La información y los parámetros que se utilizaron para los análisis se presentan en las Tabla 2.2, que corresponden al año 2016 (referencia). Para los demás escenarios 2031,2046 y 2066, ver Anexo B. En la Tabla 2.3 se observan las propiedades con estratos ponderados que serán utilizados para el análisis sísmico en modelos de Plaxis 2D; para los demás escenarios 2031,2046 y 2066, ver Anexo C.

Tabla 2.2 Parámetros utilizados en el análisis de respuesta dinámica (2016), sitio CAD. 1+708, SM-43

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Clasificación S.U.C.S.	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1	CH	13.99	94.8	1285
2	1	60	1	5	4	CH	13.99	45.5	295
3	1	60	5	9	4	CH	14.01	53.7	413
4	2	211	9	13	4	CH	12.45	66.6	565
5	2	211	13	17	4	CH	11.99	72.9	652
6	2	211	17	21	4	CH	11.95	76.4	713
7	2	211	21	25	4	CH	12.14	78.3	761
8	2	211	25	29	4	CH	12.10	85.5	904
9	3	ARENA	29	31	2	M	12.96	147.6	2887
10	2	133	31	36	5	CH	12.78	212.2	5881
11	2	133	36	40	4	CH	12.94	132.3	2315
12	3	ARENA	40	45	5	CH	12.94	184.6	4510
13	3	ARENA	45	51	6	CH	13.51	191.9	5087
14	4	133	51	56	5	MH	13.51	224.4	6954
15	4	133	56	61	5	MH	13.73	179.1	4502
16	3	ARENA	61	68	7	MH	13.74	226.9	7232
17	3	ARENA	68	75	7	MH	13.74	380.7	20362
18	3	ARENA	75	82	7	MH	13.74	545.0	41730
19	3	ARENA	82	90	8	MH	13.74	540.1	40973

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad

Tabla 2.3 Parámetros ponderados (2016), sitio CAD. 1+708

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²	Clasificación S.U.C.S.
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1	13.99	94	1261	CH
2	1	60	1	9	8	14.00	38.0	207	CH
3	2	211	9	29	20	12.13	69	595	CH
4	3	Arena	29	31	2	12.96	58.5	454	M
5	4	133	31	40	9	12.85	168.7	3954	CH
6	3	Arena	40	51	11	13.25	94.3	1212	CH
7	4	133	51	61	10	13.62	193.7	5293	MH
8	3	Arena	61	90	29	13.74	368.7	22379	MH

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad

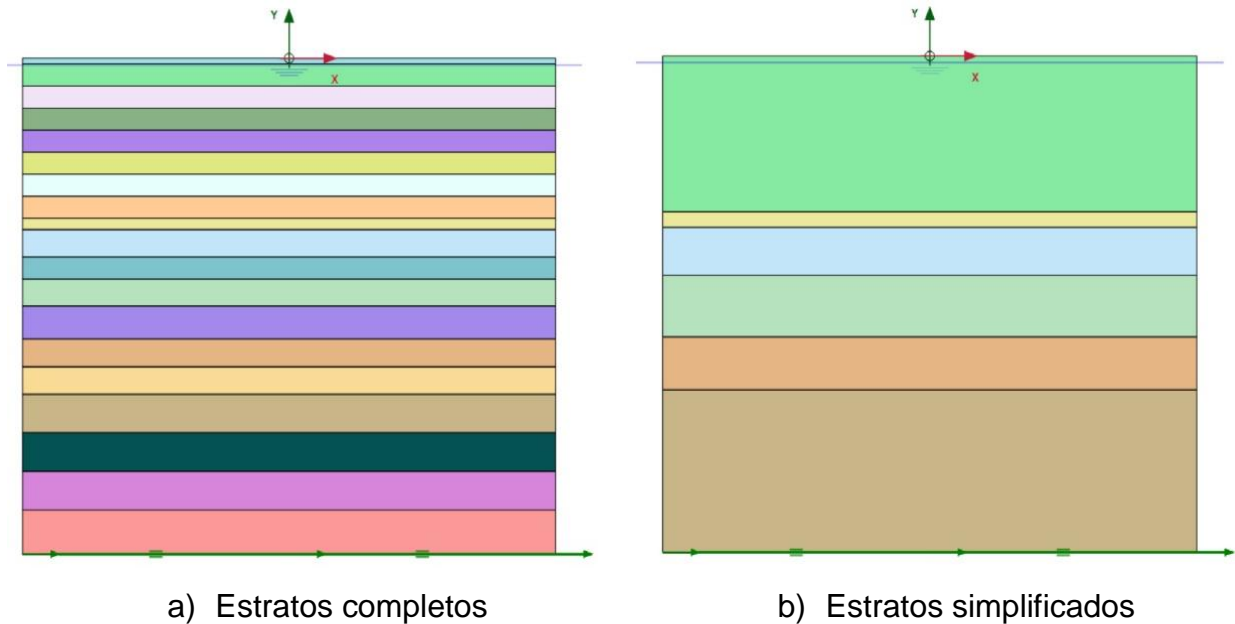


Figura 2.13 Caracterización del sitio de estudio CAD. 1+708



CAPÍTULO 3.

EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL TIEMPO.



3. EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL TIEMPO

El subsuelo de la Ciudad de México presenta cambios de sus propiedades con el tiempo, debido al abatimiento de los acuíferos que la subyacen, lo cual genera un cambio en el estado de esfuerzos efectivos dentro de la masa de suelo, modificando las propiedades estáticas y dinámicas de los materiales.

En este sentido, para llevar a cabo los análisis de la evolución de las propiedades con el tiempo en el sitio de estudio, se debe de estudiar la variación de la distribución de la presión de poro, debida al hundimiento regional mediante el uso de modelos de consolidación unidimensional del suelo, considerándolo como un medio elasto-viscoplástico, que pueda tomar en cuenta las características elásticas, plásticas y viscosas del mismo, por ser este el que ha presentado mayor congruencia con el fenómeno de consolidación de los estratos arcillosos típicos de la Ciudad de México. En este caso la masa arcillosa está sometida a un lento incremento de esfuerzos efectivos en el cual la viscosidad del suelo juega un papel importante y en el que los efectos de la consolidación primaria y secundaria no pueden separarse, como se hace en un enfoque tradicional. El modelo empleado fue originalmente propuesto por Yin y Graham (1996) y las ecuaciones que lo describen se indican a continuación:

$$C_{ve} \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} = \frac{\delta u}{\delta t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad \text{Ec. (3.1)}$$

$$\frac{\delta \varepsilon_z}{\delta t} = -C_{ve} \frac{\delta u}{\delta t} + g(u, \varepsilon_z) \quad \text{Ec. (3.2)}$$

$$g(u, \varepsilon_z) = \frac{\psi/V_0}{t_0} \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_{z0}^{vp}) \frac{V_0}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right) \quad \text{Ec. (3.3)}$$



$$C_{ve} = \frac{k}{m_{ve}\gamma_w} \quad Ec. (3.4)$$

$$m_{ve} = \frac{\delta\varepsilon_z^e}{\delta\sigma'_z} = \frac{k/V_0}{\sigma'_z} \quad Ex. (3.5)$$

En dichas expresiones, γ_w es el peso volumétrico del agua, k la permeabilidad del suelo, m_{ve} es el coeficiente de variación volumétrica, V_0 es el volumen efectivo (adimensional), ψ es el coeficiente de consolidación secundaria (adimensional).

Para simular el proceso de consolidación que da lugar al hundimiento regional de la Ciudad de México, se determina la velocidad con la que se abaten las presiones de poro en las fronteras superior e inferior del estrato compresible. Las velocidades de abatimiento se estiman a partir del análisis de la información piezométrica disponible del sitio estudiado, para el caso aquí expuesto la información analizada corresponde al periodo junio 2015 a mayo 2016. Para calibrar el modelo utilizado, la formación arcillosa se caracteriza utilizando los parámetros obtenidos de los sondeos in situ y se modela la evolución de la presión de poro para el periodo piezométrico analizado (junio 2015-mayo 2016). Finalmente, los resultados del modelo se comparan con registros piezométricos de campo y una vez calibrado el modelo se procede a la estimación de la evolución de la presión de poro con el tiempo y el cálculo de los asentamientos asociados.

Es conveniente mencionar que ecuaciones constitutivas de este tipo de modelo acoplado de consolidación se han utilizado en otros trabajos (Ovando Shelley y Ossa López, 2004; Ovando Shelley, Ossa López y Romo, 2007; Ovando Shelley, Ossa López y Santoyo, 2013; Botero, Ovando, Ossa, Giraldo y Sierra, 2012; Botero, Ossa, Ovando, Sierra y Giraldo, 2013; Sierra, Botero y Ossa, 2015) observándose una buena congruencia con las mediciones *in situ*.



Para evaluar la respuesta de sitio tomando en cuenta los cambios de las propiedades dinámicas con el tiempo, se estudiaron los sitios CAD. 6+604, CAD. 0+917 y CAD. 1+708, ubicados en las coordenadas UTM, (502273,2157640), (500749,2157412) y (501165,216649), con los sondeos mixtos TBH-04r, TBH-08, SM-43 respectivamente, con los que se caracterizó la secuencia estratigráfica en cada lugar. La Figura 3.1 ilustra la ubicación del sondeo, así como, la localización de la estación piezométrica. La distribución de la presión de poro fue referenciada con la estación piezométrica EPZ-10, en la cual se determinó la evolución de la presión de poro a 15, 30, 50 años (2031, 2046 y 2066) con un modelo numérico. En la Figura 3.2 se presenta la distribución de la evolución de la presión de poro que se espera tener en el sitio analizado, bajo un régimen de bombeo tal que las velocidades de abatimiento actuales de los estratos permeables se conserven en el tiempo.

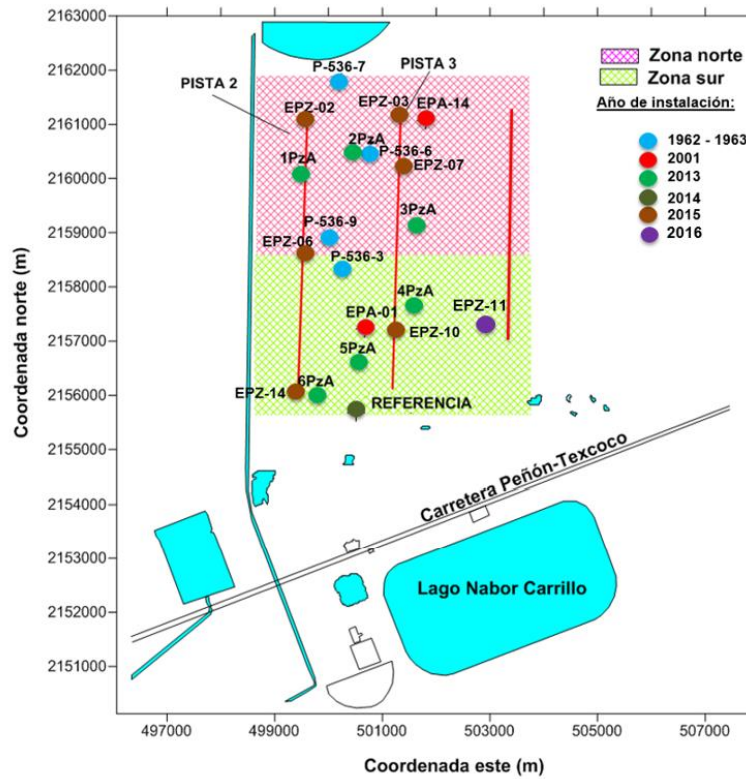
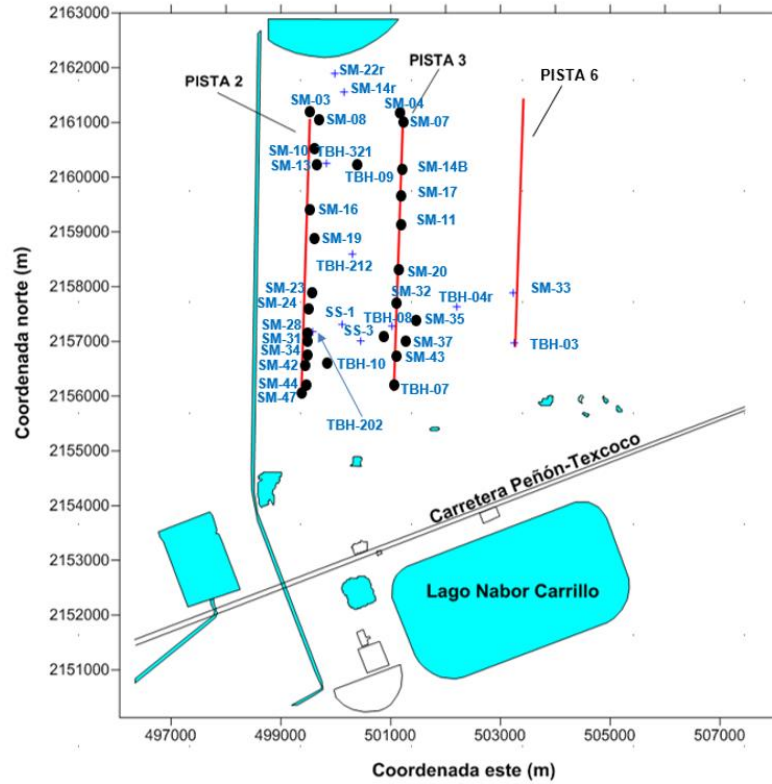


Figura 3.1 Localización de sondeos utilizados en la caracterización del subsuelo

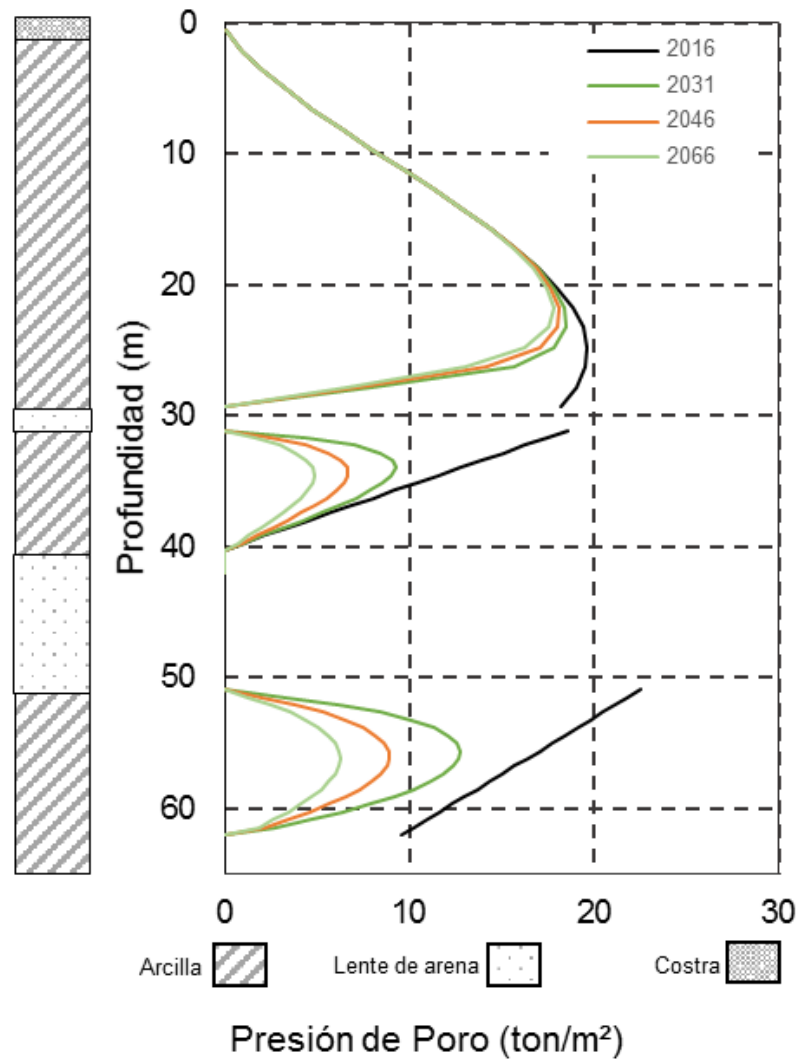


Figura 3.2 Distribución de la presión de poro actual y su evolución para los años 2031, 2046, 2066 (15, 30 y 50 años), sitio CAD. 1+708

A continuación, se describe el proceso de caracterización de las propiedades dinámicas del suelo encontrados en los tres sitios de estudio mencionados en la Tabla 2.1, a partir del año 2016 que se toma como referencia para los análisis, y a diferentes intervalos de tiempo como ya se mencionó.



3.1. Resistencia de punta

Dado que la resistencia de punta obtenida con el cono eléctrico, q_c , es proporcional al esfuerzo cortante del suelo, y la razón entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo vertical es constante para arcillas normalmente consolidadas (arcillas de la Ciudad de México), el cambio en la resistencia a la penetración y a la compresibilidad debido al incremento de los esfuerzos efectivos se puede estimar q_c utilizando la siguiente correlación (Santoyo et al, 1989).

$$q_c = N_\sigma \sigma'_v(t) = N_\sigma (\sigma'_{v0} + \Delta u(t)) \quad \text{Ec. (3.6)}$$

Donde:

N_σ es un parámetro que correlaciona la resistencia de penetración del cono con el esfuerzo vertical *in situ*, adimensional

σ'_{v0} es el valor del esfuerzo efectivo inicial, en t/m^2

$\Delta u(t)$ es el decremento de la presión de poro en función del tiempo, en t/m^2 .

En las Figuras 3.3 a la 3.5 se presenta una estimación de la evolución de los perfiles de la resistencia de punta con la profundidad, para los tres sitios de estudio. Cabe mencionar que se tomará el perfil del sitio CAD. 1+708 asociado a los sondeos SM-43, CPT-55, TSds-08r y la estación piezométrica EPZ-10, ya que son los más cercanos al túnel de cinco metros de diámetro.

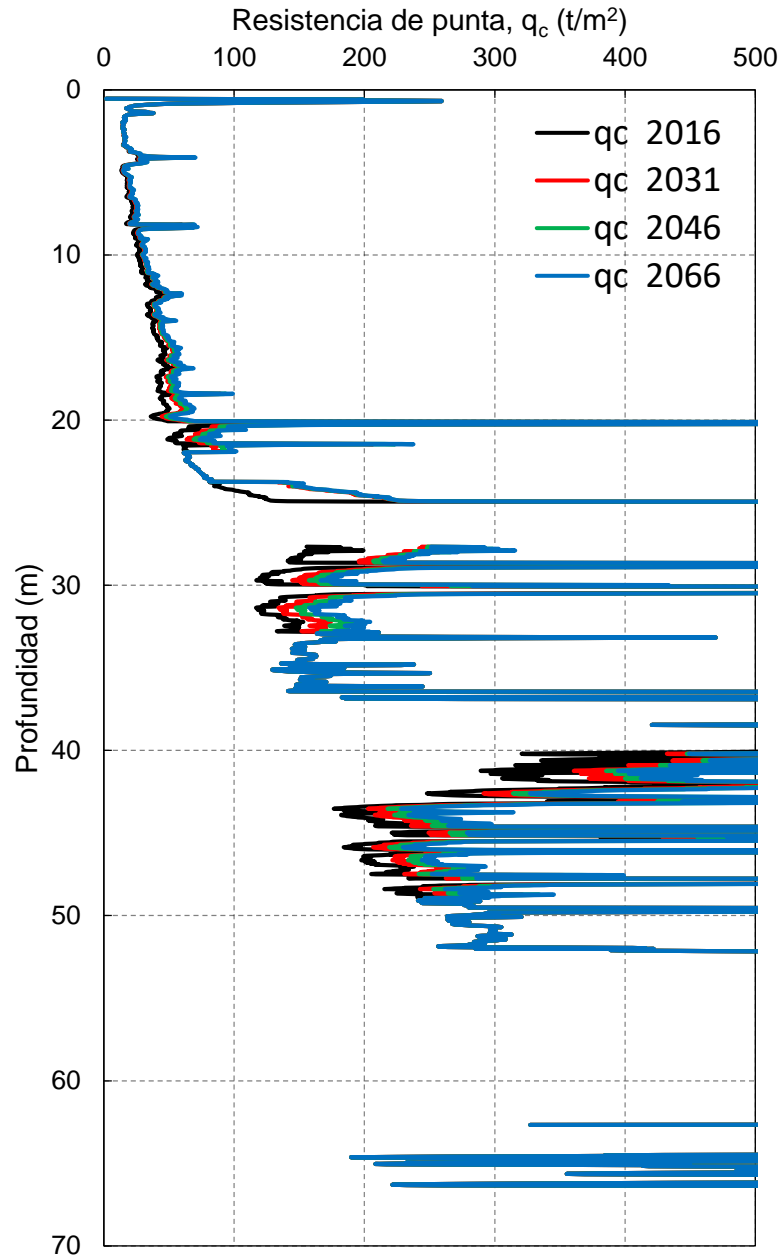


Figura 3.3 Distribución de la resistencia de punta, sitio CAD. 6+604, TCPTu-12r

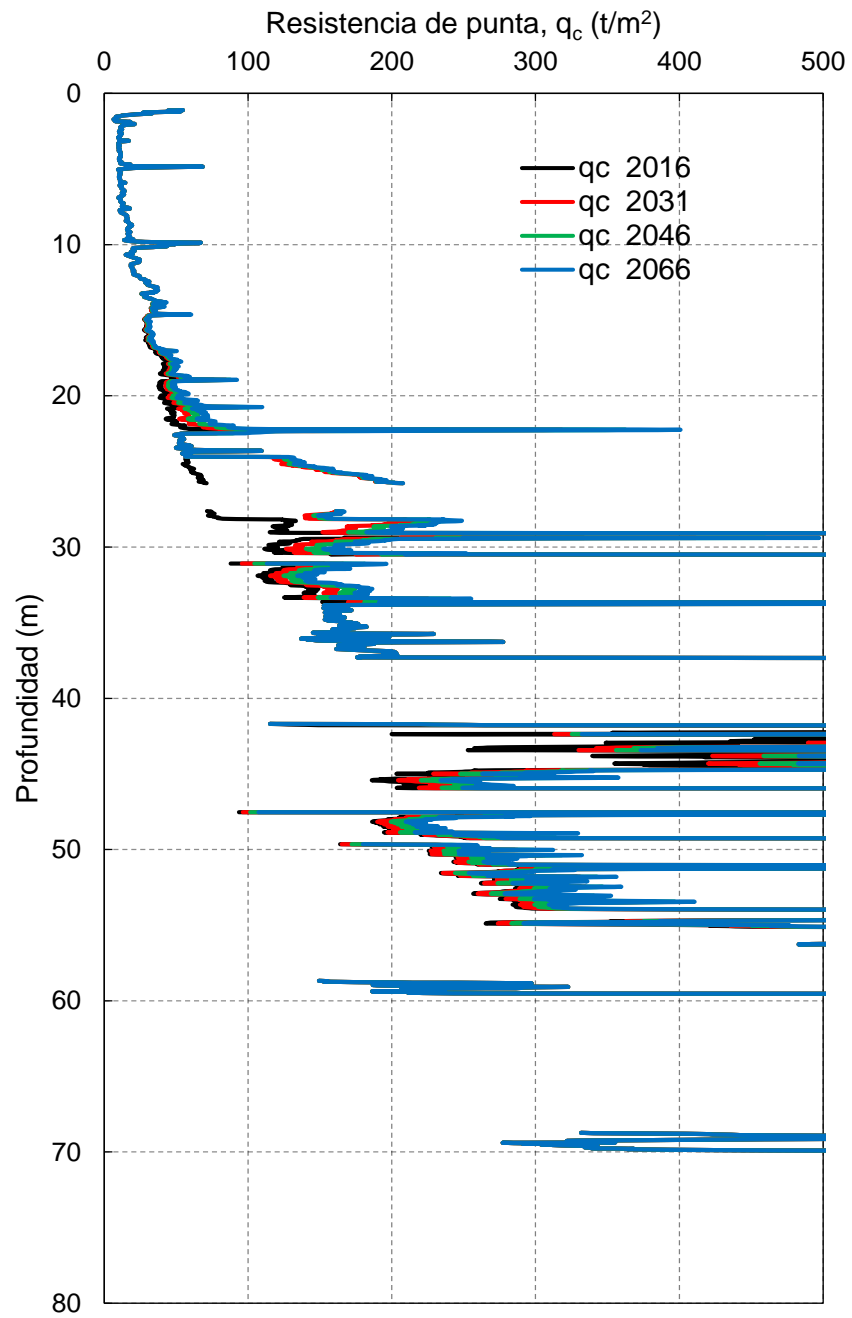


Figura 3.4 Distribución de la resistencia de punta, sitio CAD. 0+917, TCPTu-26r

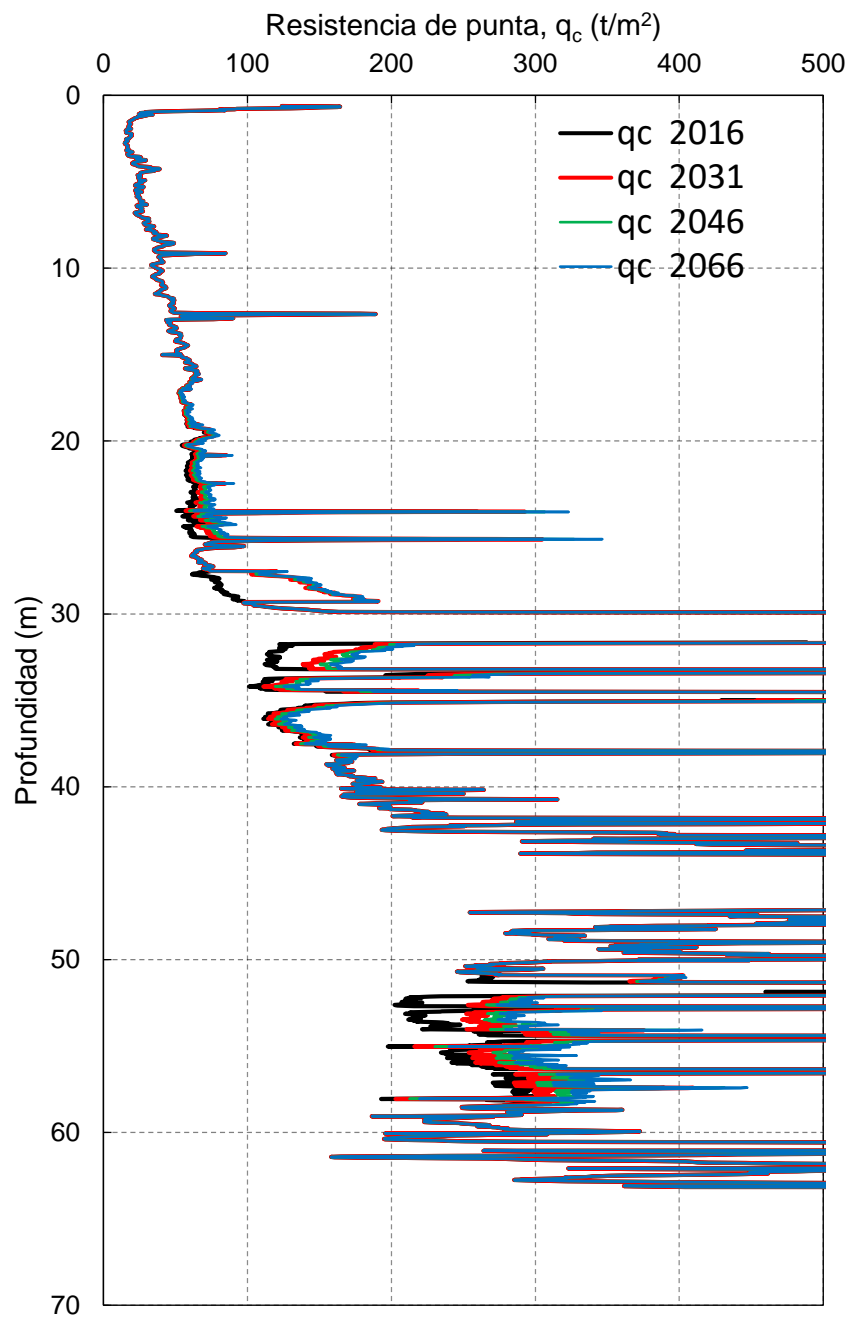


Figura 3.5 Distribución de la resistencia de punta, sitio CAD. 1+708, CPT-55



3.2. Velocidad de onda de cortante

La estimación de la velocidad de onda de cortante en el tiempo se estableció con base en la información generada a partir de sondeos de sonda suspendida, de donde se obtuvo una correlación de la velocidad de onda de cortante con la raíz cuadrada de la resistencia de punta, q_c , que define la ley de comportamiento de estos dos parámetros, que es capaz de estimar la velocidad de onda de cortante a partir del valor de q_c . Generándose para este trabajo de investigación los perfiles de velocidades de corte, de los depósitos de suelo tanto en el año 2016 (referencia) como con el tiempo (2031, 2046 y 2066). La ley de comportamiento está dada por la siguiente ecuación (Tercer informe parcial IIUNAM, 2016):

$$V_s = 9.77\sqrt{q_c} \quad \text{Ec. (3.7)}$$

Donde:

V_s velocidad de onda de cortante, en m/s

q_c es la resistencia de punta, en t/m^2

En las Figuras 3.5 a la 3.7 se presentan comparaciones de los perfiles de velocidad de onda de cortante estimados con la Ecuación (3.2) y los medidos en campo para los tres sitios estudiados, en éstas se pueden observar que entre lo estimado y lo medido se presenta una relativa congruencia. En este contexto, se decidió tomar el perfil de velocidad de onda de cortante del sitio CAD. 1+708 para este estudio asociado al sondeo de sonda suspendida TSds-08r.

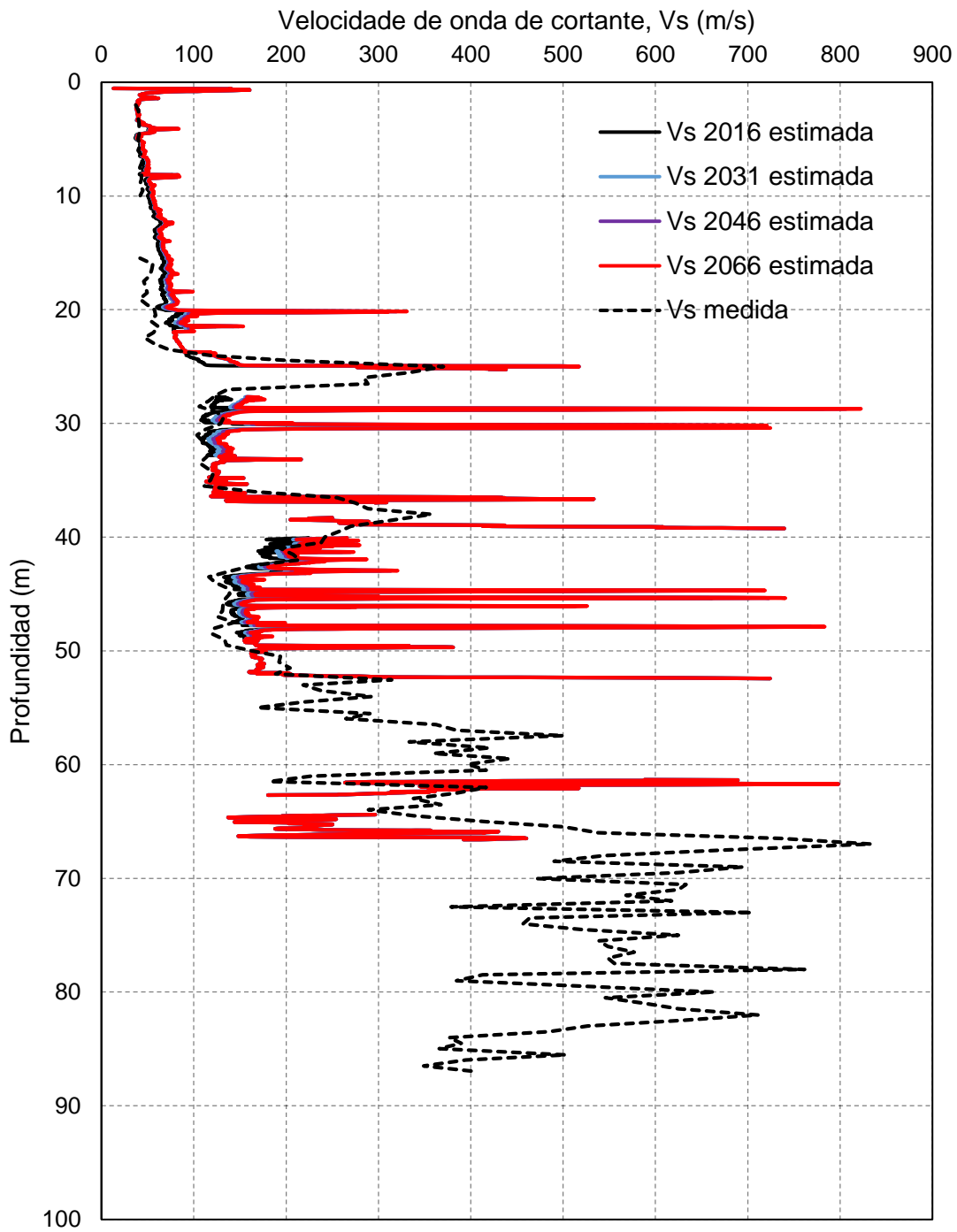


Figura 3.5 Comparación de los perfiles de velocidad de onda de cortante estimados y el medido en campo, sitio CAD. 6+604, TSds-12r

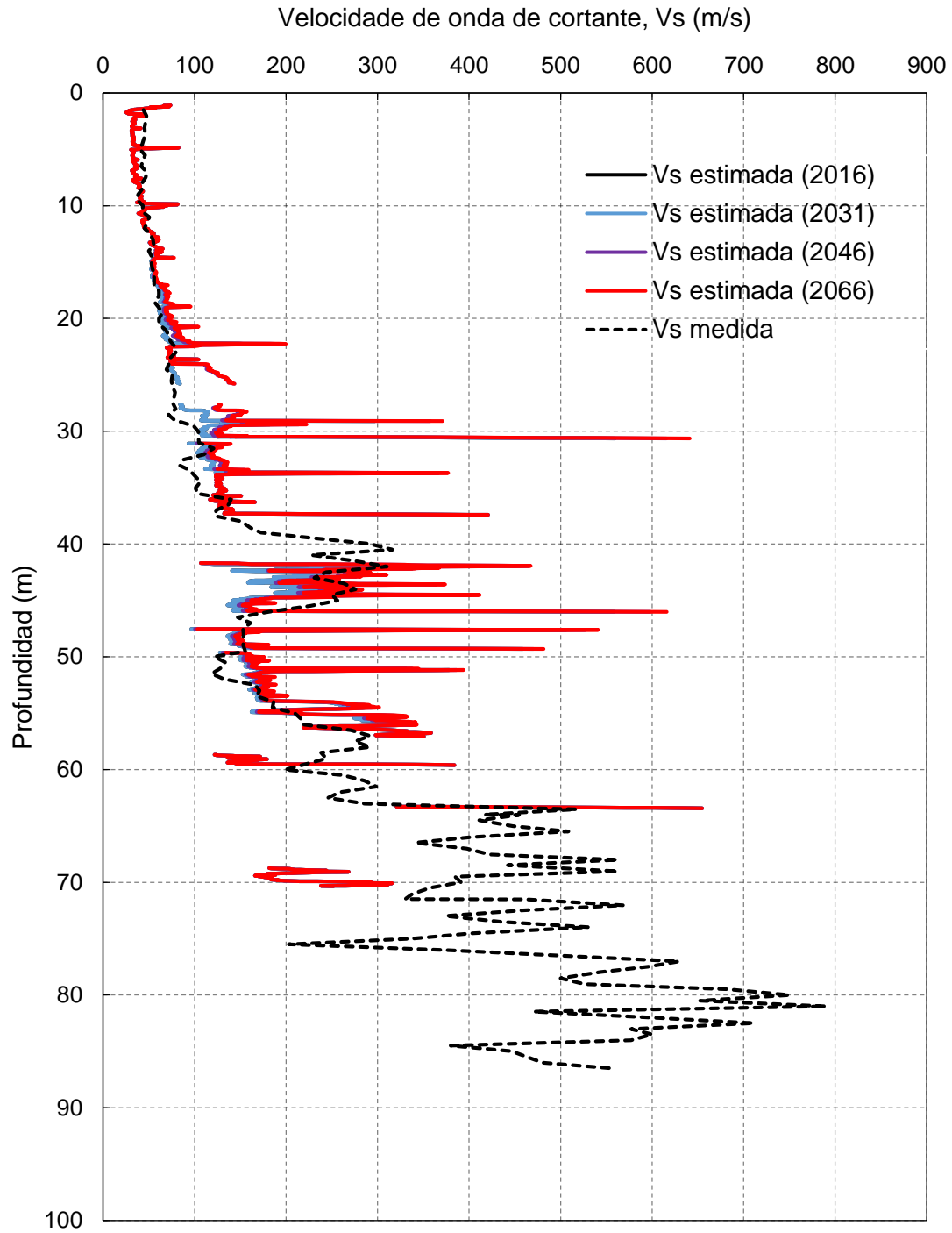


Figura 3.6 Comparación de los perfiles de velocidad de onda de cortante estimados y el medido en campo, sitio CAD. 0+917, TSds-3Ter

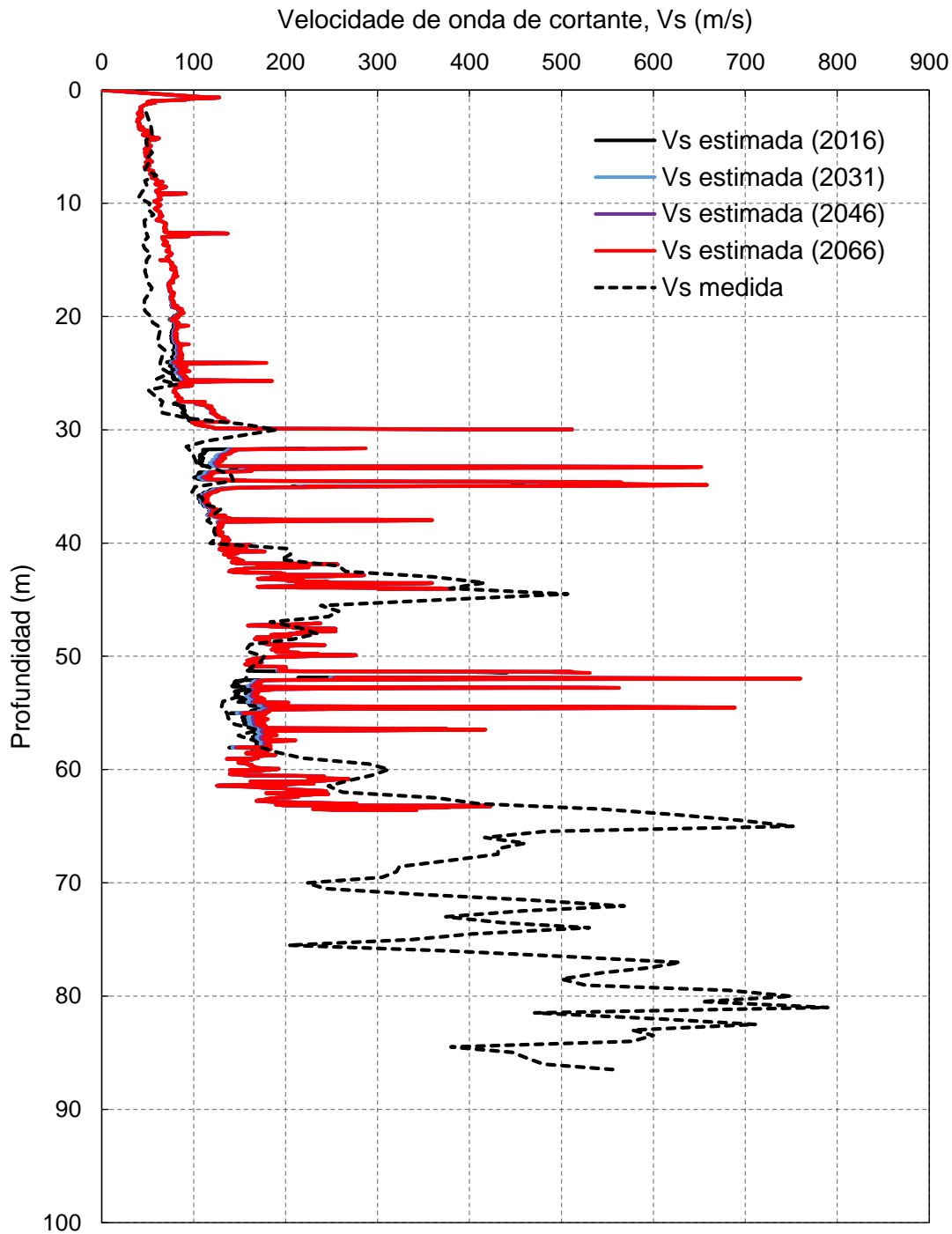


Figura 3.7 Comparación de los perfiles de velocidad de onda de cortante estimados y el medido en campo, sitio CAD. 1+708, TSds-08r



CAPÍTULO 4. AMBIENTE SÍSMICO.

4. AMBIENTE SÍSMICO

El ambiente sísmico de una región está influenciado por factores tales como la magnitud máxima del sismo, distancia del sitio a la fuente de liberación de energía, características geológicas de la roca a lo largo de la trayectoria de transmisión de la onda de la fuente al sitio, mecanismo de la fuente del sismo, efectos de interferencia de la onda relacionada con la dirección y velocidad de ruptura de la falla y condiciones locales del subsuelo (Seed *et al.*, 1992).

Para definir el ambiente sísmico, se decidió utilizar el espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 125 años propuesto por Osorio, 2013, que se presenta en la Figura 4.1. Tomando a éste como un espectro de referencia y a los sismos registrados en la estación TXCR en San Miguel Tlaixpan, Texcoco, se determinaron sismos sintéticos o artificiales mediante ajustes espectrales abiertos y cerrados. Se eligieron para el estudio los acelerogramas obtenidos del mejor ajuste, los cuales fueron corregidos por línea base y son los utilizados en los análisis que se explicarán en los próximos apartados. En la Figura 4.2 se localizan los epicentros de los sismos de la estación TXCR que se usaron como sismos semilla para generar los sismos sintéticos.

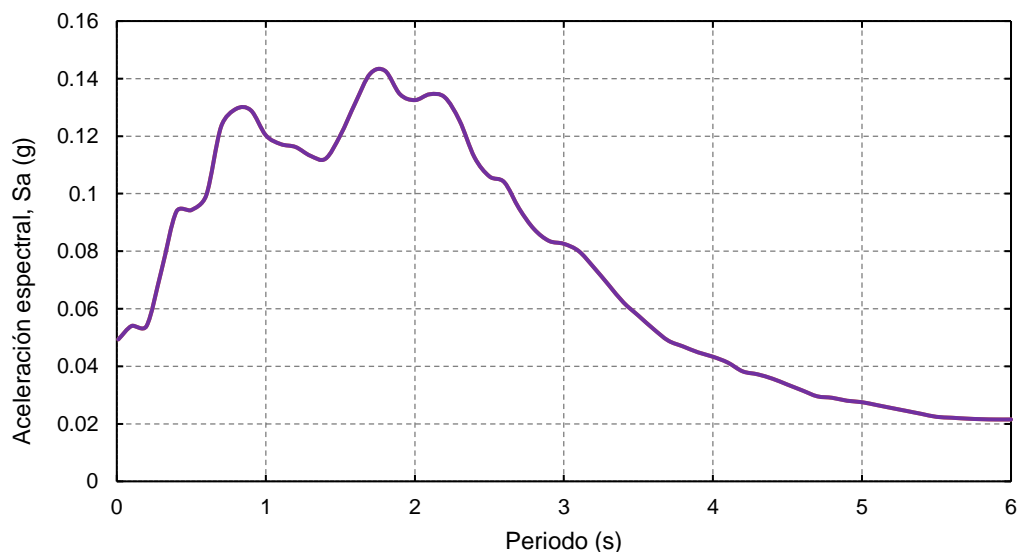


Figura 4.1 Espectro de peligro uniforme (Osorio, 20013)

Cabe mencionar que para la selección de los sismos semilla se tomaron los registros de las historias de aceleraciones de movimientos que alcanzaron magnitudes iguales o mayores a 6. Los eventos que cumplieron con esta condición fueron cinco, los cuales cuentan con registros en las componentes horizontales norte-sur y este-oeste que se muestran en la Tabla 4.1.

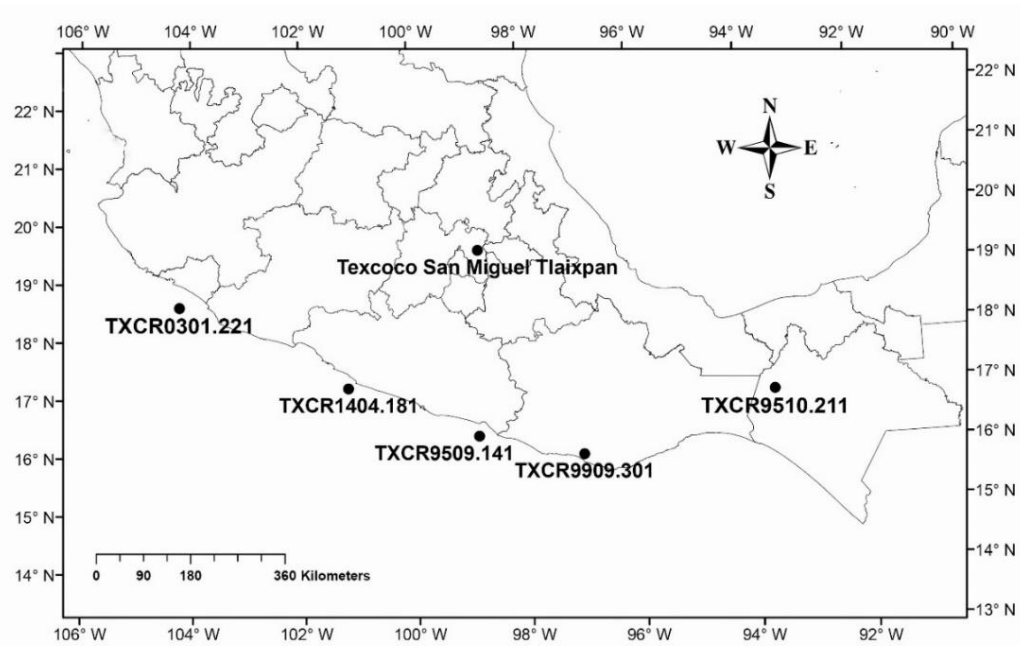


Figura 4.2 Localización de los epicentros de los eventos usados para la determinación de los sismos semilla

Tabla 4.1 Registros tomados de la estación TXCR

Archivo	Evento	M_s	Distancia epicentral (Km)	Tipo de suelo	PGA (Gal)
TXCR9510.211	21/OCT /95	$M_c= 6.5$	618	ROCA	EW= 0.22
TXCR9509.141	14/SEP /95	$M_s=7.2$	353	ROCA	EW= 3.29
TXCR9909.301	30/SEP /99	$M_s=7.5$	436	ROCA	EW= 2.77
TXCR1404.181	18/ABR /14	$M=7.2$	360	ROCA	NS= 3.04
TXCR0301.221	22/ENE /03	$M_s=7.6$	578	ROCA	NS=-2.58



4.1. Generación de acelerogramas sintéticos

La generación de acelerogramas sintéticos surge de la necesidad o conveniencia de: 1) definir la acción sísmica en función del tiempo como dato de entrada en estudios de diseño, amenaza, vulnerabilidad y riesgo sísmico; 2) analizar y diseñar estructuras en un sitio específico, en donde no se cuenta con suficiente información o no existan registros de historias de aceleraciones; 3) analizar estructuras que por su importancia o forma no puedan ser analizadas y diseñadas con estándares propuestos en las normas de diseño, y en donde generalmente no es suficiente el enfoque lineal contemplado en estos códigos, y se hace necesario un estudio de comportamiento no-lineal tanto del suelo como de la estructura de interés (Osorio, 2007).

4.2. Obtención de acelerogramas sintéticos para un espectro de referencia dado

Para obtener una historia de tiempo cuyo espectro de respuesta se ajuste razonablemente al espectro de respuesta de interés, la historia de tiempo seleccionada (registrada) fue modificada usando el método propuesto por Lilhanand y Tseng (1988), con el cual Abrahamson (1993) generó un programa de ajuste espectral. Este método lleva a cabo una modificación en el dominio del tiempo de una historia de aceleraciones para hacerla compatible con un espectro de referencia especificado.

Los parámetros que deben tomarse en cuenta en la generación de acelerogramas sintéticos, son:

- a) El número de iteraciones por realizar.
- b) La tolerancia de convergencia.

Estos dos parámetros tienen una influencia directa en los resultados en el ajuste espectral; se puede observar que tanto el número de iteraciones como la tolerancia de convergencia son factores que llevan a minimizar el error entre el espectro de respuesta de referencia y el ajustado.



$$|e| = a_{\text{referencia}} - a_{\text{ajuste}}$$

Ec. 4.1

Donde:

$a_{\text{referencia}}$ es la aceleración espectral de referencia.

a_{ajuste} es la aceleración espectral ajustada.

$e_{\text{mín}}$ es el error entre el espectro de referencia y el espectro ajustado, este tiene que ser minimizado en el proceso de ajuste.

El valor fijado como la tolerancia de convergencia es el error mínimo que puede existir entre el espectro de referencia y el ajustado, por lo que, a menor número de iteraciones corresponde un mayor valor en la tolerancia de convergencia, y a mayor número de iteraciones menor valor en la tolerancia de convergencia.

4.3. Ajuste espectral

Se obtuvieron dos tipos de ajuste, cerrado y abierto. En el ajuste cerrado se usa un número de iteraciones grande, 200 iteraciones y una tolerancia muy pequeña, 0.01. En el caso del ajuste abierto se utiliza un número de iteraciones pequeño, 25 iteraciones y una tolerancia grande 0.1. Los resultados de los ajustes espectrales se muestran en las Figura 4.3.

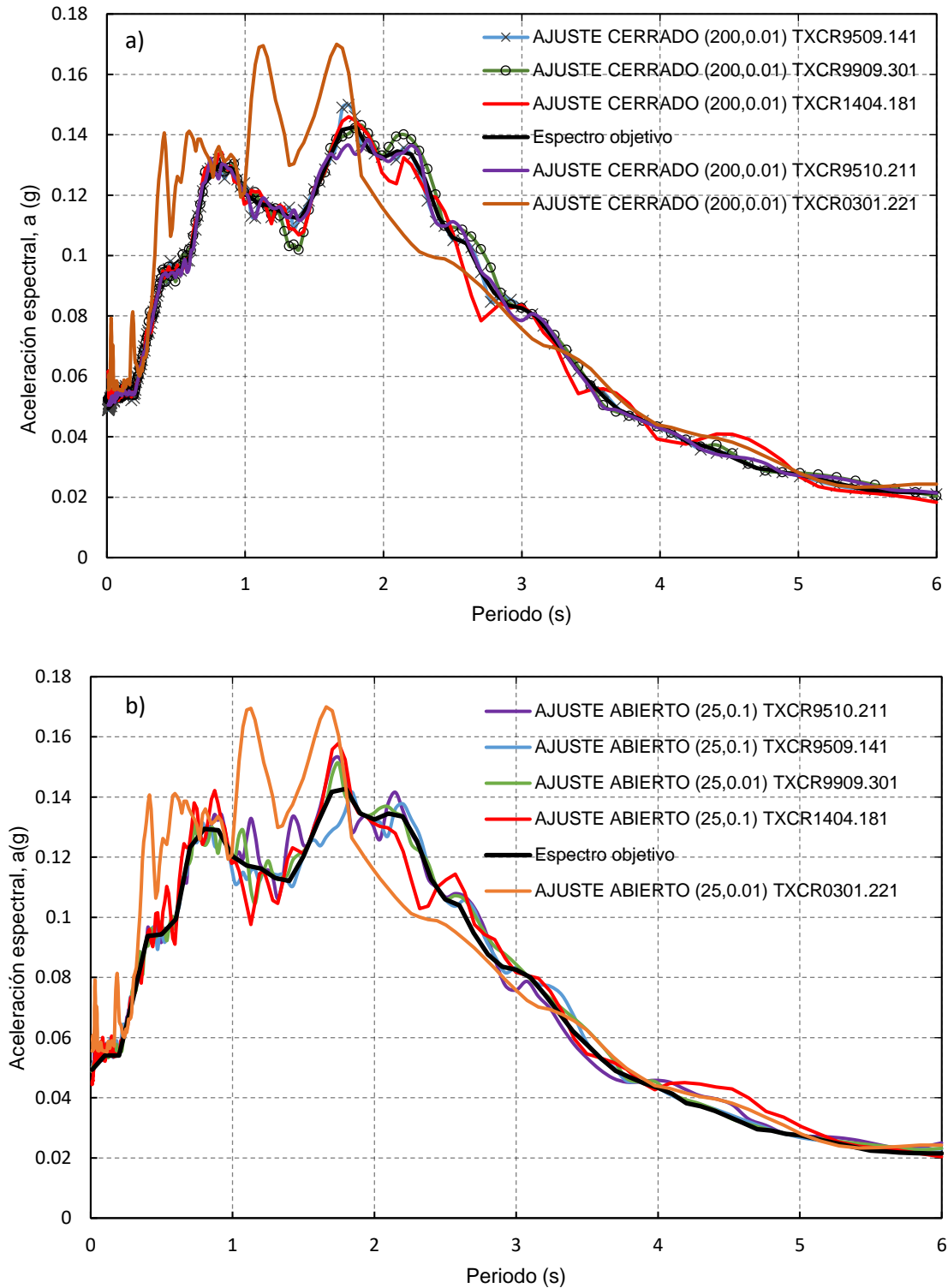


Figura 4.3 Espectros de respuesta obtenidos con ajuste cerrado (a) y abierto (b)



4.4. Historias de tiempo sintéticas

Se presentan a continuación los acelerogramas sintéticos generados y corregidos por línea base, Figuras 4.4 a 4.8. De éstos se ha seleccionado el mejor ajuste, por lo que se reducen a cinco de los diez que se generaron.

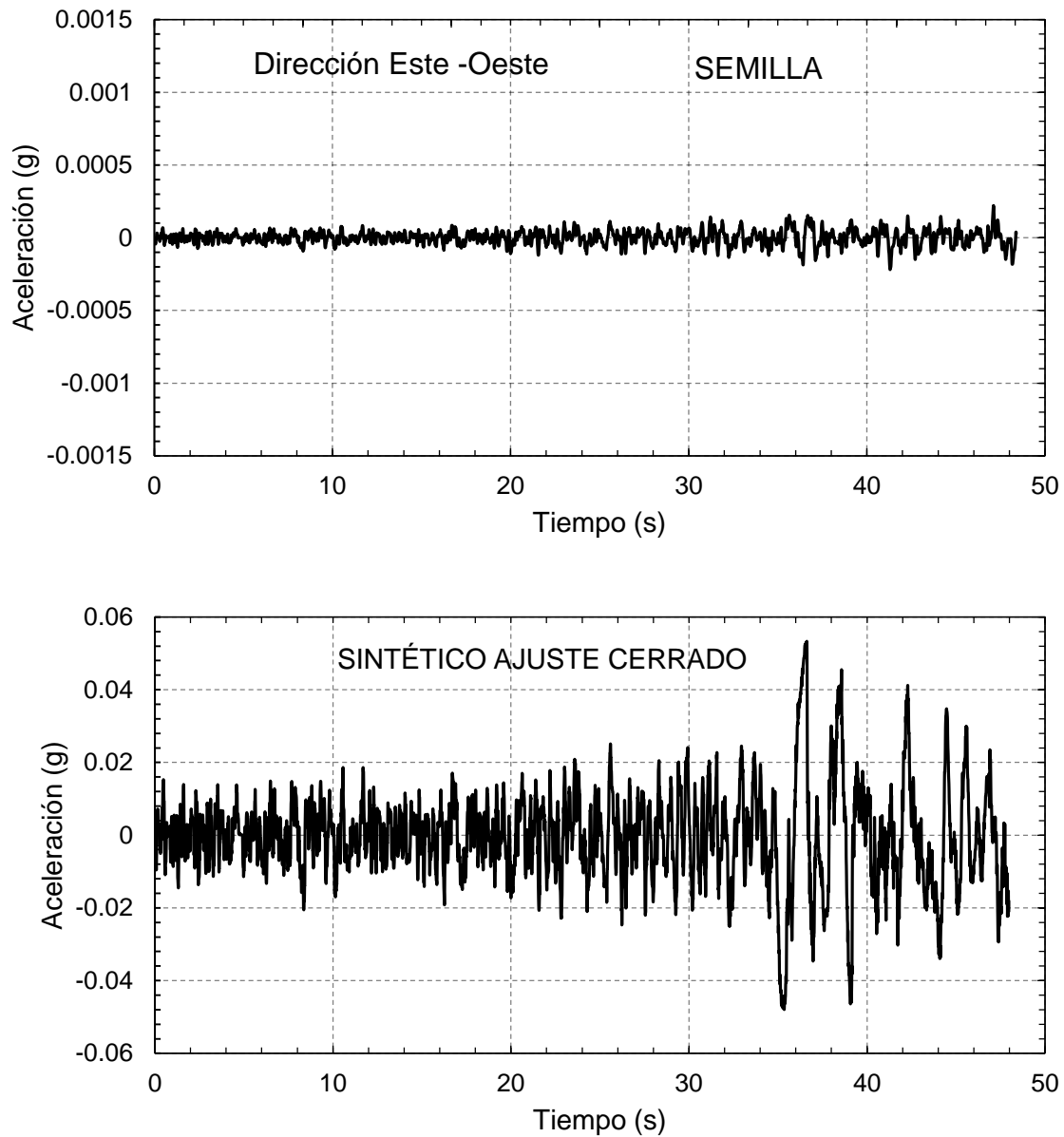


Figura 4.4 Acelerograma sintético TXCR 9510.211

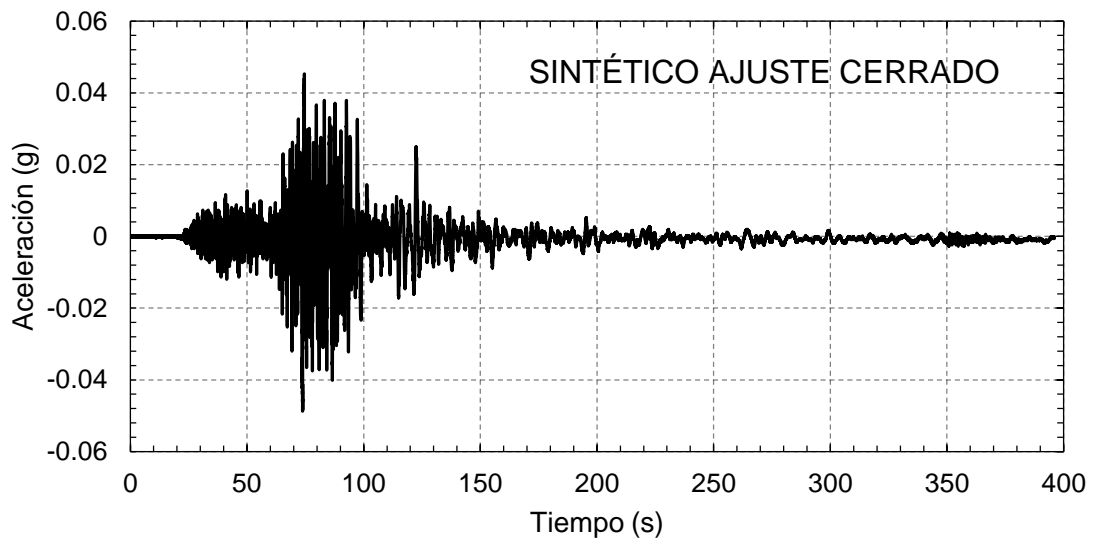
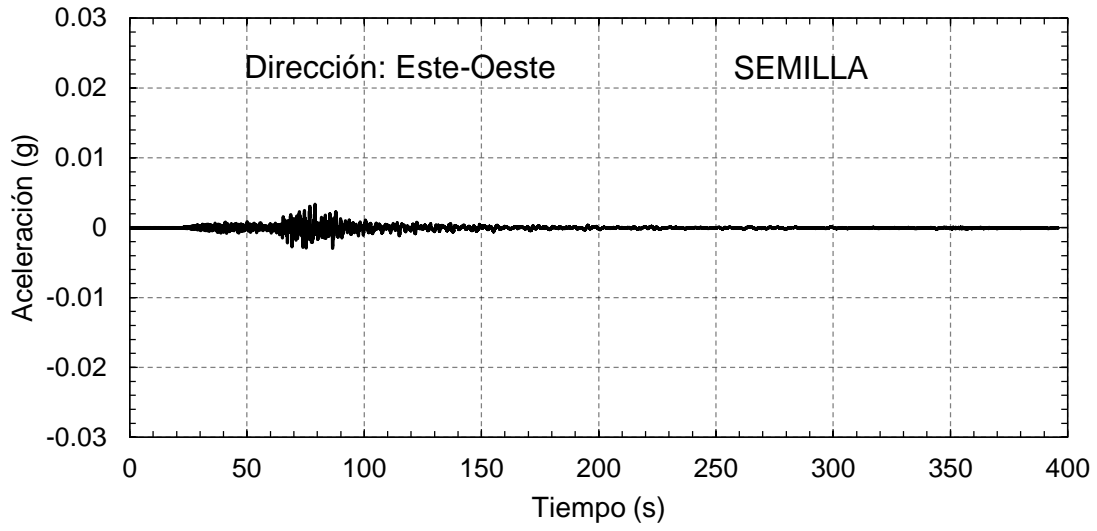


Figura 4.5 Acelerograma sintético TXCR 9509.141

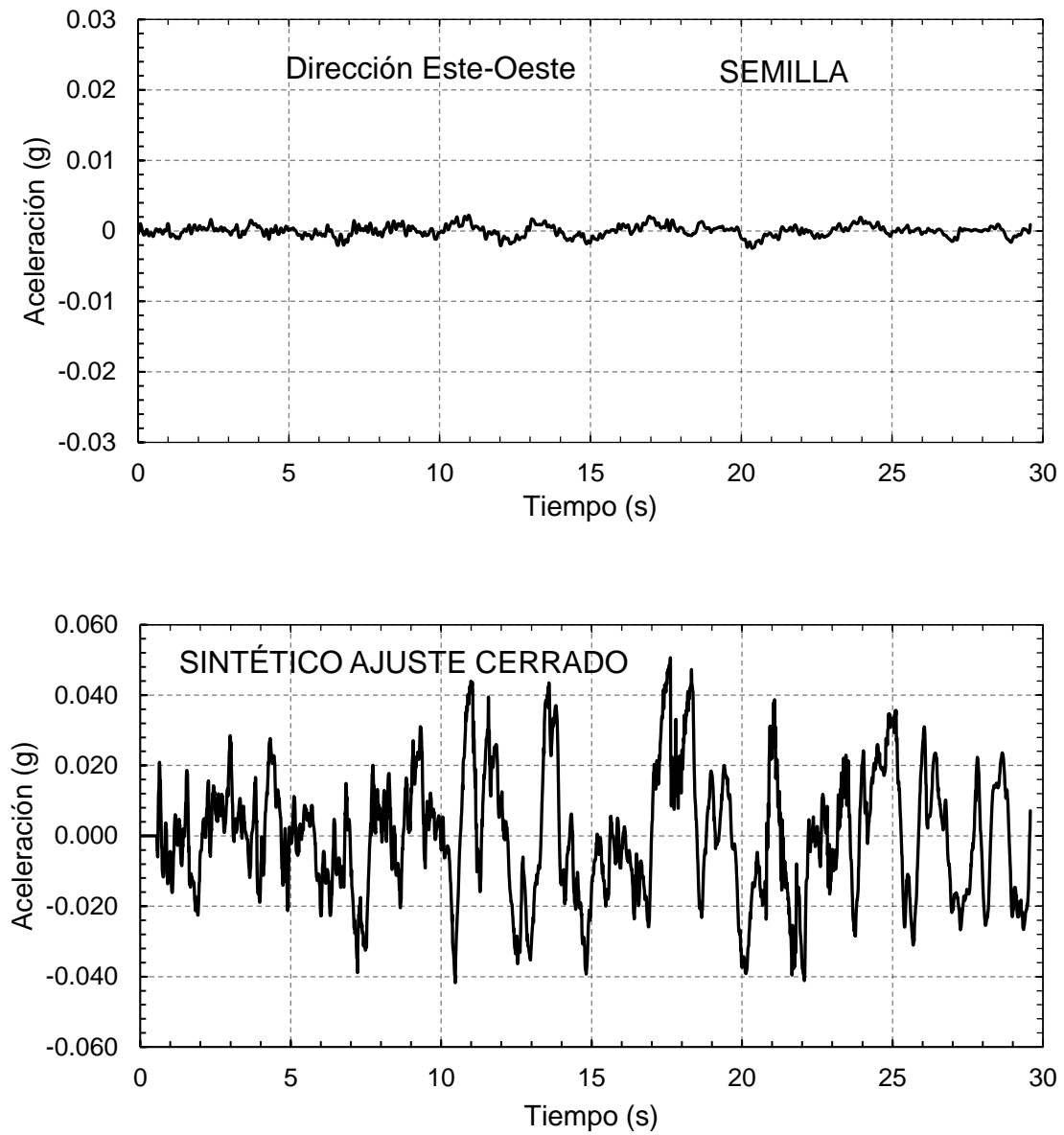


Figura 4.6 Acelerograma sintético TXCR 9909.301

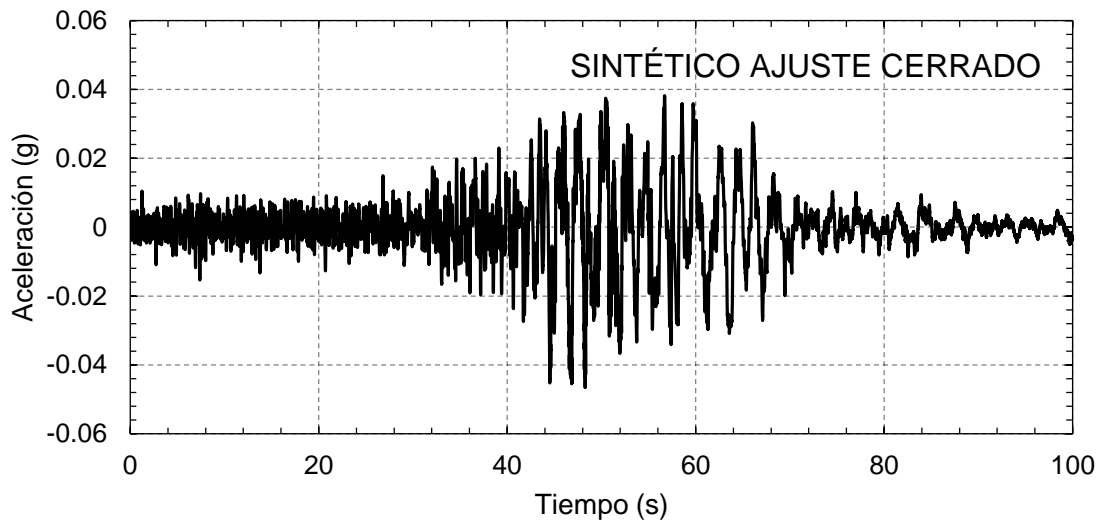
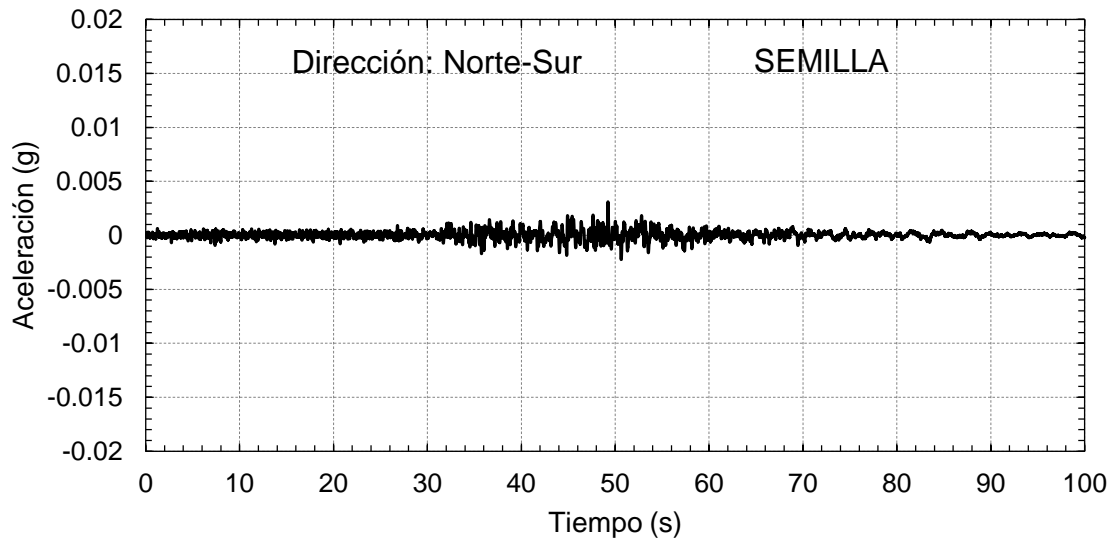


Figura 4.7 Acelerograma sintético TXCR 1404.181

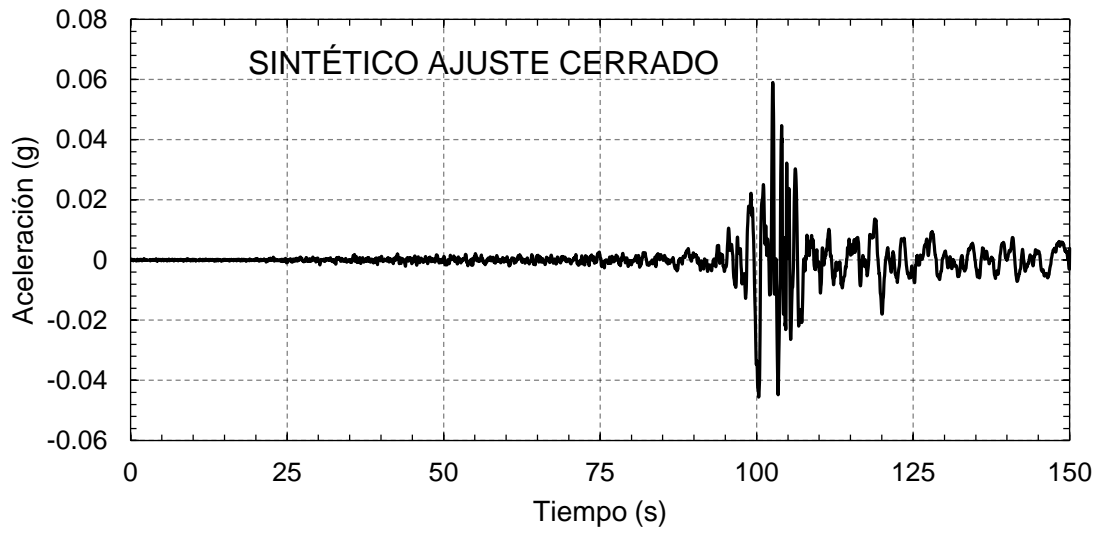
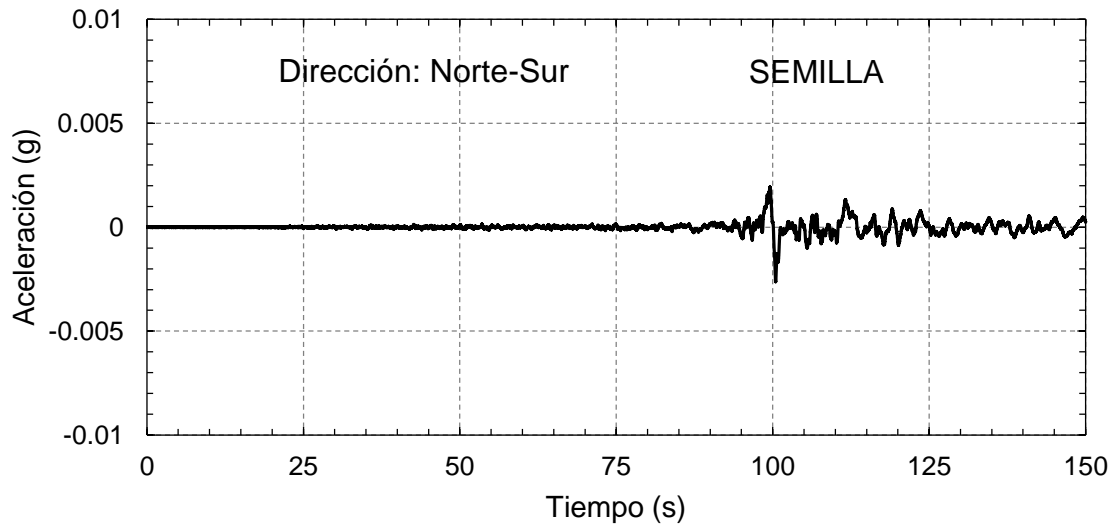


Figura 4.8 Acelerograma sintético TXCR 0301.221



CAPÍTULO 5. MODELO NÚMÉRICO.



5. MODELO NÚMÉRICO

Los programas que más se utilizan en la ingeniería geotécnica de la práctica y de investigación, de tipo comercial son: PLAXIS 2D y PLAXIS 3D Foundation, SIGMAW, MIDAS, CESAR-LCPC, SAFE, ABAQUS, DIANA y COSMOS, por citar algunos (Auvinet *et. al*, 2014).

Los modelos de elemento finito están basados en alguno de los tres enfoques siguientes (Auvinet y Rodríguez, 2013):

- Enfoque estructural. El método del elemento finito surgió inicialmente como una extensión de las técnicas matriciales de análisis estructural a medios continuos, discretizados mediante elementos de forma sencilla.
- Enfoque variacional. Se observó que los algoritmos del método de elemento finito podían considerarse equivalentes a los de los análisis variacionales que consisten en sustituir la resolución de una ecuación diferencial en un determinado dominio por la obtención del valor mínimo o máximo de un funcional asociado a la ecuación. (Zienkiewicz y Morgan, 1983).
- Enfoque funcional. El método del elemento finito puede también considerarse como una técnica de evaluación de un campo (por ej. el campo de desplazamientos) dentro de un dominio determinado, buscando definir un desarrollo de dicho campo sobre alguna base de funciones sencillas que se aproxime a la solución (Zienkiewicz y Morgan, 1983).

En todos los enfoques, se trata de un método aproximado cuya precisión depende de la configuración geométrica de los elementos considerados, de las funciones de interpolación adoptadas y de las características del propio campo.



5.1. Leyes constitutivas

Para resolver problemas de Mecánica del Medio Continuo que involucran estados de esfuerzo y deformación y la relación que existe entre ellos, es necesario establecer una serie de ecuaciones constitutivas que caracterizan el tipo de material y su respuesta ante excitaciones externas. Las leyes constitutivas son ecuaciones que relacionan las componentes de esfuerzo con las componentes de deformación en cualquier punto de un cuerpo. Pueden ser muy simples o extremadamente complejas dependiendo del tipo de material y de las condiciones a las que esté sujeto (Sánchez, 2016).

Las leyes constitutivas de los distintos materiales presentes en la naturaleza, por lo general son determinadas experimentalmente donde se involucran; aparte de esfuerzos y deformaciones, cantidades físicas medibles, también llamados parámetros mecánicos, que no pueden ser determinados directamente, sino a través de la respuesta tensodeformacional observada. Los parámetros en muchas ocasiones no constituyen propiedades intrínsecas del material, sino que representan la respuesta mecánica de un cuerpo ante determinadas sollicitaciones de carga que, a su vez, pueden estar sujetas a factores externos que también condicionen el comportamiento constitutivo: la velocidad de aplicación de las cargas, sus trayectorias, las condiciones de flujo de agua en el caso de los suelos saturados, las condiciones de temperatura, entre otras.

5.2. Elasticidad

La ley constitutiva elástica es la relación más sencilla posible que puede establecerse para definir el comportamiento esfuerzo-deformación de un material. En cuanto a los alcances de esta ley para describir el comportamiento de un material geotécnico, puede afirmarse que sus limitaciones son grandes y sólo es capaz de reproducir situaciones muy específicas en rangos de esfuerzo y deformación muy pequeños (Sánchez, 2016). La formulación elástica clásica implica las siguientes características del material:

- El estado de esfuerzos es una función única del estado actual de las deformaciones.
- Cuando el material es cargado, almacena el 100% de la energía de deformación.
- Cuando es descargado libera el 100% de la energía almacenada y regresa a su estado inicial sin conservar la deformación.
- En procesos puramente adiabáticos e isotérmicos la tasa de trabajo neto por unidad de volumen generado o disipado a lo largo de ciclos cerrados es igual a cero.

Existen dos aproximaciones para el comportamiento elástico: la elasticidad lineal y la elasticidad no-lineal como se muestra en la Figura 5.1. En el caso lineal los esfuerzos siempre son proporcionales a las deformaciones, es decir, existe un único valor para el parámetro que define la rigidez. La formulación elástica-no-lineal implica el total desacoplamiento volumétrico desviador, es decir, que los cambios en la parte volumétrica de los esfuerzos no causan distorsiones y los cambios en los esfuerzos desviadores no producen cambios de volumen.

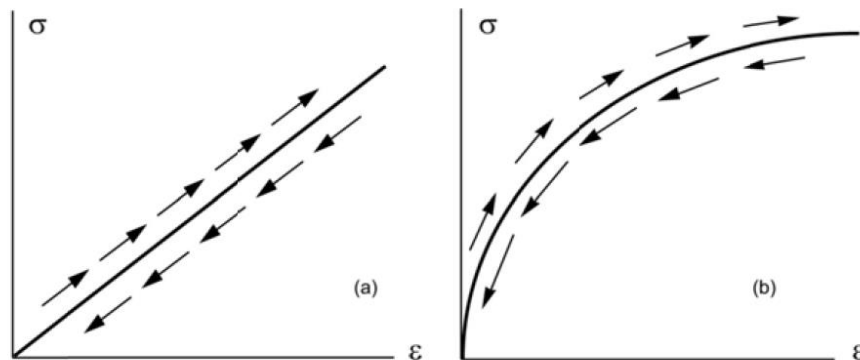


Figura 5.1 Curva de esfuerzo deformación: a) Comportamiento elástico lineal b) Comportamiento elástico no lineal (Sánchez, 2016)



5.3. Elastoplasticidad

La Teoría de la Plasticidad es una aproximación matemática razonable que permite entre otras cosas determinar de forma directa los estados últimos y de rotura; representar los estados deformacionales no recuperables, simular cambios en el comportamiento de los materiales y aproximar de forma más rigurosa la respuesta de los materiales dúctiles y frágiles. El principio básico de la elastoplasticidad es que la deformación total está constituida de dos partes: la recuperable y la no recuperable (Sánchez, 2016).

5.4. Modelo Hardening Soil Small

Según (Brinkgreve, 2005) es un modelo de segundo orden para suelos en general (suelos blandos, así como los tipos más duros de suelo). Debido a los dos tipos de endurecimiento, el modelo también es adecuado para los problemas que implican una reducción del esfuerzo medio efectivo y al mismo tiempo la movilización de la resistencia al corte. El modelo original de Hardening Soil asume el comportamiento del material elástico durante la descarga y recarga. Sin embargo, el rango de deformación en el que los suelos se pueden considerar verdaderamente elásticos, es decir, donde se recuperan del esfuerzo aplicado casi por completo, es muy pequeño. Al aumentar la amplitud de la deformación, la rigidez del suelo disminuye de forma no lineal. Al graficar la rigidez del suelo contra la deformación, se obtienen curvas de reducción de rigidez (Plaxis 2D, 2017).

El modelo de Hardening Soil ya explica la dependencia del esfuerzo de confinamiento de acuerdo con una ley de potencia expresada por el parámetro m . En comparación con el modelo Hardening Soil, el modelo HS small se extiende introduciendo dos parámetros adicionales: la rigidez a pequeñas deformaciones (G_0) y la deformación angular de corte $\gamma_{0.7}$ en la que G se ha reducido al 70% del G_0 inicial. La dependencia del esfuerzo con el módulo de corte se expresa mediante la siguiente fórmula:



$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde la rigidez inicial G_0 es una función del esfuerzo efectivo, los parámetros de resistencia (c y φ) y el parámetro m que depende del tipo de suelo y generalmente varía entre 0.5 y 1.0. Cuando se trata de arcillas se usa uno para definir el parámetro m .

5.4.1. Calibración del modelo Hardening Soil Small

Como primer paso se eligen los parámetros de rigidez de cada estrato. Cuando se consideran suelos blandos, los parámetros de rigidez se pueden calcular con el índice de compresión, índice de recompresión y la relación de vacíos inicial. Aunque para suelos blandos, E_{50}^{ref} podría ser tan alto como $2E_{edo}^{ref}$, este valor alto podría conducir a una limitación en el modelado; por lo tanto, se utiliza un valor inferior (Plaxis 2D, 2017). Se utilizan las curvas de compresibilidad del sitio CAD. 1+708 asociadas con el sondeo SM-43 que se muestran en las Figuras 5.2 a 5.7, así como las siguientes expresiones utilizadas en Plaxis 2D:

$$e_{2(100)} = e_1 - C_c \log \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} \quad \text{Ec. 5.2}$$

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

$$E_{edo}^{ref} = \frac{2.3(1 + e_{ini})P_{ref}}{C_c} \quad \text{Ec. 5.5}$$



$$E_{ur}^{ref} = \frac{2.3(1 + e_{ini})(1 + v)(1 - 2v)P_{ref}}{(1 - v)C_s} \quad Ec. 5.6$$

$$E_{50}^{ref} = 1.25 E_{edo}^{ref} \quad Ec. 5.7$$

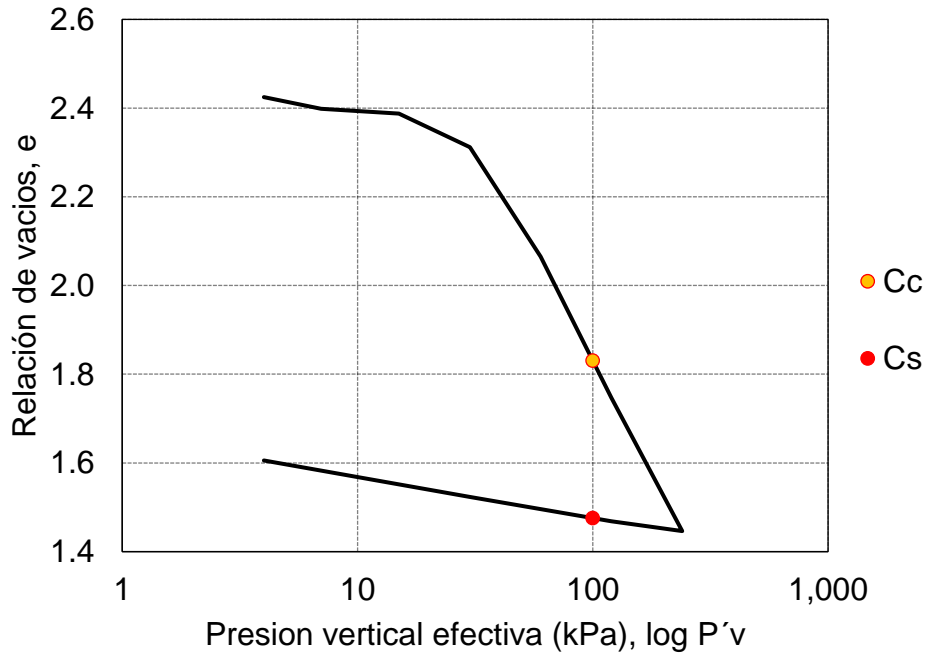


Figura 5.2 Curva de compresibilidad. SM-43, profundidad 2.95 m

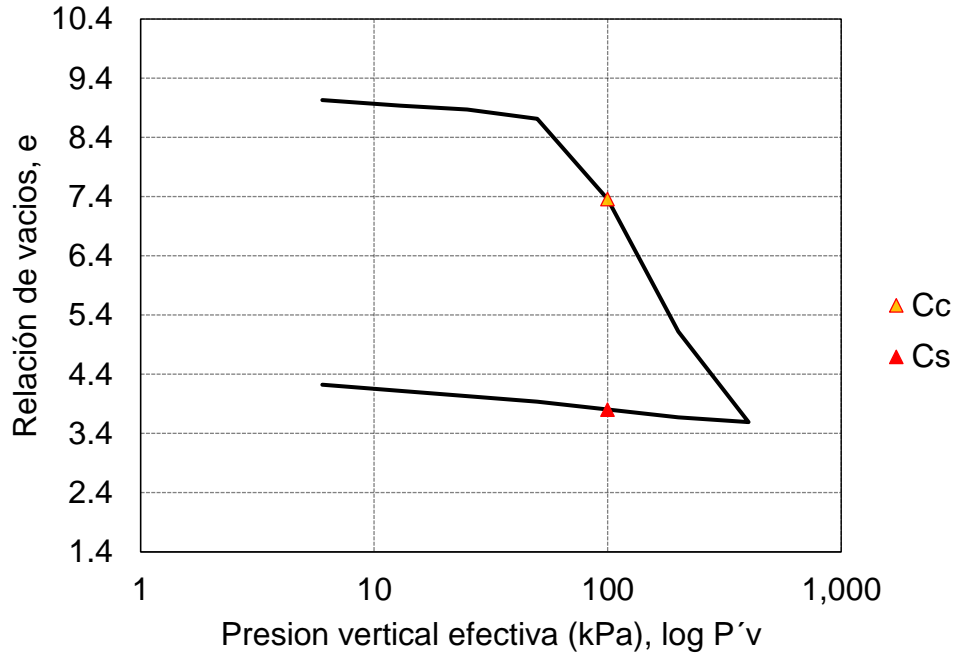


Figura 5.3 Curva de compresibilidad. SM-43, profundidad 9.85 m

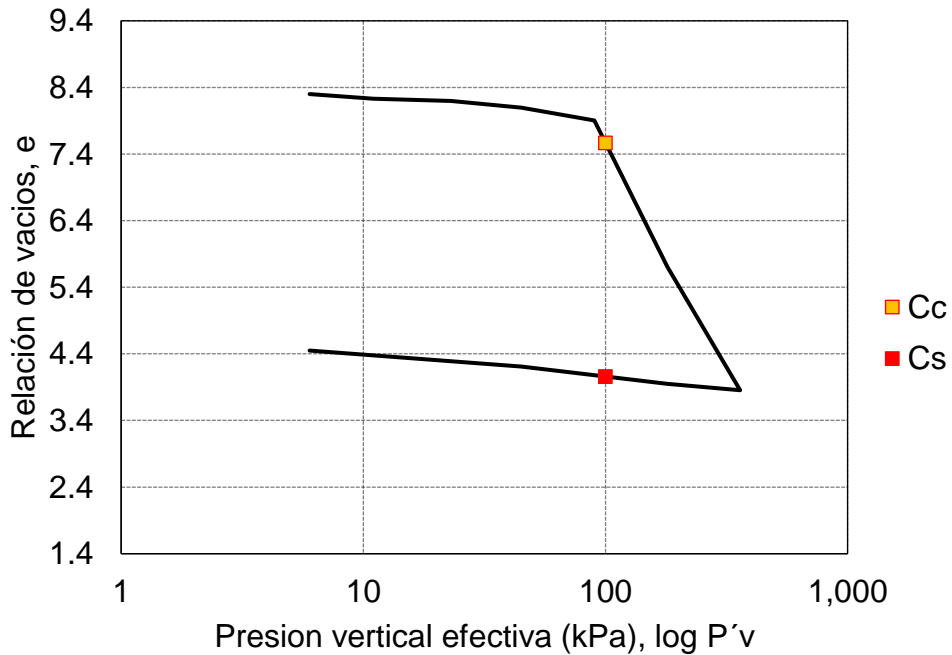


Figura 5.4 Curva de compresibilidad. SM-43, profundidad 18.1 m

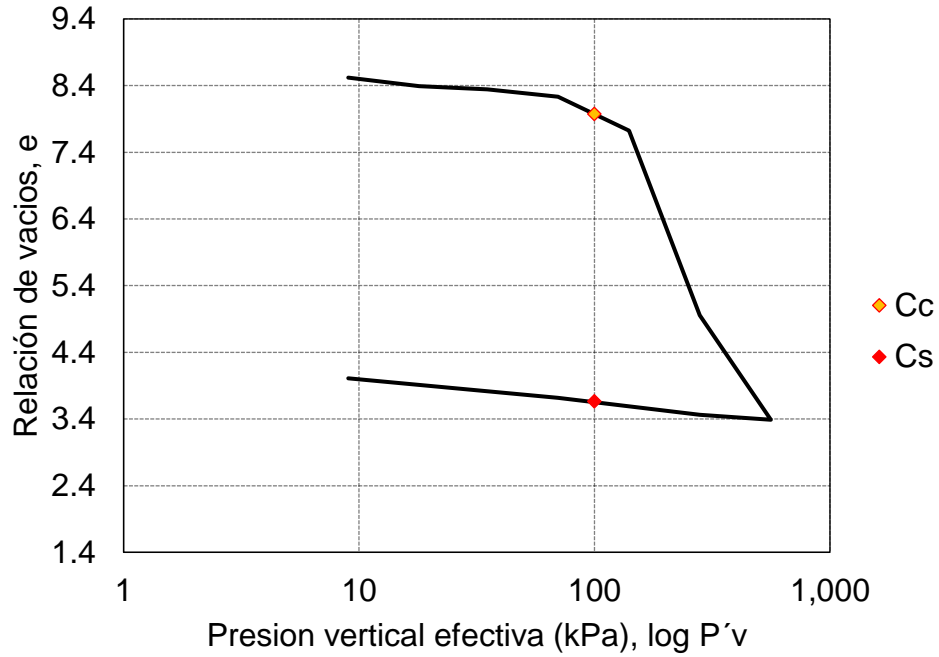


Figura 5.5 Curva de compresibilidad. SM-43, profundidad 23.8 m

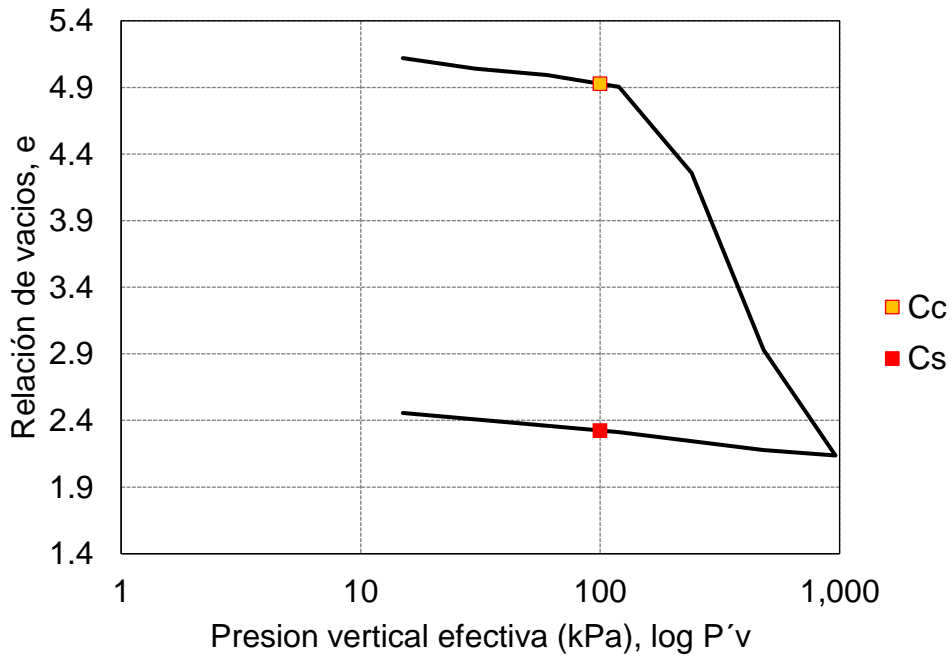


Figura 5.6 Curva de compresibilidad. SM-43, profundidad 32.25 m

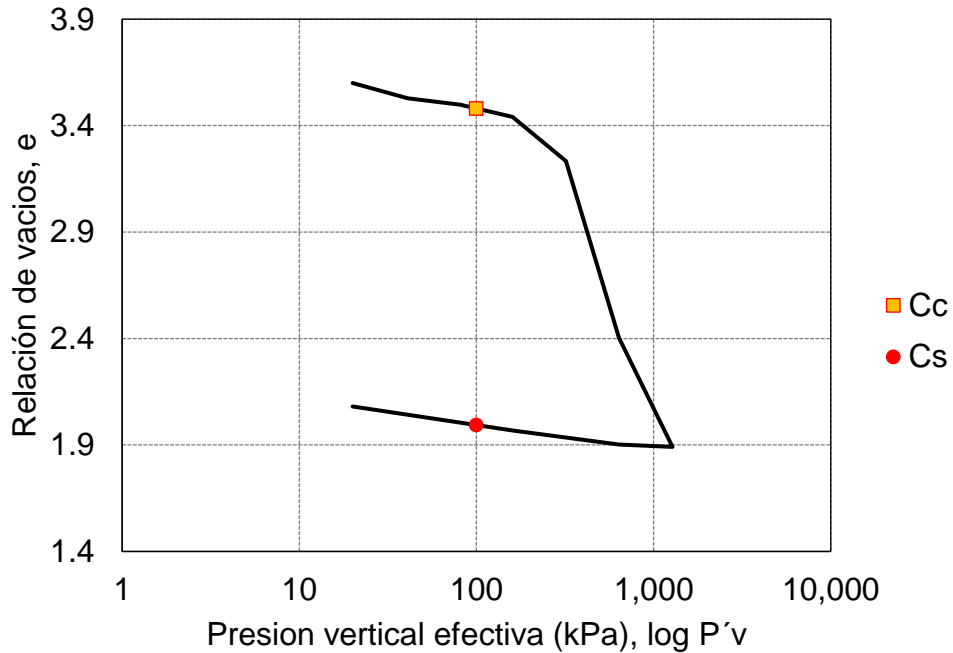


Figura 5.7 Curva de compresibilidad. SM-43, profundidad 41.03 m

Como segundo paso se obtuvo la deformación angular de corte $\gamma_{0.7}$ en la que G se ha reducido al 70% del G_0 inicial, ajustando las curvas de módulo secante G_s y el módulo tangente G_t comparando con las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento para arenas y para diferentes índices de plasticidad como se muestra en las Figuras 5.8 a 5.10, con las siguientes ecuaciones:

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \geq G_{ur} \quad \text{Ec. 5.8}$$

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad \text{Ec. 5.9}$$

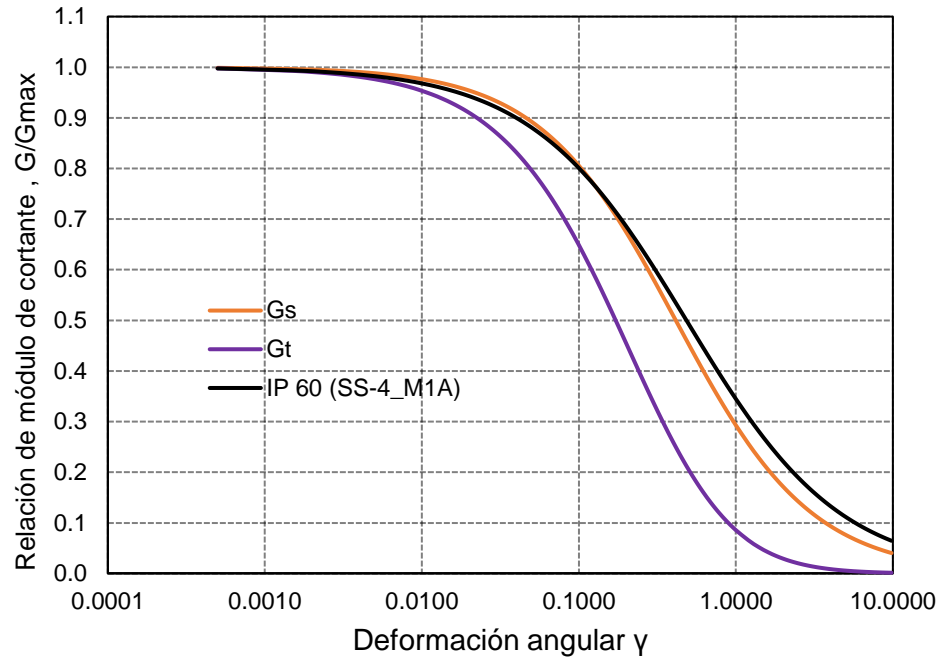


Figura 5.8 Curva de degradación para IP 60

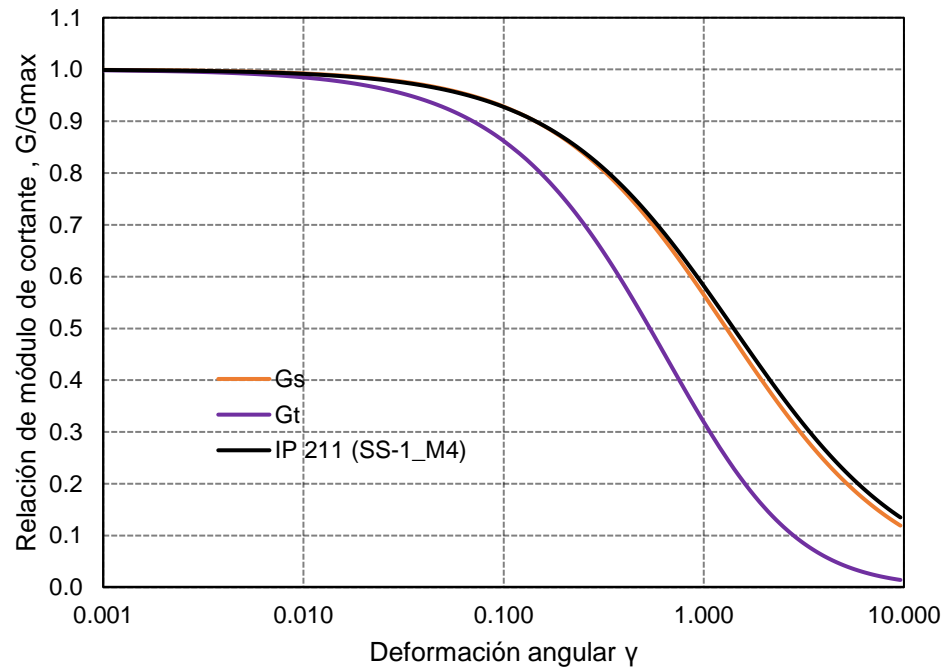


Figura 5.9 Curva de degradación para IP 211

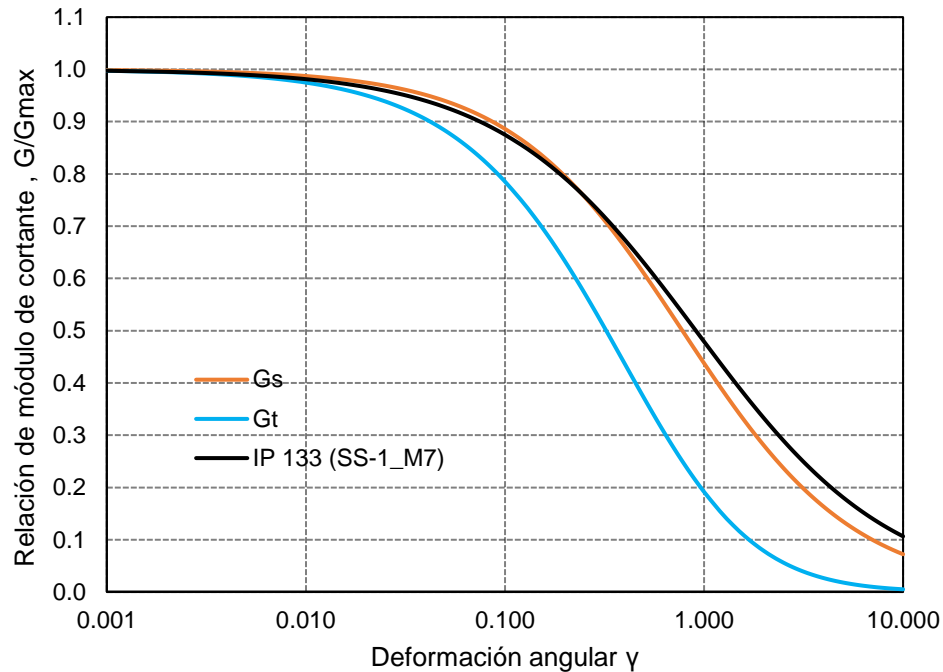


Figura 5.10 Curva de degradación para IP 133

El límite inferior del módulo cortante tangencial está definido por el módulo de rigidez de descarga y recarga, G_{ur} , y la deformación por cortante en el límite inferior del módulo cortante tangencial, γ_c , que es el punto donde la relación de módulo de cortante no puede aumentar más, ver Figura 5.11, se relacionan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad Ec. 5.10$$

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad Ec. 5.11$$

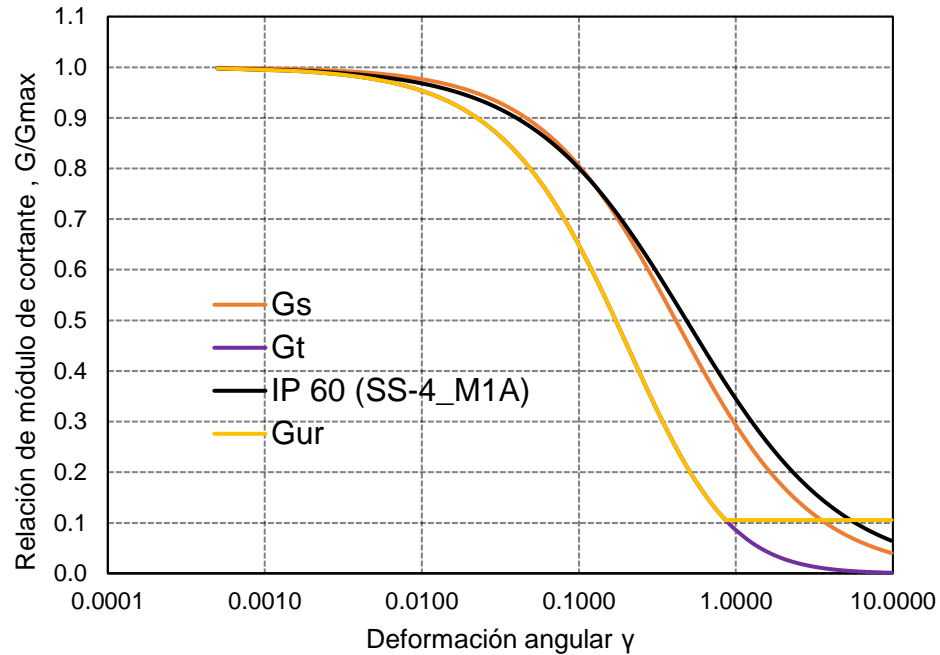


Figura 5.11 Curva de degradación, se muestra G_{ur}

Por otro lado, también se obtuvo el ajuste de la curva de degradación de arenas, Figura 5.12, con expresiones de amortiguamiento histórico propuestas para el modelo Hardening Soil Small como sigue:

$$E_D = \frac{4G_0\gamma_{0.7}}{a} \left(2\gamma_c - \frac{\gamma_c}{1 + \frac{\gamma_{0.7}}{a\gamma_c}} - \frac{2\gamma_{0.7}}{a} \ln \left(1 + \frac{a\gamma_c}{\gamma_{0.7}} \right) \right) \quad Ec. 5.12$$

$$E_S = \frac{G_0\gamma_{0.7}^2}{2 + 2a \frac{\gamma_c}{\gamma_{0.7}}} \quad Ec. 5.13$$

$$\zeta = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad Ec. 5.14$$

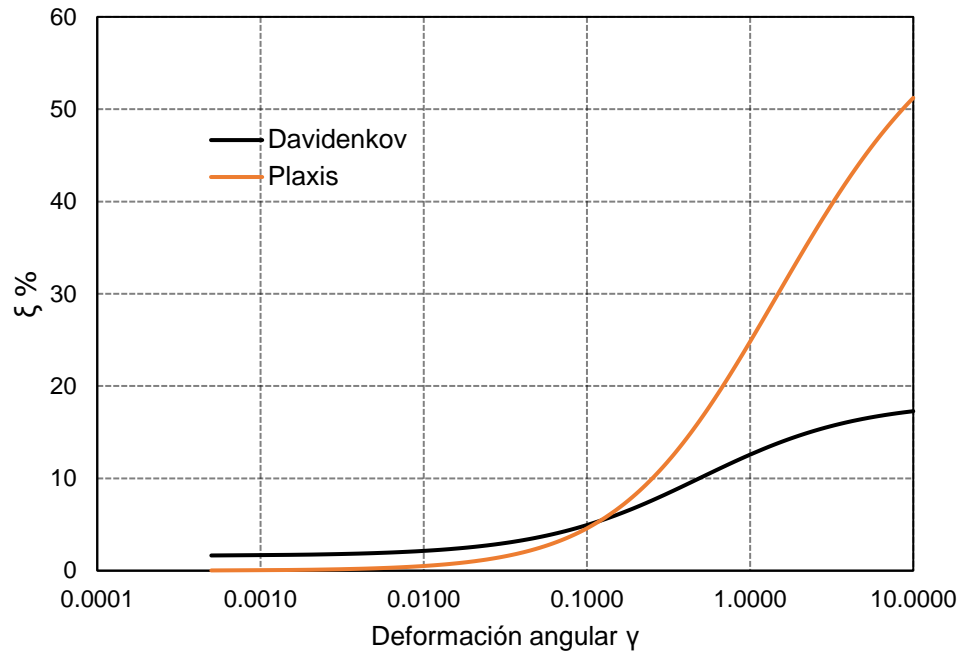


Figura 5.12 Curva de amortiguamiento

En este contexto se debe resaltar que G_0 generalmente oscila entre 10 veces G_{ur} para suelos blandos, hasta 2.5 veces G_{ur} para tipos más duros de suelo (Brinkgreve, 2007). Tomando en cuenta estas consideraciones se llevarán a cabo los análisis de respuesta de sitio con la herramienta Plaxis 2D.

Para los análisis de interacción suelo-túnel en Plaxis 2D se utiliza la estratigrafía de la Figura 5.13 para el sitio CAD. 1+708 con un túnel de cinco metros de diámetro. El punto A se ubica en la base del modelo mientras que el punto B se ubica en la superficie del terreno.

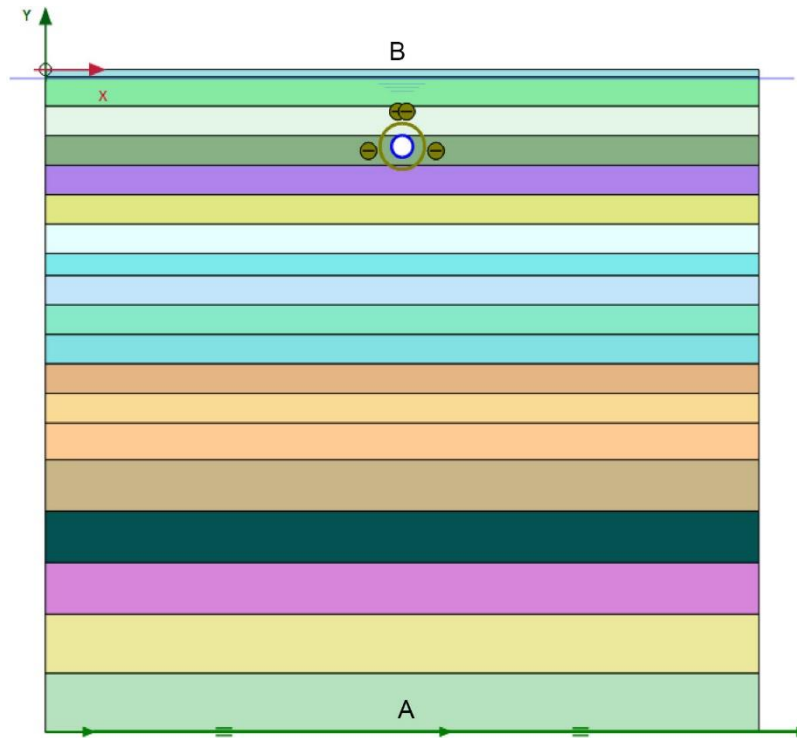


Figura 5.13 Estratigrafía del sondeo sitio CAD. 1+708

Otra manera de introducir el amortiguamiento en Plaxis 2D es haciendo uso del amortiguamiento Rayleigh. Para calcularlo el programa requiere dos frecuencias de entrada; la primera es la frecuencia fundamental del depósito del suelo y se define como la frecuencia a la que se puede esperar la máxima amplificación y corresponde a la primera forma modal (Plaxis 2D, 2017). De acuerdo con este procedimiento, la frecuencia fundamental está dada por:

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad \text{Ec. 5.15}$$

Donde V_s representa la velocidad de onda de corte y H es el espesor de la capa de suelo. Se elige el valor medio de V_s en toda la profundidad. Considerando que el valor medio de V_s es 187 m/s y el depósito del suelo tiene 90 m de espesor, la frecuencia fundamental es igual a 0.52 Hz. Por otro lado, del espectro de Fourier de la señal de entrada en la roca basal, se obtiene la frecuencia fundamental de la señal, 0.56 Hz. La segunda frecuencia de entrada para el programa Plaxis 2D, se



definió con el entero más próximo obtenido de la relación 0.56 / 0.52 igual a 1.07 Hz. Por lo tanto, la segunda frecuencia de entrada se estableció igual a 1 Hz. Con estos datos Plaxis calcula los coeficientes de amortiguamiento Rayleigh. Se obtienen los valores de los coeficientes $\alpha=0.2094$ y $\beta=0.01061$ de Rayleigh.

Los parámetros ponderados calibrados para el escenario 2016 de referencia se presenta en la tabla 5.1, para los escenarios 2031,2046 y 2066 ver Anexo D.

Tabla 5.1 Parámetros ponderados calibrados escenario 2016 (referencia)

Estrato No.	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Rigidez secante Eref50 kN/m ²	Rigidez tangente edométrica Erefoed kN/m ²	Rigidez recarga-descarga Erefur kN/m ²	Deformación angular de corte $\gamma_{0.7}$	Modulo cortante pequeñas deformaciones G0 kN/m ²	ϕ' [°]	K0	k [m/day]
	Inicial m	Final m										
1	0	1	1	13.99	784	3500	627	627	0.160	35	0.54	0.008640
2	1	9	8	14.00	784	1000	2508	627	0.160	40	0.49	0.000864
3	9	29	20	12.13	445	1334	651	222	0.550	44	0.48	0.000864
4	29	31	2	12.96	1522	4567	1522	761	0.021	45	0.29	0.086400
5	31	40	9	12.85	5800	10977	23250	4650	0.300	41	0.40	0.000086
6	40	51	11	13.25	5955	11418	23000	5091	0.021	45	0.29	0.086400
7	51	61	10	13.62	4888	14663	24000	3910	0.300	40	0.36	0.000009
8	61	90	29	13.74	65770	197310	29867	52616	0.021	45	0.29	0.086400

ϕ' , Angulo de fricción; K0, Coeficiente de presión de tierras en reposo; k, Permeabilidad

5.5. Túnel

La ubicación del sitio de interés corresponde al cadenamamiento 1+708, en donde atraviesa un túnel de cinco metros de diámetro, el cual se alojará a una profundidad de 21 m con respecto a la rasante hidráulica, en suelo blando de alta compresibilidad y con nivel freático cercano a la superficie del terreno. Por lo tanto, será requerido un procedimiento constructivo especializado mediante máquinas de tuneleo TBM (Tunnel Boring Machine), de tipo escudo de frente cerrado, con presión estabilizadora frontal, ya sea de tierra balanceada (EBP, por sus siglas en inglés), o bien, mediante escudos de presión de lodo en el frente (slurry shield). En la Figura 5.14 se muestra el perfil del terreno y el túnel de 5 metros.

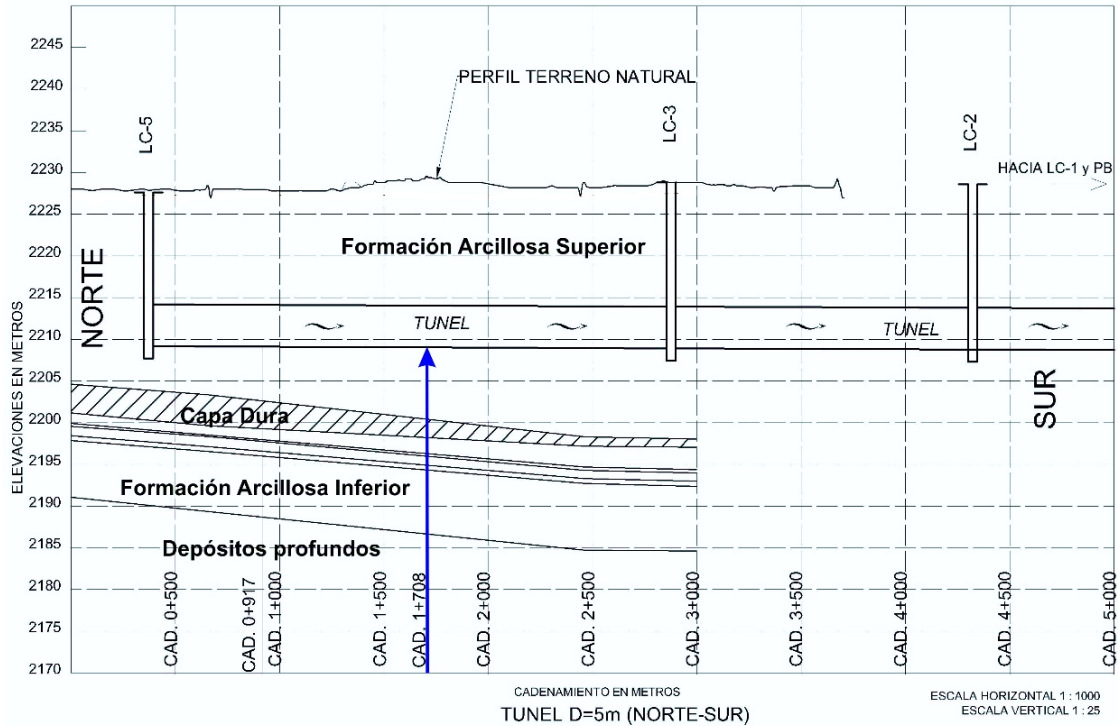


Figura 5.14 Perfil estratigráfico del túnel de 5 m de diámetro

A continuación, se describe la geometría del túnel (Figura 5.15). Para este trabajo se define un diámetro interno de cinco metros, con un espesor de dovelas de 0.3 m. Cuenta con cinco dovelas y una dovela k, para lo cual en el modelo se decidió representar el revestimiento mediante un anillo continuo (plate) por cuestiones del tiempo de análisis. Sus propiedades son las siguientes:

- Diámetro interior de 5 m
- Diámetro exterior de 5.3 m
- Espesor de dovela de 0.3 m
- Peso volumétrico del concreto de 24kN/m^3
- $f'c$ de 35000 kPa (350 kg/cm^2)
- Módulo de elasticidad del concreto clase 1 es igual a

$$14000 \sqrt{f'c \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 256851 \text{ kN/m}^2$$

- Relación de Poisson de concreto de 0.20
- Considerando un espesor = 0.30 m; y un peralte $h = 1.5\text{ m}$:

$$\text{Inercia, } I = 0.003375 \text{ m}^4$$

$$\text{Área, } A = 0.45 \text{ m}^2$$

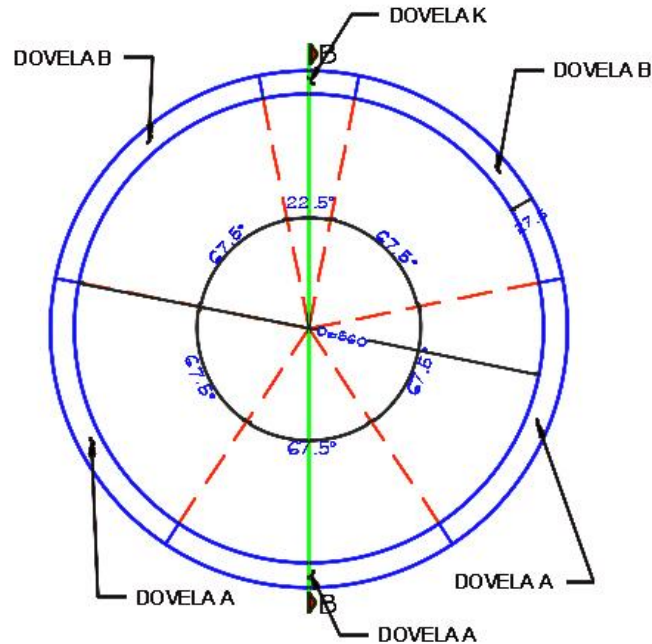


Figura 5.15 Geometría del túnel

5.5.1. Flujo plástico

El flujo plástico tiene un considerable impacto sobre el desempeño de las estructuras de concreto provocando un incremento en las deformaciones y una redistribución de esfuerzos que se presentan de manera gradual. La predicción del comportamiento de la estructura depende del tiempo (Sánchez, 2016).

Cuando un espécimen de concreto está sujeto a una carga, su respuesta es instantánea y dependiente del tiempo. Bajo cargas sostenidas, la deformación de un espécimen se incrementa gradualmente con el tiempo y eventualmente puede ser muchas veces mayor que su valor inicial. Con el fin de satisfacer el objetivo de servicio en un diseño estructural preciso y fiable, las predicciones de la deformación instantánea y de la dependiente del tiempo serán requeridas en una estructura de concreto (Ghali, 2006).



Si la temperatura y esfuerzos permanecen constantes, el desarrollo gradual de la deformación con el tiempo es causado por el flujo plástico y la contracción. La deformación por flujo plástico se produce por esfuerzos sostenidos, mientras que la deformación por contracción es independiente de los esfuerzos. Estas deformaciones inelásticas y dependientes del tiempo causan incrementos en la deformación y curvatura, pérdidas de presfuerzo, redistribución de esfuerzos y acciones internas (Gilbert, 1988).

Para el cálculo de la reducción a largo plazo del módulo de elasticidad del concreto se considera el flujo plástico en el modelo de análisis según el Comité 209 del ACI (ACI, 1992). Para concreto de peso normal y para todos los concretos ligeros (utilizando tanto curado húmedo como de vapor y cementos de tipo I y III), se puede calcular el coeficiente de flujo plástico, C_t , definido como la relación de la deformación por flujo plástico a la deformación elástica inicial, en todo momento como:

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} V_u \quad \text{Ec. 5.16}$$

$$V_u = 2.35 \gamma_c \quad \text{Ec. 5.17}$$

$$\gamma_c = \gamma_{LA} \gamma_{\lambda} \gamma_{V/S} \gamma_{\psi} \gamma_{\alpha} \quad \text{Ec. 5.18}$$

Donde t es el tiempo en días después de aplicar la carga (a los 7 días para concreto con curado húmedo y de 1 a 3 días para curado a vapor), y V_u es el coeficiente de flujo plástico último. El valor de 2.35 es promedio y solamente debe suponerse en ausencia de datos más exactos para el concreto que se desea utilizar. A continuación, se definen los coeficientes de la ecuación (5.18).

Los factores de corrección en condiciones no estándar del concreto, para la edad de la carga t_{LA} , los elementos cargados después de 7 días, curados por



humedad, y elementos cargados entre 1 a 3 días, curados a vapor, son los siguientes:

$$\text{Para curado húmedo: } \gamma_{LA} = 1.25(t_{LA})^{-0.118} \quad \text{Ec. 5.19}$$

$$\text{Para curado a vapor: } \gamma_{LA} = 1.13(t_{LA})^{-0.094} \quad \text{Ec. 5.20}$$

Para humedades relativas superiores al 40%, donde λ es la humedad relativa en por ciento, el factor de corrección es:

$$\gamma\lambda = 1.27 - 0.0067\lambda, \text{ para } \lambda > 40 \quad \text{Ec. 5.21}$$

El espesor promedio del elemento (relación Volumen/Superficie), donde V/S es la relación volumen superficie, en mm se obtiene mediante:

$$\gamma_{V/S} = \frac{2}{3} \left(1 + 1.13e^{-0.0213\frac{V}{S}} \right) \quad \text{Ec. 5.22}$$

Efecto del revenimiento, γ_s , donde S es el revenimiento en mm. Se utiliza la siguiente expresión:

$$\gamma_s = 0.82 + 0.0264S \quad \text{Ec. 5.23}$$

Porcentaje de agregado fino, γ_ψ , donde ψ es el porcentaje de finos respecto al total de los agregados. Para su definición se utiliza:

$$\gamma_\psi = 0.88 + 0.0024\psi \quad \text{Ec. 5.24}$$

Contenido de aire, γ_α , donde α = porcentaje de aire > 6%. Este se calcula con:

$$\gamma_\alpha = 0.46 + 0.09\alpha \quad \text{Ec. 5.25}$$

De lo anterior, se considera un coeficiente de flujo plástico último $Vu = 1.38$, coeficiente de edad de la carga $\gamma_{LA} = 0.83$, coeficiente de humedad relativa $\gamma\lambda =$



0.87, coeficiente del mínimo espesor del miembro $\gamma w/s = 0.72$, coeficiente de revestimiento del concreto $\gamma s = 1.22$, porcentaje de finos, $\gamma \psi = 0.94$ y coeficiente de contenido de aire $\gamma \alpha = 1$.

Se considera que el revestimiento estará expuesto a efectos del abatimiento total de la piezometría y se ve afectado por las deformaciones debidas al flujo plástico del concreto. Por lo tanto, el análisis contempla una reducción del módulo de elasticidad del concreto que esta descrito por la ecuación:

$$E_e = \frac{E_{ci}}{1 + C_t} \quad \text{Ec. 5.26}$$

Donde:

E_e , módulo de elasticidad efectivo

E_{ci} , módulo de elasticidad del concreto inicial

C_t , coeficiente de flujo plástico

Con los parámetros del concreto obtenidos anteriormente y los obtenidos para el coeficiente de flujo se obtienen los valores de módulo de inercia y módulo de área que se muestran en la Tabla 5.1. Estos valores se introducen a los modelos numéricos para diferentes intervalos de tiempo. Se observa que tanto el módulo de inercia como el módulo de área disminuyen con el tiempo.

Tabla 5.1 Valores de módulo de inercia y módulo de área

Año	Módulo de inercia (kN/ m ²)	Módulo de área (kN)
2016	86688	11558334
2031	59168	7889030
2046	54157	7220968
2066	50814	6775208

En la Tabla 5.2 se muestran los valores del coeficiente de flujo plástico para obtener los módulos efectivos. Se observa que el coeficiente de flujo aumenta con el tiempo mientras que el módulo efectivo disminuye.



Tabla 5.2 Coeficientes de flujo plástico

Tiempo Años	Módulos efectivos (kN/ m ²)	C _t
0	2.569E+07	0.00
1	2.28E+07	0.13
2	2.17E+07	0.18
4	2.04E+07	0.26
6	1.96E+07	0.31
8	1.89E+07	0.36
10	1.84E+07	0.39
12	1.80E+07	0.42
14	1.77E+07	0.45
15	1.75E+07	0.47
16	1.74E+07	0.48
18	1.71E+07	0.50
20	1.69E+07	0.52
22	1.67E+07	0.54
24	1.65E+07	0.56
26	1.63E+07	0.57
28	1.62E+07	0.59
30	1.60E+07	0.60
32	1.59E+07	0.61
34	1.58E+07	0.63
36	1.57E+07	0.64
38	1.56E+07	0.65
40	1.55E+07	0.66
42	1.54E+07	0.67
44	1.53E+07	0.68
46	1.52E+07	0.69
48	1.51E+07	0.70
50	1.51E+07	0.71



CAPÍTULO 6. RESULTADOS.



6. RESULTADOS

En este apartado se presentan los resultados de los modelos numéricos realizados en Plaxis 2D, tomando la secuencia estratigráfica y las propiedades estáticas y dinámicas del depósito suelo del sitio CAD. 1+708 que es el más cercano al túnel de cinco metros de diámetro. Con la información de referencia (del año 2016) se obtuvieron las propiedades mecánicas y dinámicas del suelo debidas a la evolución con el tiempo, derivadas del proceso de consolidación, con las cuales se propusieron los modelos numéricos bidimensionales de elementos finitos, para evaluar el comportamiento dinámico suelo- túnel a diferentes tiempos (para los años 2031, 2046, 2066), con un periodo de observación de 50 años. Los modelos se corrieron con cinco sismos sintéticos diferentes, por lo tanto, se formaron veinte modelos bidimensionales calibrados con la respuesta de campo libre que se obtuvo con el programa de propagación de onda unidimensional RADSH. Una vez calibrados los modelos se incorpora el túnel y se ejecutan los análisis con las diferentes historias de aceleraciones sintéticas para obtener las deformaciones en la clave y hastiales del túnel.

6.1. Validación del espectro de respuesta en superficie

Con el propósito de calibrar los modelos numéricos, se comparan los espectros de respuesta que se obtuvieron con el programa RADSH (Figura 6.1) *versus* Plaxis 2D (análisis de campo libre), para posteriormente realizar el análisis de interacción suelo-túnel.

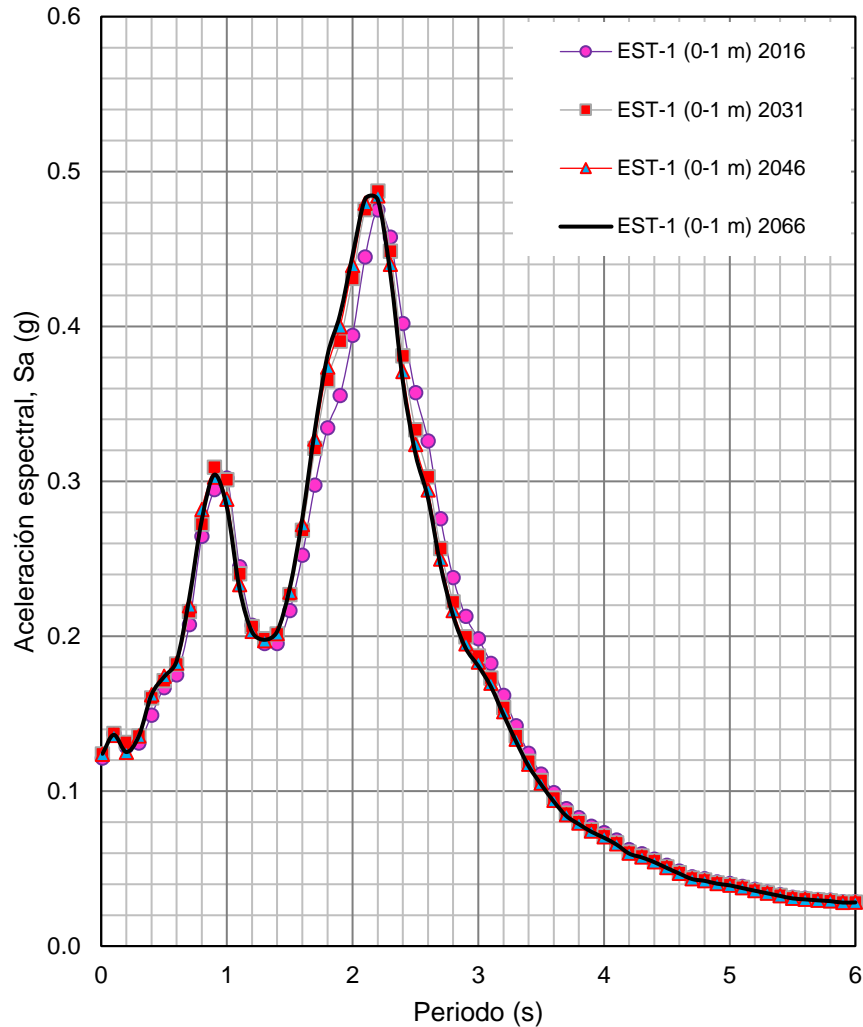


Figura 6.1 Espectros de respuesta en superficie con RADSH

A continuación, se presentan las calibraciones de los modelos para los diferentes eventos sísmicos, definidos en el apartado de ambiente sísmico. En estos se puede observar la respuesta en la superficie calculada en Plaxis 2D para los años 2016 (referencia), 2031, 2046 y 2066, para los cinco sismos sintéticos generados, comparándolos con la respuesta para el 2016 obtenida en RADSH, Figuras 6.2 a 6.6. En estas figuras se pueden notar que en cuatro de los cinco modelos se pudo capturar el contenido de frecuencias, obtenido en RADSH, en tanto que las ordenadas espectrales presentan un buen grado de congruencia, observándose ordenadas espectrales ligeramente mayores en los resultados de Plaxis 2D. Por otro lado, la calibración con el sismo sintético generado a partir del sismo



semilla TXCR0301.221, no muestra congruencia con los resultados obtenidos con los análisis unidimensionales, por lo que este escenario sísmico no fue considerado para los análisis.

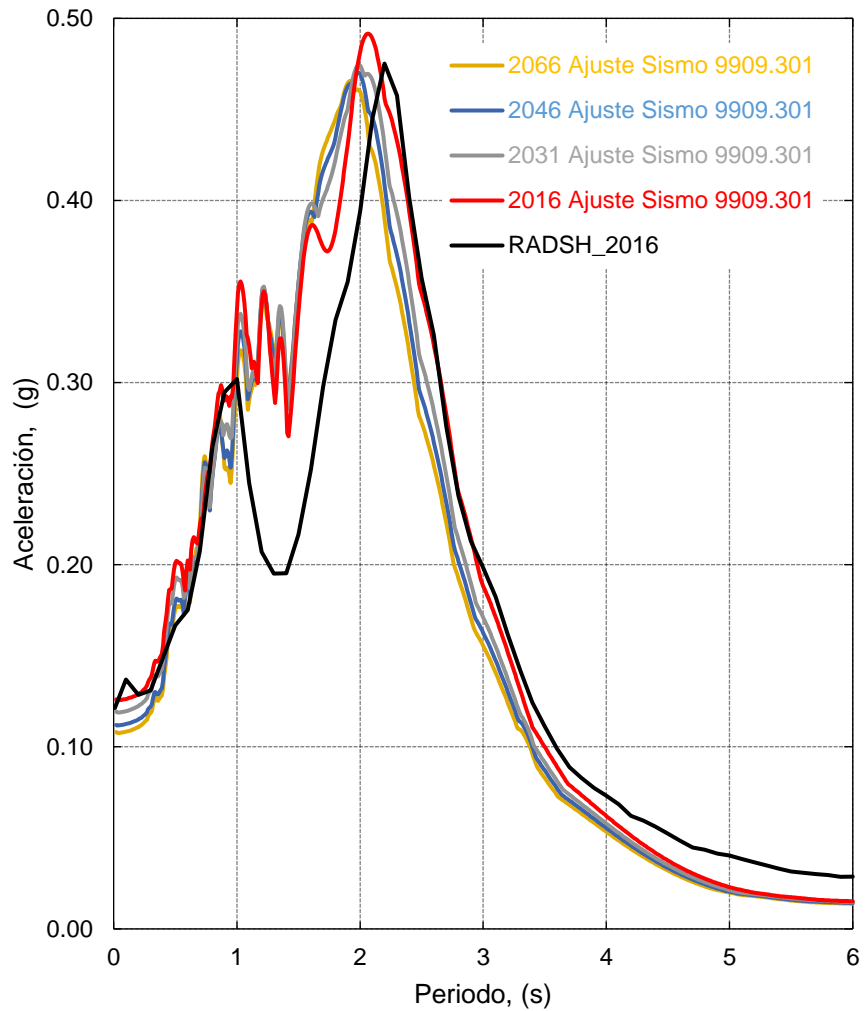


Figura 6.2 Calibración de modelos en Plaxis 2D con el sismo TXCR9909.301

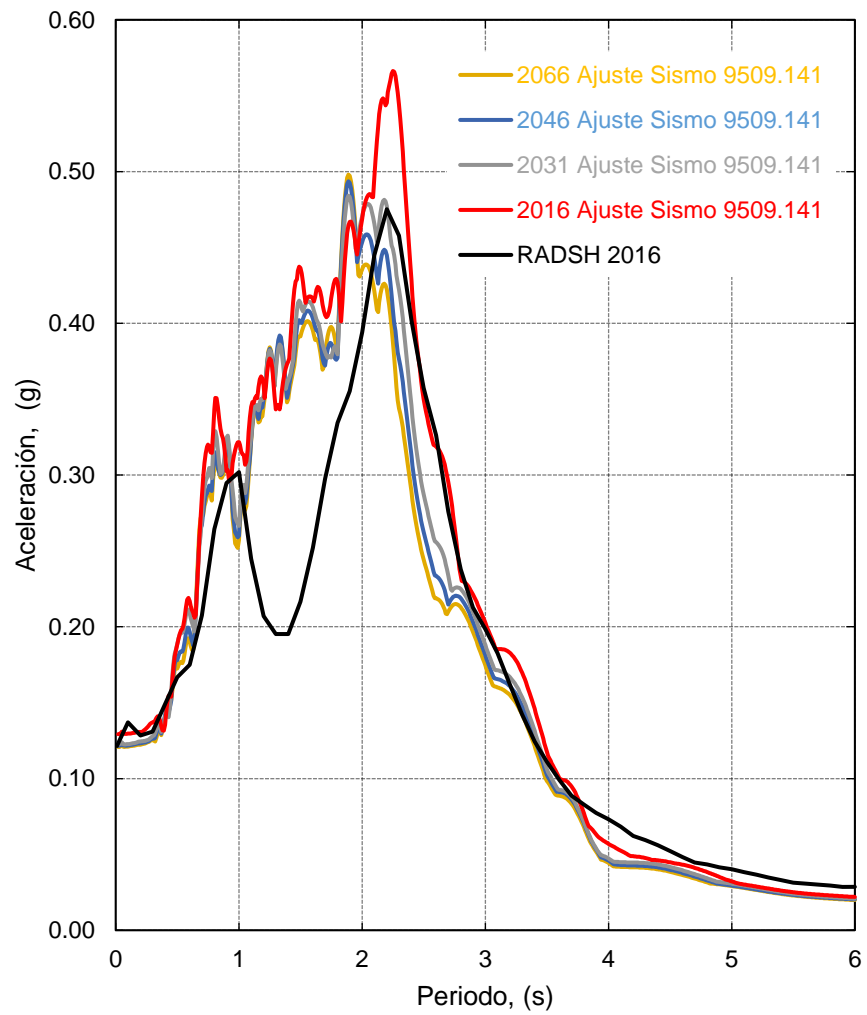


Figura 6.3 Espectros de respuesta ajustado en superficie sismo TXCR9509.141

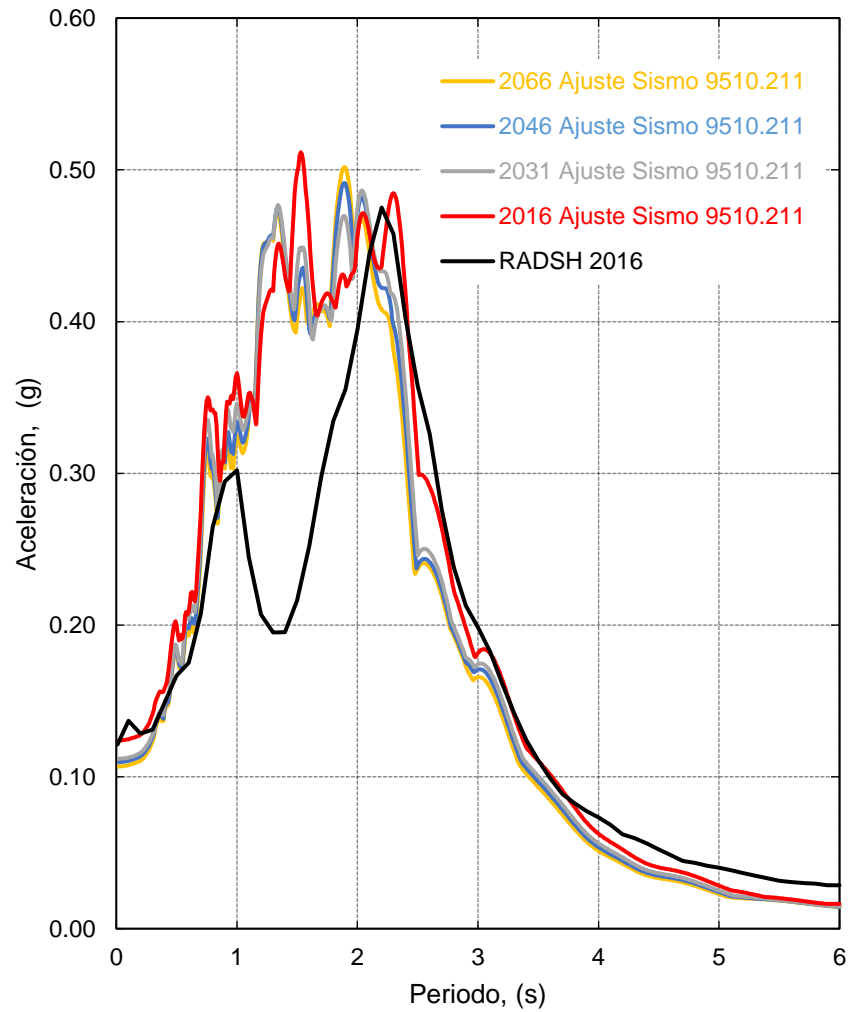


Figura 6.4 Espectros de respuesta ajustado en superficie sismo TXCR9510.211

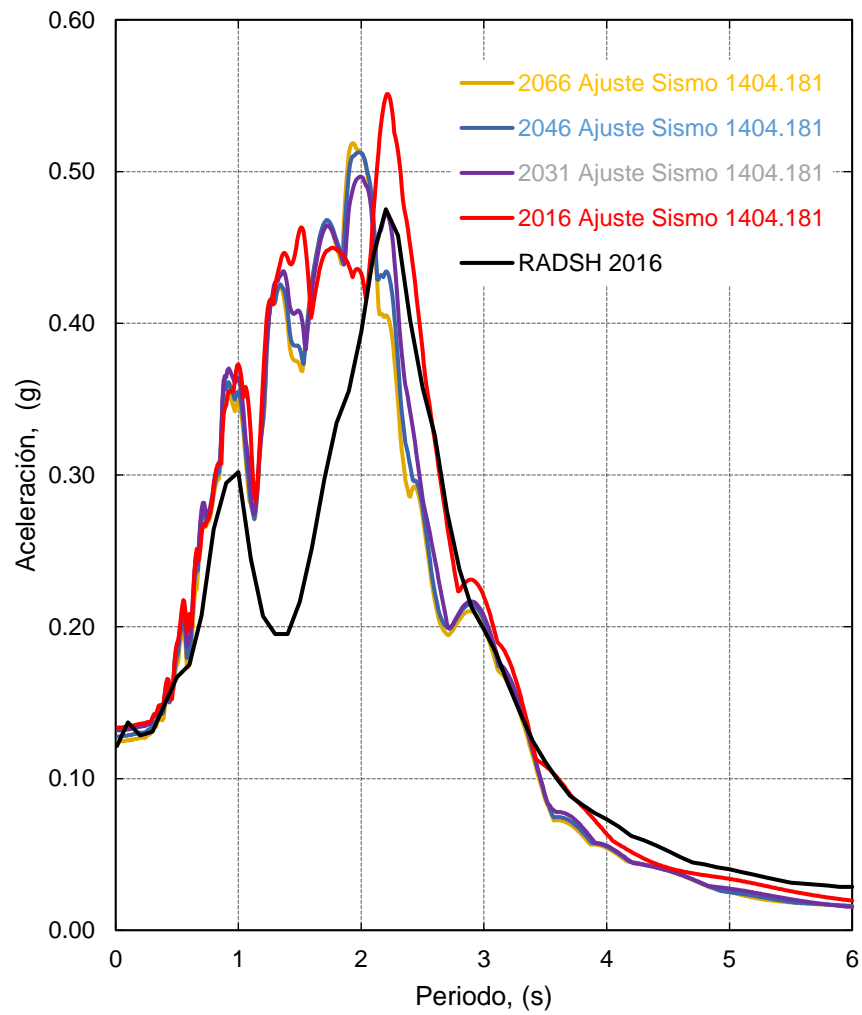


Figura 6.5 Espectros de respuesta ajustado en superficie sismo TXCR1404.181

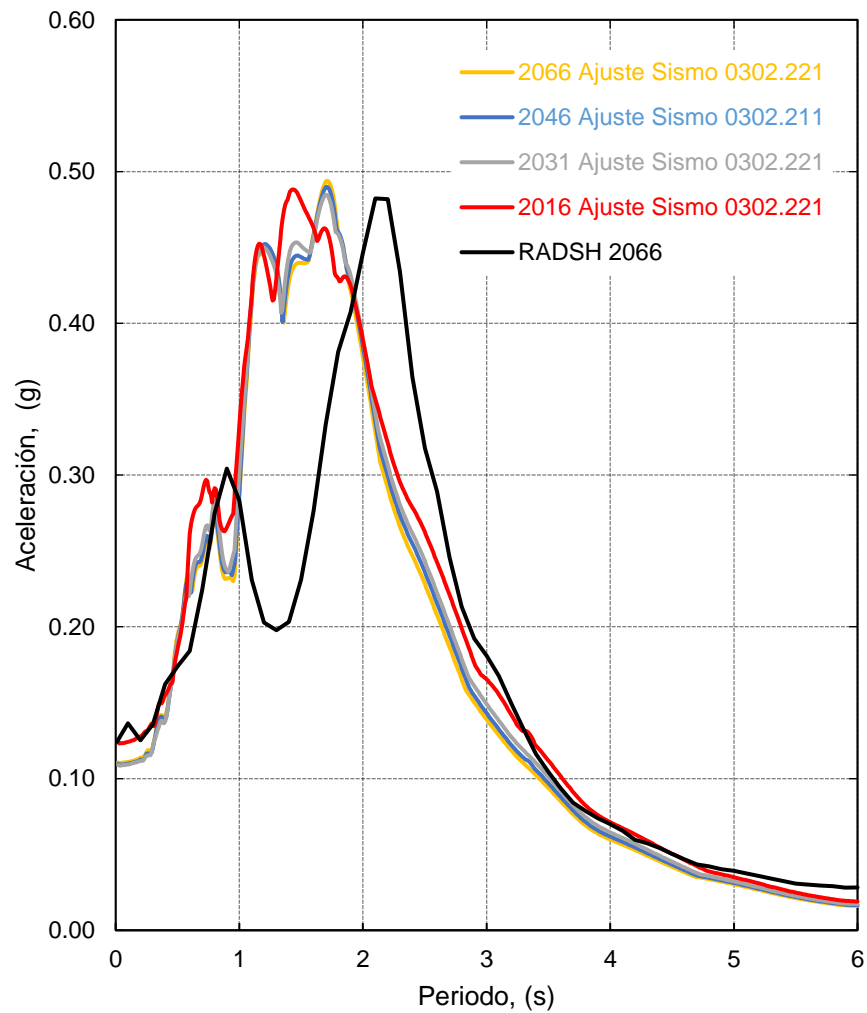


Figura 6.6 Espectros de respuesta ajustado en superficie sismo TXCR0302.221

En la Figura 6.7 a 6.10 se muestra la deformada que se obtiene en campo libre para el sismo sintético TXCR9509.141, que tiene una duración 395 segundo, para los diferentes intervalos de tiempo analizados 2016, 2031, 2046 y 2066.

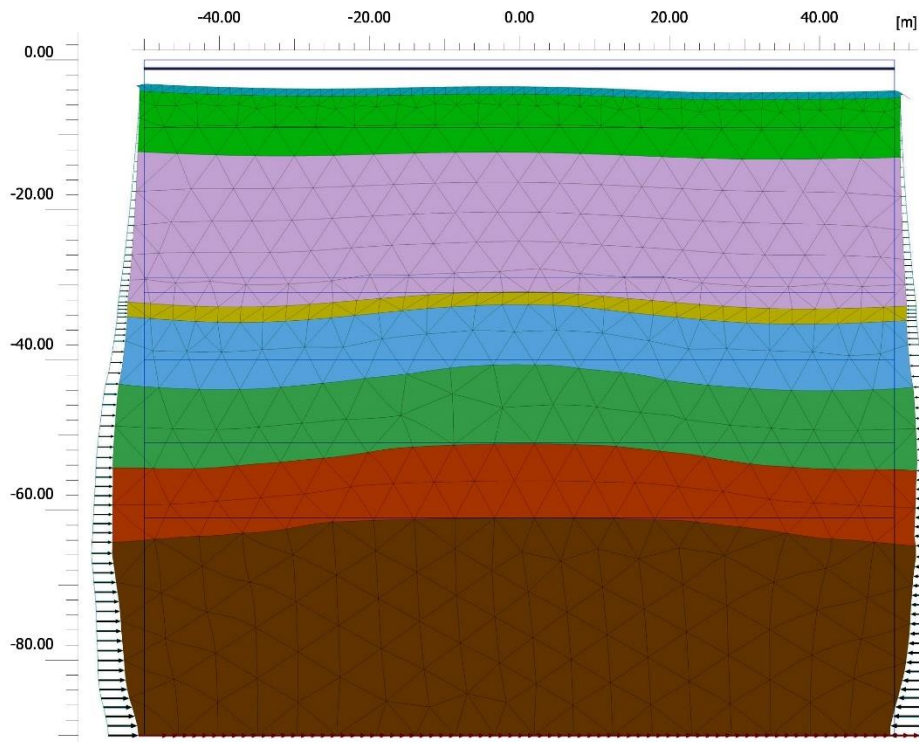


Figura 6.7 Deformada para el año 2016 con sismo de 395 s

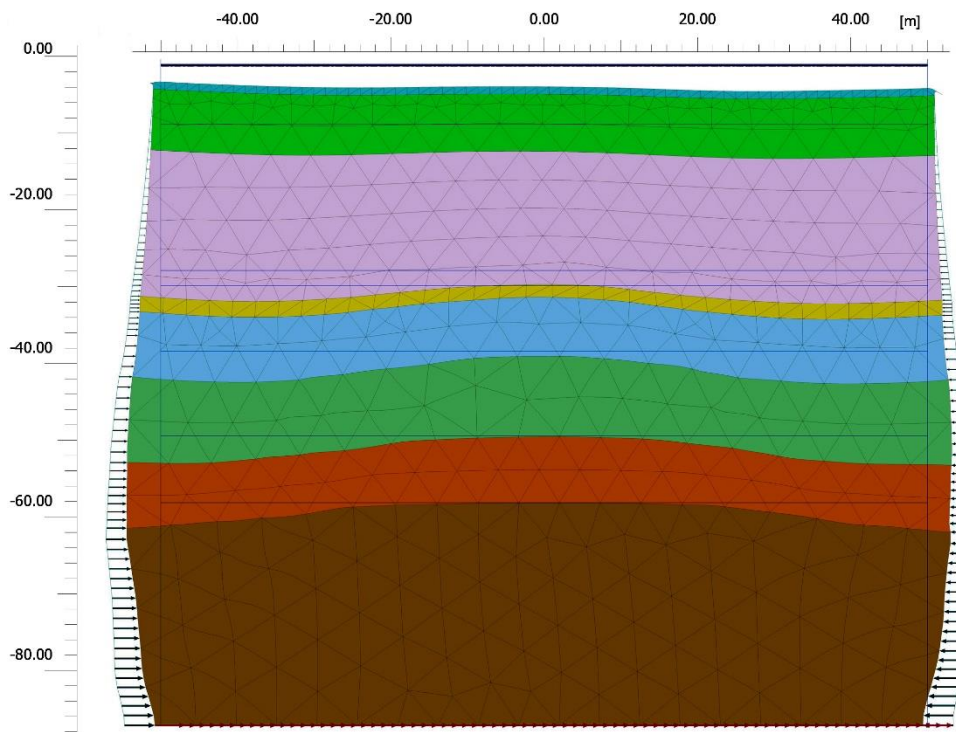


Figura 6.8 Deformada para el año 2031 con sismo de 395 s

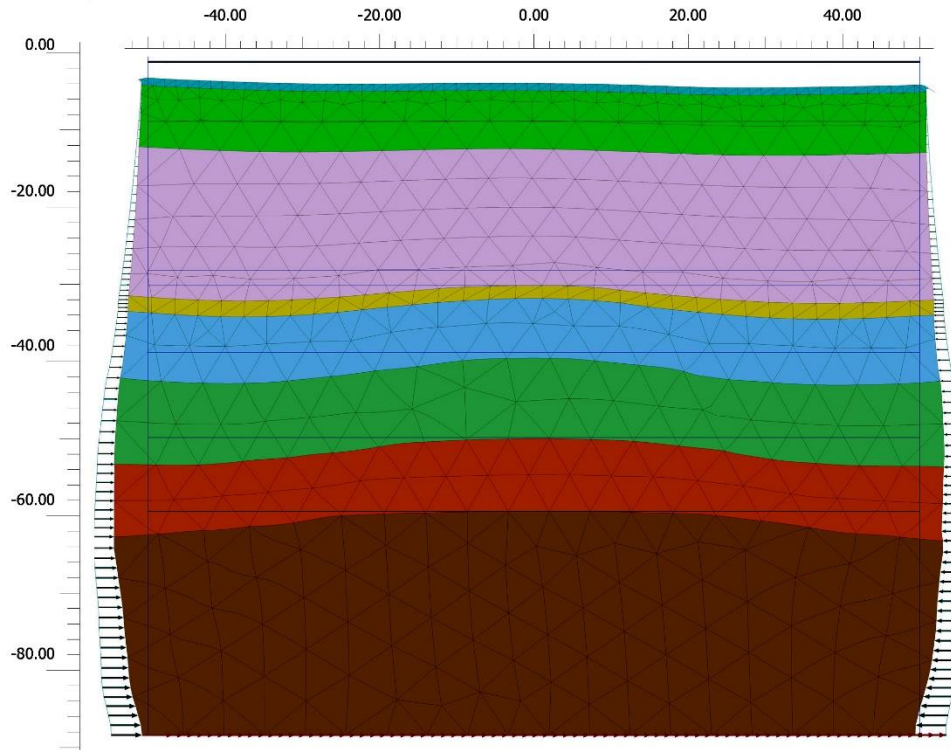


Figura 6.9 Deformada para el año 2046 con sismo de 395 s

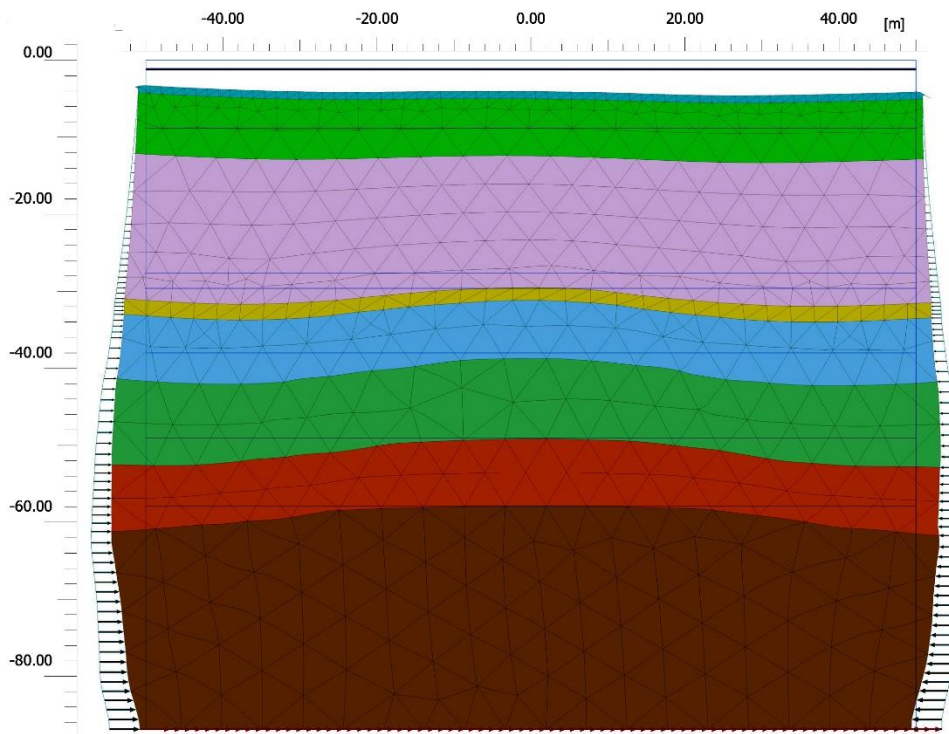


Figura 6.10 Deformada para el año 2066 con sismo de 395 s



En las figuras anteriores se muestra la deformada del depósito de suelo, en donde los desplazamientos oscilan entre 27 y 28 centímetros con el sismo sintético de 395 segundos. Cabe mencionar que las fronteras se definieron como campo libre en Plaxis 2D permitiendo que la onda sísmica se propague hacia los lados del modelo.

6.2. Deformaciones en el túnel por sismo

Para que la estructura cumpla con las funciones para las cuales fue proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de límites que no afecten su correcto funcionamiento ni su estabilidad. Se llama estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable. Se distinguen dos estados límites. Aquellos relacionados con la seguridad, se denominan estados límites de falla y corresponden a situaciones en las que la estructura presenta una falla total o parcial, o presenta daños que afecta su capacidad para resistir nuevas acciones. El otro tipo de estado límite se relaciona con aquellas situaciones que, aún sin poner el juego la seguridad de la estructura, afectan el funcionamiento de la construcción. Éstos se denominan estados límite de servicio (Meli, 2013).

En este sentido, se realizó la revisión de la deformación diametral que está limitada al 0.5% del diámetro (Peck, 1969). El cambio del diámetro se mide mediante la convergencia vertical, que es igual a la deformación en la clave más la deformación de la cubeta y la convergencia horizontal es igual a la suma de las deformaciones en los hastiales. Por otro lado, se evalúa la distorsión del túnel de acuerdo con la Tabla 6.1 tomada de la Sociedad Británica de Túneles y el Instituto de Ingenieros Civiles de Inglaterra (BTS & ICE, 2004) donde recomienda que para todas las situaciones la distorsión no debe exceder el 2%.



Tabla 6.1 Distorsiones para túneles circulares de acuerdo con el tipo de suelo

Tipos de suelo	Distorsión
Arcilla dura con una relación de preconsolidación > 2.5 -3.0	0.15-0.40%
Arcillas y limos blandos con una relación de preconsolidación <2.5-3.0	0.25-0.75%
Arenas densas	0.05-0.25%

Tomada de BTS & ICE, 2004

En este trabajo la distorsión máxima permisible se toma de la tabla anterior. La distorsión se obtiene como la diferencia entre el diámetro máximo deformado y el diámetro mínimo deformado entre el diámetro máximo deformado. Los resultados se muestran en la Tabla 6.2 donde se observa que son aceptables tanto la deformación diametral como la distorsión por lo que es el túnel es estable.

Tabla 6.2 Distorsiones en elementos del túnel para cada evento

Sismo	Evento	Desplazamiento				Deformación diametral %	Distorsión %
		Clave (mm)	Cubeta (mm)	Hastial derecho (mm)	Hastial izquierdo (mm)		
TXCR9510.211	2016	-0.03079	-0.03077	0.43009	0.43010	0.017	0.034
TXCR9509.141	2016	-0.00003	-0.00003	-0.02205	-0.02205	0.001	0.002
TXCR9909.301	2016	-0.08178	-0.08157	1.21069	1.21058	0.048	0.097
TXCR1404.181	2016	0.00036	0.00037	0.03420	0.03419	0.001	0.003
TXCR9510.211	2031	-0.04377	-0.04099	0.47378	0.47111	0.019	0.038
TXCR9509.141	2031	0.00003	0.00003	-0.02344	-0.02344	0.001	0.002
TXCR9909.301	2031	-0.02146	-0.02147	0.55242	0.55244	0.022	0.044
TXCR1404.181	2031	0.00024	0.00026	0.03601	0.03599	0.001	0.003
TXCR9510.211	2046	-0.03473	-0.03119	0.49882	0.49539	0.020	0.040
TXCR9509.141	2046	0.00004	0.00003	-0.02297	-0.02296	0.001	0.002
TXCR9909.301	2046	-0.01186	-0.01176	0.45894	0.45885	0.018	0.037
TXCR1404.181	2046	0.00026	0.00027	0.03392	0.03390	0.001	0.003
TXCR9510.211	2066	-0.02679	-0.02362	0.45750	0.45450	0.018	0.036
TXCR9509.141	2066	0.00008	0.00007	-0.02289	-0.02288	0.001	0.002
TXCR9909.301	2066	-0.00665	-0.00687	0.40804	0.40828	0.016	0.033
TXCR1404.181	2066	0.00029	0.00031	0.03183	0.03182	0.001	0.003

En la Figura 6.11 a 6.14 se muestran las deformaciones en clave y hastiales del túnel de cinco metros de diámetro para los diferentes eventos con el sismo de mayor duración (395 segundos) es decir con el sismo sintético TXCR9509.141.

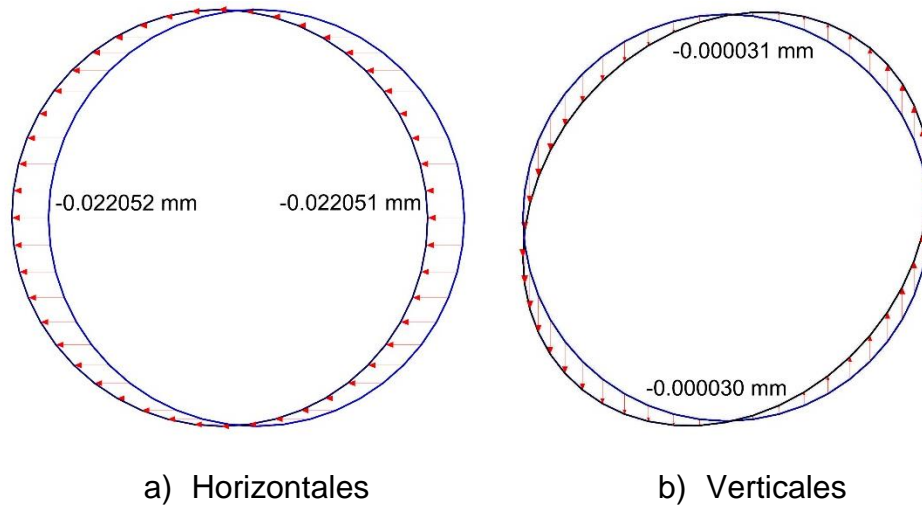


Figura 6.11 Deformaciones para el año 2016 en el túnel

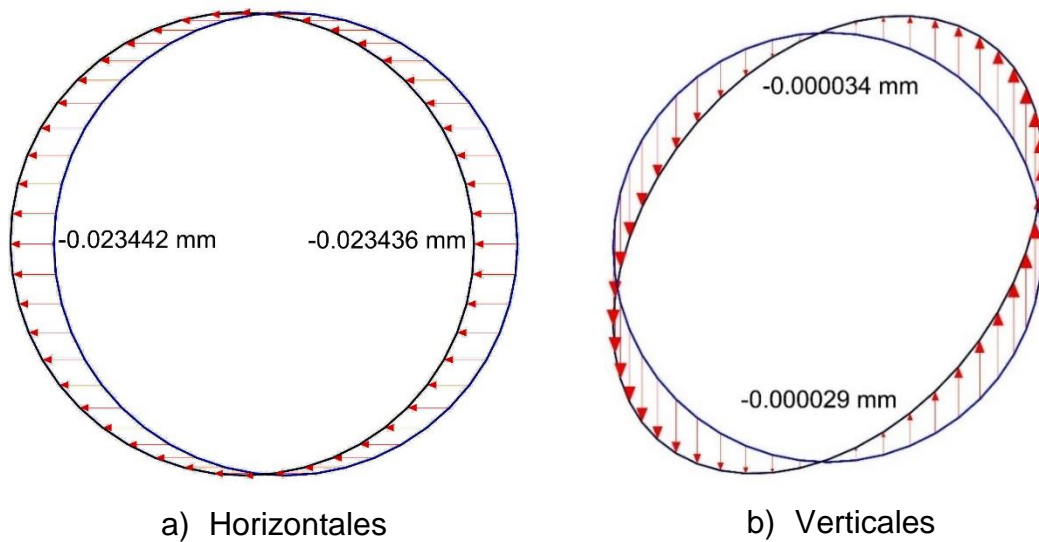


Figura 6.12 Deformaciones para el año 2031 en el túnel

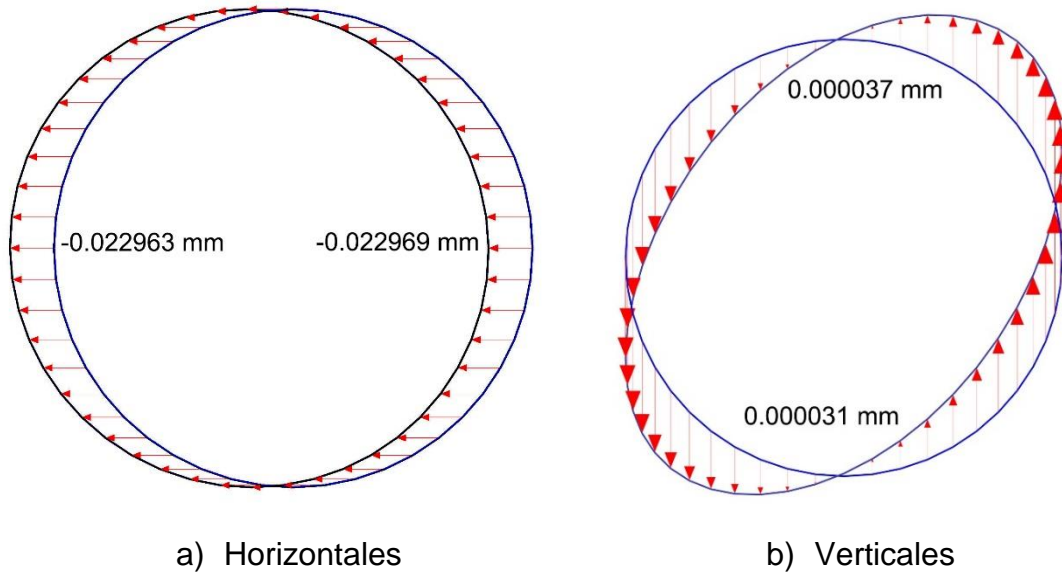


Figura 6.13 Deformaciones para el año 2046 en el túnel

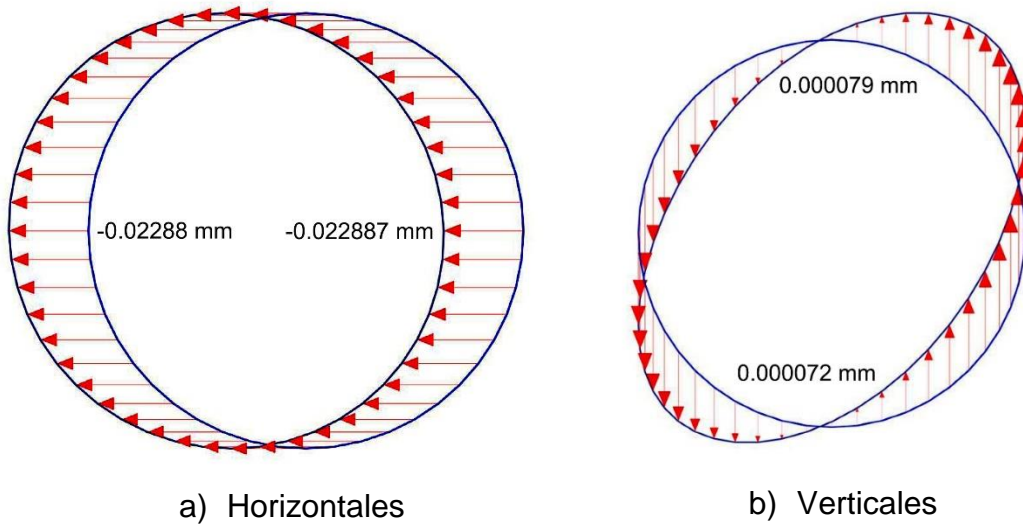


Figura 6.14 Deformaciones para el año 2066 en el túnel

En la Tabla 6.3 se muestra los valores de los elementos mecánicos: axial, cortante y momento flexionante en el túnel para los eventos 2016 y 2066 así como en las Figuras 6.15 y 6.16.



Tabla 6.3 Elementos mecánicos del túnel para diferentes eventos.

sismo		Axial (kN/m)			
		Clave	Cubeta	Hastial derecho	Hastial izquierdo
Año 2016	TXCR9510.211	-335.06	-342.93	-403.8	-402.92
	TXCR9509.141	-337.2	-345.85	-422.00	-421.10
	TXCR9909.301	-335.82	-343.09	-406.32	-406.02
	TXCR1404.181	-336.43	-344.74	-413.21	-413.05
Año 2066	TXCR9510.211	-339.3	-348.32	-417.58	-417.20
	TXCR9509.141	-348.84	-359.65	-451.59	-450.13
	TXCR9909.301	-340.54	-349.68	-419.72	-418.92
	TXCR1404.181	-345.93	-356.07	-435.80	-436.15
		Cortante (kN/m)			
		Clave	Cubeta	Hastial derecho	Hastial izquierdo
Año 2016	TXCR9510.211	4.99	3.55	-9.11	1.93
	TXCR9509.141	0.88	2.26	-8.45	4.65
	TXCR9909.301	-5.49	-5.25	-1.08	10.42
	TXCR1404.181	-0.8	-0.34	-6.11	6.57
Año 2066	TXCR9510.211	0.21	0.73	-6.4	6.05
	TXCR9509.141	2.99	3.58	-11.03	4.94
	TXCR9909.301	-0.17	0.86	-7.99	5.51
	TXCR1404.181	-0.32	-0.48	-6.89	9.36
		Momento (kN/m/m)			
		Clave	Cubeta	Hastial derecho	Hastial izquierdo
Año 2016	TXCR9510.211	47.25	36.44	-44.81	-45.14
	TXCR9509.141	66.76	55.6	-61.42	-61.54
	TXCR9909.301	49.76	39.11	-47.39	-47.34
	TXCR1404.181	57.58	46.42	-53.53	-53.65
Año 2066	TXCR9510.211	59.07	48.33	-55.14	-54.74
	TXCR9509.141	87.55	76.34	-79.21	-79.25
	TXCR9909.301	59.98	49.41	-55.85	-55.39
	TXCR1404.181	73.6	61.48	-66.69	-66.69

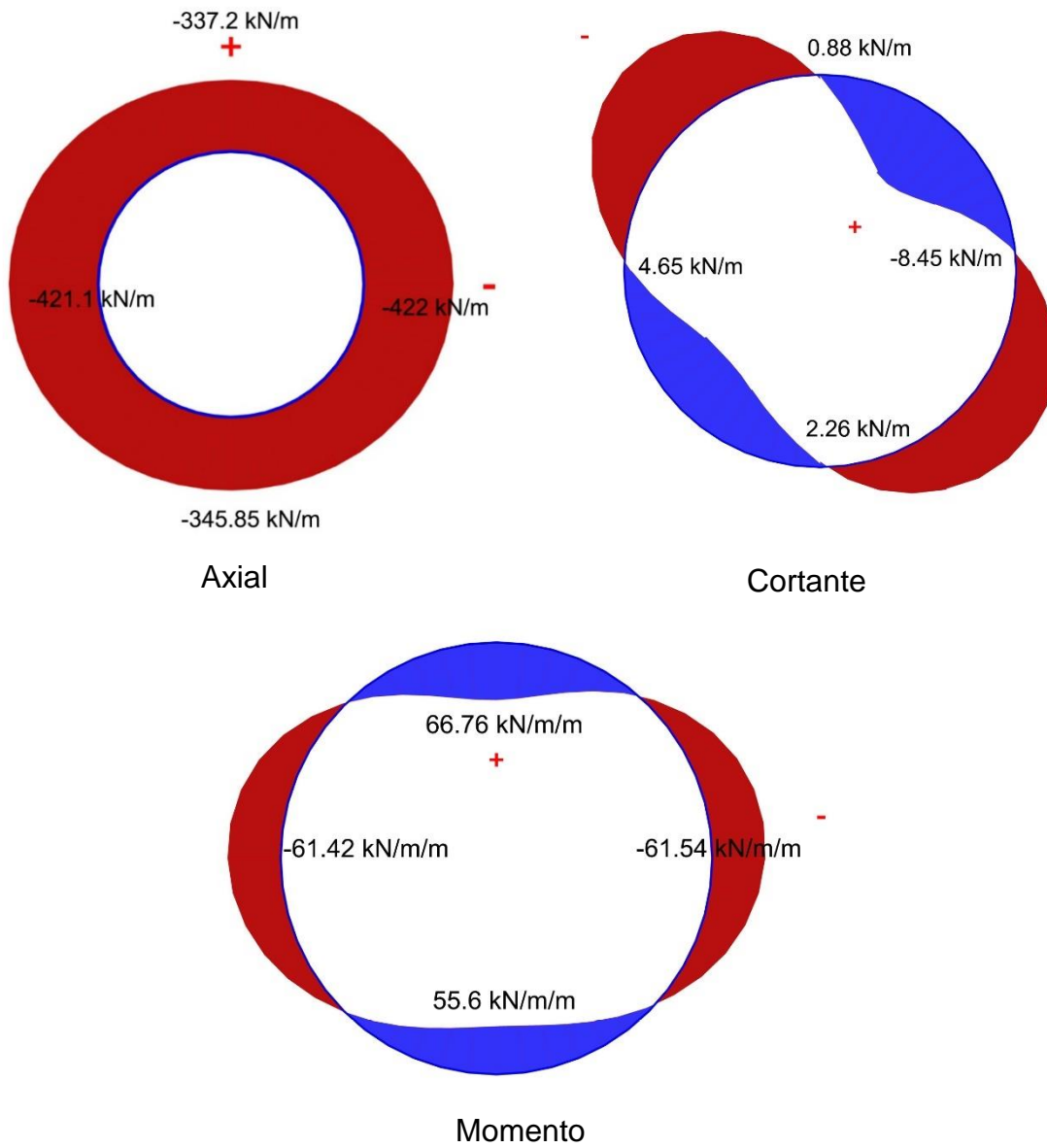


Figura 6.15 Elementos mecánicos año 2016 con sismo TXCR9509.141

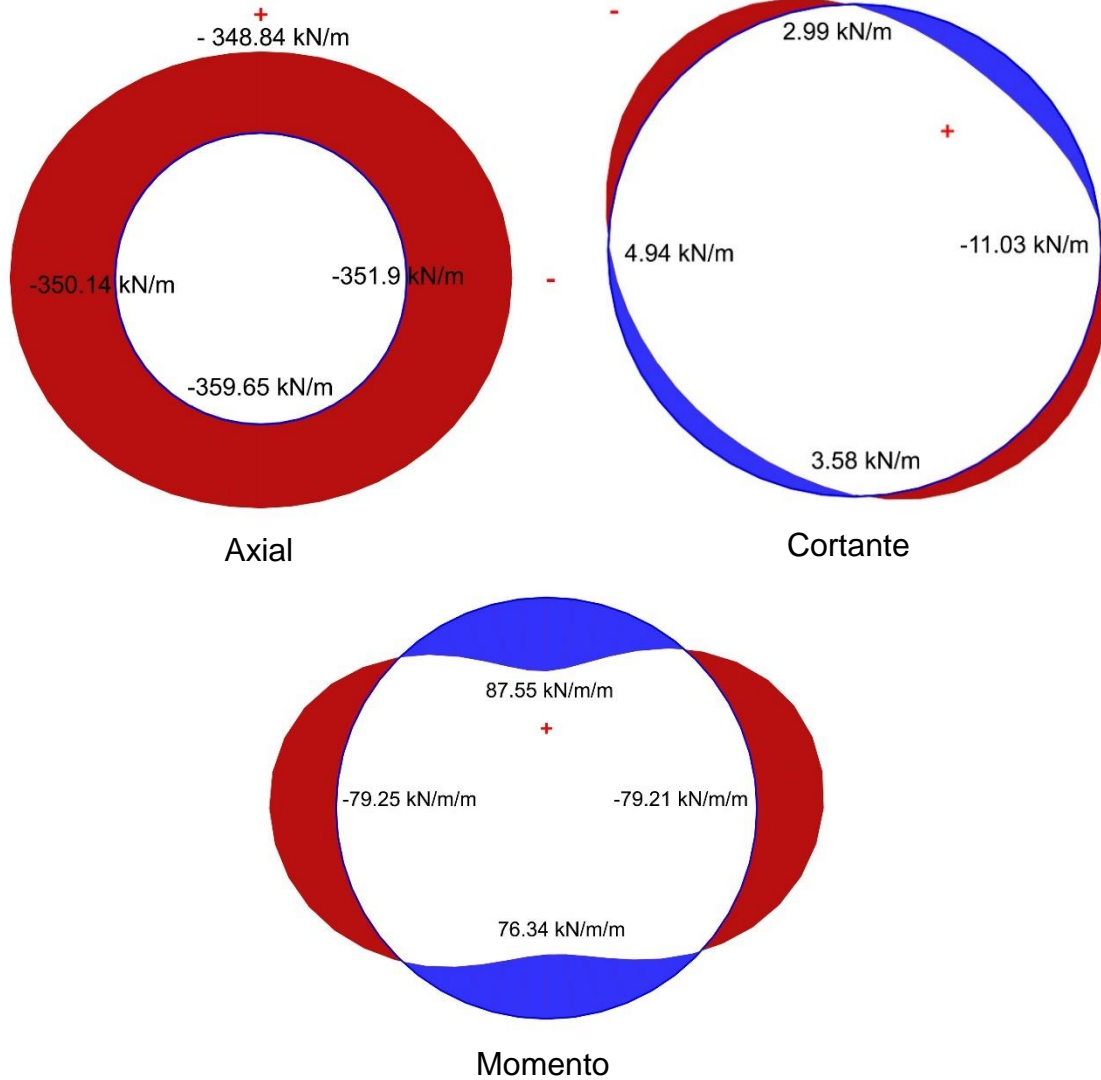


Figura 6.16 Elementos mecánicos año 2066 con sismo TXCR9509.141

Como se puede observar para un periodo de 50 años, la fuerza axial y momento aumentan con el tiempo, mientras que el cortante aumenta para el sismo de mayor duración (395 segundos) y disminuye con sismos de menor duración.



CONCLUSIONES

En este trabajo de tesis se estudia la influencia de la evolución de las propiedades mecánicas y dinámicas de suelos altamente compresibles, debido al proceso de consolidación, en el comportamiento sísmico de túneles de un sistema de drenaje. Con base en datos disponibles, se determina la estratigrafía y propiedades dinámicas del subsuelo, con los cuales se proponen modelos numéricos bidimensionales de elementos finitos, para evaluar la respuesta de sitio a diferentes tiempos (2031, 2046, 2066 años), tomando como referencia la respuesta obtenida para el año 2016. Se comparan los resultados de los modelos numéricos con los espectros de sitio obtenidos en superficie para diferentes puntos de estudio, generados con el programa de propagación de onda unidimensional, RADSH.

Se definió el ambiente sísmico a partir de cinco sismos sintéticos obtenidos de un ajuste espectral, tomando como referencia un espectro de peligro uniforme y cinco sismos semilla; éstos fueron utilizados como movimiento de entrada para diferentes intervalos de tiempo en el programa Plaxis 2D para obtener la respuesta en superficie.

Al principio de la investigación se empleó un modelo Soft Soil para las arcillas y Mohr Coulomb para las arenas, considerando 19 estratos; sin embargo, en los análisis de campo libre obtenidos con el programa Plaxis 2D no mostraron congruencia con los obtenidos con RADSH, por lo que se decidió usar el modelo Hardening Soil Small, que permite introducir otros parámetros como el módulo de rigidez y amortiguamiento, este último en función de los coeficientes de Rayleigh, que permiten simular mejor el amortiguamiento. Se pudo observar que el modelo Hardening Soil Small exhibió respuestas más cercanas a la estimación hecha con el programa RADSH en superficie. El modelo HSS utiliza demasiados parámetros, por lo que se debe tener cuidado en la selección de los parámetros, en especial cuando se calibran las curvas de degradación.



Cabe destacar que la etapa de calibración de los modelos, con base en la respuesta de campo libre, es medular en los análisis de interacción suelo-túnel de drenaje. Una vez calibrados los modelos, se procedió a revisar el comportamiento dinámico de los depósitos de suelo con la presencia del túnel.

Después de analizar los movimientos sísmicos con el programa Plaxis 2D para cada evento (2016,2031, 2046, 2066) en la clave y hastiales del túnel, se obtuvieron valores de deformación que son menores al límite de 0.5 % del diámetro del túnel y valores de las distorsiones menores al 1% que se establecieron como límite. Se concluye que el túnel de 5 metros de diámetro es estable para un periodo de 50 años considerando diferentes sismos analizados, en este trabajo el sismo más desfavorable es de 395 segundos (TXCR9509.141).

Con base en los resultados obtenidos de la interacción suelo-túnel para cada escenario analizado (2016,2031,2046,2066), se puede concluir que las mayores distorsiones se presentan durante los eventos sísmicos de menor duración (TXCR 9909.301 y TXCR 9510.211 de 30 y 48 segundos respectivamente) en tanto que las deformaciones diametrales más pequeñas se presentan con los sismos sintéticos de mayor duración (TXCR9509.141 y TXCR1404.181 de 395 y 100 segundos respectivamente).

Finalmente, del análisis del comportamiento del revestimiento primario del túnel en un periodo de 50 años, se observó que los elementos mecánicos: fuerza axial y momento flexionante presentan un aumento en su magnitud con el tiempo, para los cuatro escenarios sísmicos analizados, mientras que para el cortante en la clave se observó una disminución con escenarios sísmicos de menor duración y un aumento en su magnitud con el sismo de mayor duración.



REFERENCIAS

Abrahamson, N. A. (1998). Non-stationary spectral matching program RSPMATCH. *Pacific Gas & Electric Company Internal Report*.

ACI Committee 209, (1992). "Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures (ACI 209R-92)". American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ASTM D5778-12, Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.

ASTM D1586-11, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011

Auvinet et. al. (2014). Reflexiones sobre el uso del método de elemento finito para la modelación de obras geotécnicas. *Ciudad de México: SMIG, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*.

Auvinet G. y Rodríguez J.F. (2013). "Apuntes del curso de modelación numérica en geotecnia", *Programa de estudios de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM*.

Biringen Emre, y Davie John (2010). Suspension P-S Logging for Geophysical Investigation of Deep Soil and Bedrock. *Advances in Analysis, Modeling & Design*

Botero E., A. Ossa, E. Ovando, L. Sierra and V. Giraldo., 2013. Effect of the subsoil conditions in the seismic interaction between two underground stations connected by a circular section tunnel. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.

Botero E., E. Ovando, A. Ossa, V. Giraldo & L. Sierra., 2012. Model for the determination of seismic interaction between tunnel and underground station. 15WCEE Lisbon Octubre 2012.

Brinkgreve, R. B. (2005). Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. In *Soil constitutive models: Evaluation, selection, and calibration* (pp. 69-98).

Brinkgreve, R. B. J., Kappert, M. H., & Bonnier, P. G. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Proc. of Num. Mod. in Geomech., NUMOG X, Rhodes, 737-742*.



British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers. (2004) *“Tunnel Lining Design Guide”*. Londres: Thomas Telford.

De Ruiter, J. (1981). Current penetrometer practice. In *Cone Penetration Testing and Experience* (pp. 1-48). ASCE.

Geotec (2013). *Estudios de exploración del subsuelo y pruebas de laboratorio en el terreno, para atender la demanda de servicios aeroportuarios en el centro del país. Contrato N° 123-O12-DTCN01-3S, Carpeta 1, Informe Final.*

Ghali, A., Favre, R., & Elbadry, M. (2006). *Concrete structures: Stresses and deformations: Analysis and design for serviceability*. CRC Press.

Gilbert, R. I. (1988). *Time effects in concrete structures*.

Grupo de ingeniería en Consultoría y Obras, S.A. de C.V., Informe: Estudio de Túneles. 2016.

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm6).

Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., John, I., & Yao, C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and underground space technology*, 16(4), 247-293.

Idriss, I. M., & Seed, H. B. (1970). Seismic response of soil deposits. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.

Karabalis, D. L., & Beskos, D. E. (1997). Numerical methods in earthquake engineering. *Computational Mechanics Publications, Southampton*, 1-102.

Lilhanand, K., & Tseng, W. S. (1988). Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra. *Development*, 3, 7-8.



Meli, P. (2013). "Diseño estructural" 2da Ed, Limusa, México D.F. pp. 56-57.

Moreno Fernández, Andrés (2016). Maestría en túneles y obras subterráneas, (UNAM). Seminario de investigación semestre 2016.

Osorio, L (2007). "Tesis de Maestría: Caracterización de Parámetros Sísmicos en el Lago de Texcoco". México, D.F.

Osorio, L., & Mayoral, J. M. (2013). Seismic microzonation for the northeast Texcoco lake area, Mexico. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 48, 252-266.

Ogura, K. (1983). *U.S. Patent No. 4,383,591*. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.

Ohsaki, Y. (1969). *The effects of local soil conditions upon earthquake damage*.

Ovando, E y Ossa, A (2004) "Modelo elasto-viscoplástico para la consolidación de los suelos y su aplicación al hundimiento regional de la ciudad de México", *memorias XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Guadalajara, México. Vol. 1, 291-299.

Ovando Shelley E., Romo, M. P. and Ossa, A. (2007). "The sinking of Mexico city: Its effects on soil properties and seismic response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 333-343, México.

Ovando Shelley, E., Ossa, A., & Santoyo, E. (2013). "Effects of regional subsidence and earthquake on architectural monuments in Mexico City". *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 65(1), 157-167.

Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. *Proc. 7th Int. Con. SMFE, State of the Art*, 225-290.

Penzien, J., & Wu, C. L. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 27(3), 283-300.



Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(5), 683-691.

Plaxis 2017, B. V. (2017). User's manual of PLAXIS 2D.

Sanchez, F. (2015). Breve historia de los túneles y su incidencia en México. Libro por publicar.

Sánchez, F. (2016). Ingeniería de Túneles. Libro por publicar; registro 03-2015-012110003000-1 SEP-INDAUTOR.

Santoyo, E., Lin, R., & Ovando, E. (1989). El cono en la exploración geotécnica. *México: TGC Geotecnia*.

Santoyo, E. (1968), Desarrollo de un penetrómetro y de una veleta”, Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Sedarat, H., Kozak, A., Hashash, Y. M., Shamsabadi, A., & Krimotat, A. (2009). Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 482-490.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*.

Seed, H. B., Romo, M. P., Sun, J. I., Jaime, A., & Lysmer, J. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985—Relationships between soil conditions and earthquake ground motions. *Earthquake spectra*, 4(4), 687-729.



Seed, R. B., Dickenson, S. E., & Mok, C. M. (1992). Recent lessons regarding seismic response analysis of soft and deep clay sites. In Technical Report NCEER (Vol. 1, No. 92-0019, pp. 131-45). US National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER).

SRHDF. (1965). Lumbreras y túneles en suelos, experiencias innovadoras en la ingeniería mexicana. Ciudad de México: Secretaría de Recursos Hidráulicos del Distrito Federal.

St John, C. M., & Zahrah, T. F. (1987). Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and underground space technology*, 2(2), 165-197.

Stephenson, W. B., Lomnitz, C., & Flores, H. (2006). Late resonant response at Texcoco, Valley of Mexico, during distant earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(8), 791-798.

Tercer informe parcial IIUNAM (2016). Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, en el vaso del Ex – Lago de Texcoco, Zona federal. Convenio de colaboración No. GACM/DCI/SJ/CI/013-2015.

TGC (2001). *Trabajos de exploración, muestreo e instrumentación geotécnicas en el probable sitio para el emplazamiento del nuevo aeropuerto de la Ciudad de México, localizado en la zona del ex lago de Texcoco, estado de México*. Informe preliminar.

Wang, J. N. (1993). *Seismic design of tunnels: a simple state-of-the-art design approach*. Parsons Brinckerhoff.



Yin, J y Graham, J (1996) *Elastic visco-plastic modelling of onedimensional consolidation*, *Geotechnique*, 46(3):515-527.

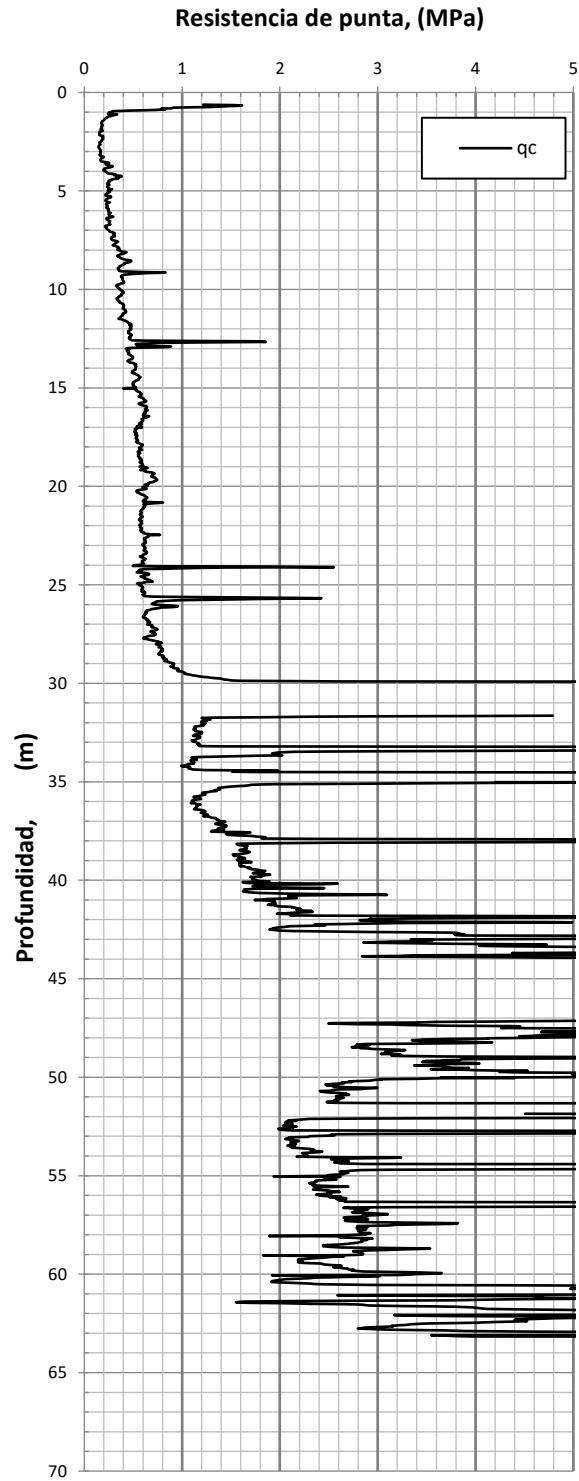
Zeevaert, L. (1953, September). Outline on the stratigraphical and mechanical characteristics of the consolidated sedimentary deposits in the basis of the Valley of Mexico. In IV Congress INQUA, Rome-Pisa, Italy, Abstracts (Vol. 2, pp. 976-987).

Zienkiewicz, O. C., Morgan, K., & Morgan, K. (2006). *Finite elements and approximation*. Courier Corporation.

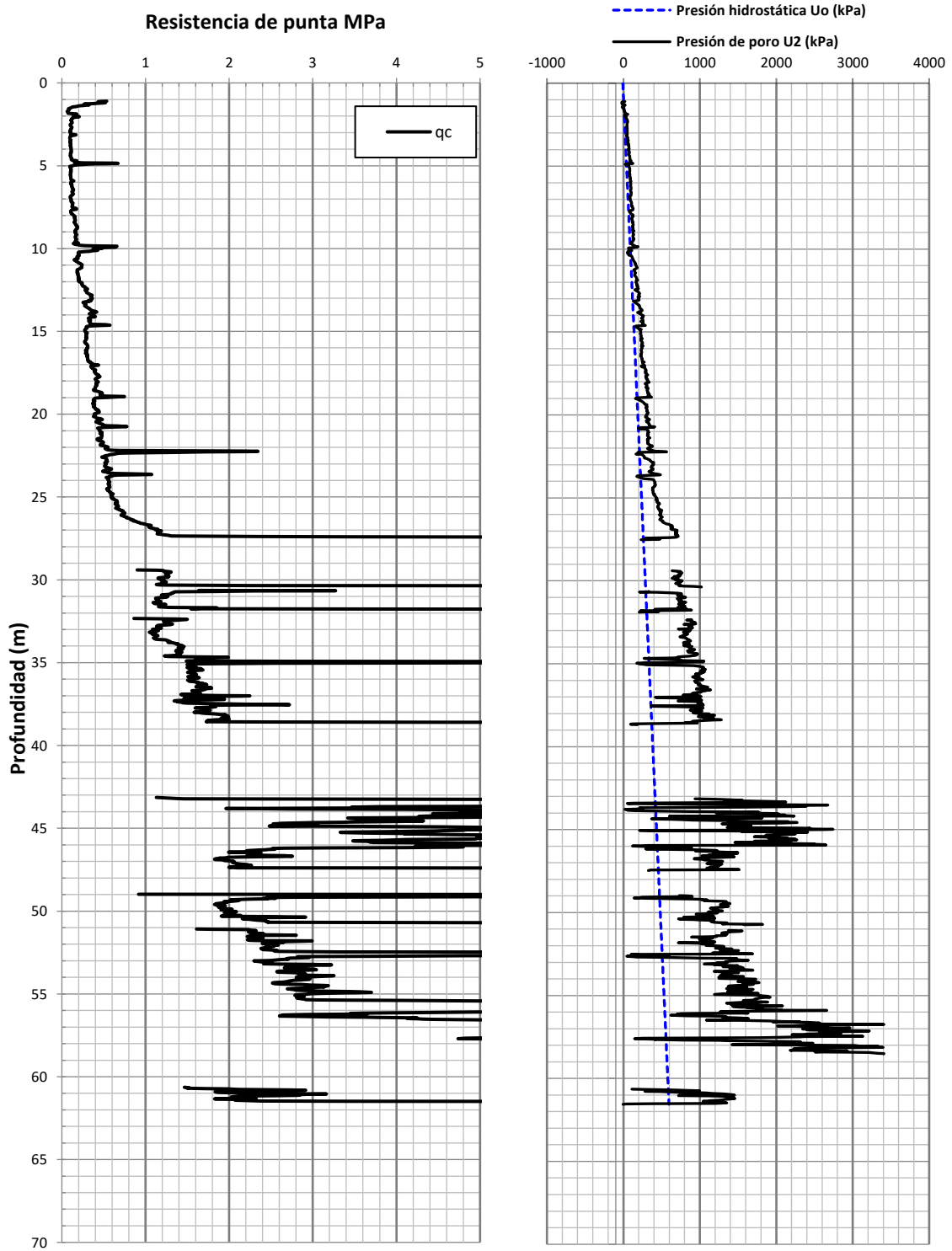


ANEXO A.

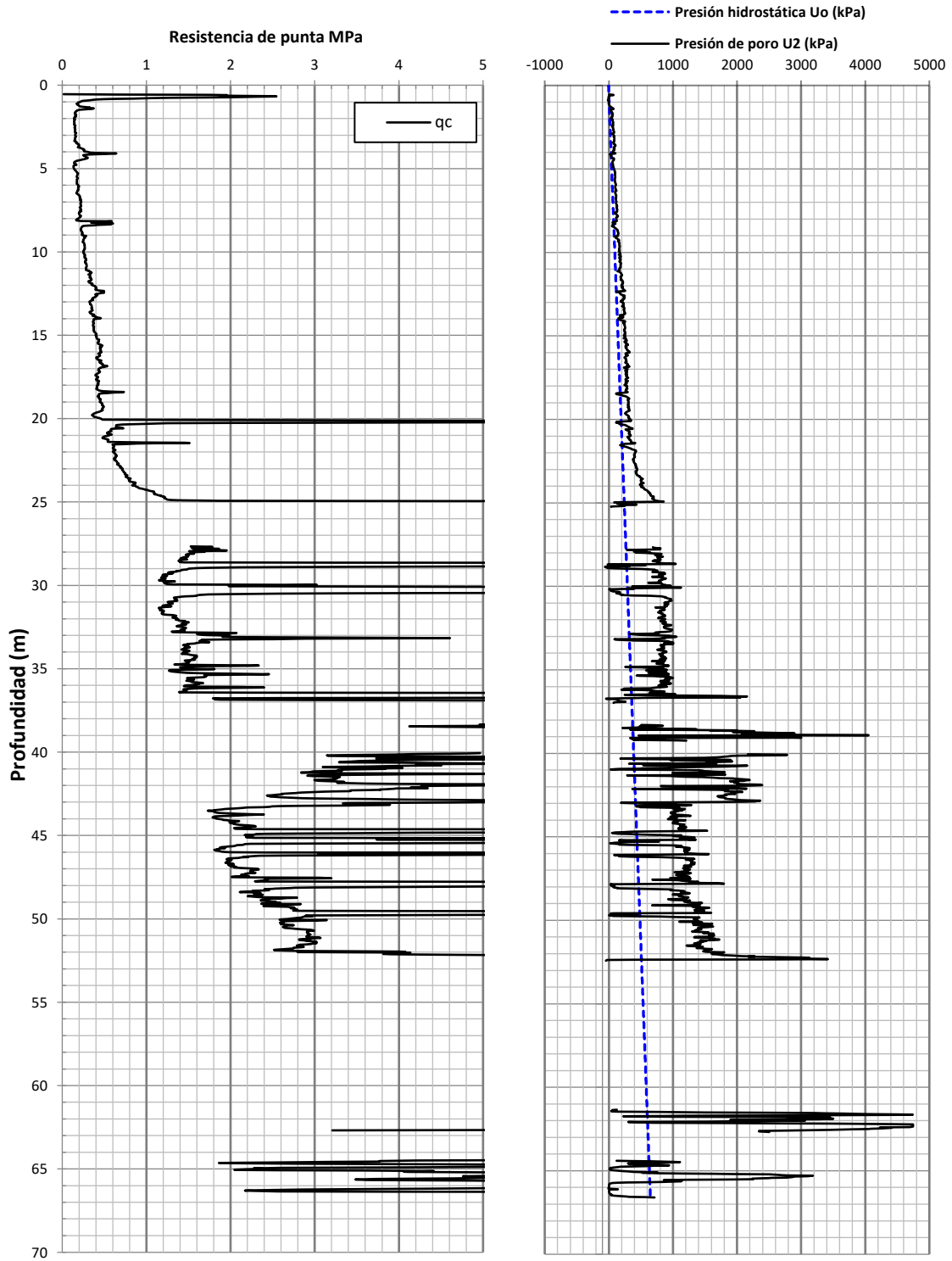
Sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT)



Sondeo CPT-55 Pista 3



Sondeo CPTu-26r Terminales



Sondeo TCPTu-12r Taxiway



ANEXO B

Parámetros usados en la respuesta dinámica



Parámetros utilizados en el análisis de respuesta dinámica a 15 años (2031), sitio
CAD. 1+708, SM-43

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Clasificación S.U.C.S.	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1.00	CH	13.99	94.8	1285
2	1	60	1.00	4.95	3.95	CH	13.99	45.5	295
3	1	60	4.95	8.90	3.95	CH	14.01	53.7	413
4	2	211	8.90	12.84	3.94	CH	12.45	66.6	565
5	2	211	12.84	16.68	3.84	CH	11.99	72.9	652
6	2	211	16.68	20.52	3.84	CH	11.95	77.0	724
7	2	211	20.52	24.34	3.82	CH	12.14	81.9	832
8	2	211	24.34	28.16	3.82	CH	12.10	98.8	1209
9	3	ARENA	28.16	30.16	2.00	M	12.96	156.4	3240
10	4	133	30.16	34.97	4.81	CH	12.78	224.8	6602
11	4	133	34.97	38.83	3.86	CH	12.94	132.8	2334
12	3	ARENA	38.83	43.83	5.00	CH	12.94	184.6	4510
13	3	ARENA	43.83	49.83	6.00	CH	13.51	192.7	5132
14	4	133	49.83	54.60	4.77	MH	13.51	248.1	8503
15	4	133	54.60	59.37	4.77	MH	13.73	181.6	4631
16	3	ARENA	59.37	66.37	7.00	MH	13.74	226.9	7232
17	3	ARENA	66.37	73.37	7.00	MH	13.74	380.7	20362
18	3	ARENA	73.37	80.37	7.00	MH	13.74	545.0	41730
19	3	ARENA	80.37	88.37	8.00	MH	13.74	540.1	40973

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad

Parámetros utilizados en el análisis de respuesta dinámica a 30 años (2046), sitio
CAD. 1+708

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Clasificación S.U.C.S.	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0.00	1.00	1.00	CH	13.99	94.8	1285
2	1	60	1.00	4.94	3.94	CH	13.99	45.5	295
3	1	60	4.94	8.88	3.94	CH	14.01	53.7	413
4	2	211	8.88	12.80	3.92	CH	12.45	66.6	565
5	2	211	12.80	16.58	3.78	CH	11.99	72.9	652
6	2	211	16.58	20.37	3.79	CH	11.95	77.5	733
7	2	211	20.37	24.13	3.76	CH	12.14	83.4	864
8	2	211	24.13	27.89	3.76	CH	12.10	99.8	1233
9	3	ARENA	27.89	29.89	2.00	M	12.96	156.4	3242
10	2	133	29.89	34.61	4.72	CH	12.78	232.4	7056
11	2	133	34.61	38.41	3.80	CH	12.94	133.8	2370
12	3	ARENA	38.41	43.41	5.00	CH	12.94	184.6	4510
13	3	ARENA	43.41	49.41	6.00	CH	13.51	192.8	5132
14	4	133	49.41	53.76	4.35	MH	13.51	254.1	8916
15	4	133	53.76	58.11	4.35	MH	13.73	184.2	4763
16	3	ARENA	58.11	65.11	7.00	MH	13.74	226.9	7232
17	3	ARENA	65.11	72.11	7.00	MH	13.74	380.7	20362
18	3	ARENA	72.11	79.11	7.00	MH	13.74	545.0	41730
19	3	ARENA	79.11	87.11	8.00	MH	13.74	540.1	40973

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad



Parámetros utilizados en el análisis de respuesta dinámica a 50 años (2066), sitio
CAD. 1+708

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Clasificación S.U.C.S.	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1.00	CH	13.99	94.8	1285
2	1	60	1.00	4.92	3.92	CH	13.99	45.5	295
3	1	60	4.92	8.84	3.92	CH	14.01	53.7	413
4	2	211	8.84	12.74	3.90	CH	12.45	66.6	565
5	2	211	12.74	16.47	3.73	CH	11.99	73.0	654
6	2	211	16.47	20.21	3.74	CH	11.95	78.2	748
7	2	211	20.21	23.92	3.71	CH	12.14	85.3	903
8	2	211	23.92	27.63	3.71	CH	12.10	100.7	1255
9	3	ARENA	27.63	29.63	2.00	M	12.96	156.4	3243
10	2	133	29.63	34.27	4.64	CH	12.78	237.8	7389
11	2	133	34.27	38.02	3.75	CH	12.94	134.8	2405
12	3	ARENA	38.02	43.02	5.00	CH	12.94	184.6	4510
13	3	ARENA	43.02	49.02	6.00	CH	13.51	192.8	5132
14	4	133	49.02	53.24	4.22	MH	13.51	257.7	9173
15	4	133	53.24	57.85	4.61	MH	13.73	186.0	4859
16	3	ARENA	57.85	64.85	7.00	MH	13.74	226.9	7232
17	3	ARENA	64.85	71.85	7.00	MH	13.74	380.7	20362
18	3	ARENA	71.85	78.85	7.00	MH	13.74	545.0	41730
19	3	ARENA	78.85	86.85	8.00	MH	13.74	540.1	40973

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad



ANEXO C

Parámetros ponderados usados en el análisis sísmico



Parámetros ponderados utilizados en el análisis sísmico a 15 años (2031) en Plaxis 2D, sitio CAD. 1+708

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²	Clasificación S.U.C.S.
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1.0	13.99	94	1260	CH
2	1	60	1.0	8.9	7.9	14.00	38.0	205	CH
3	2	211	8.9	28.2	19.3	12.13	69.0	667	CH
4	3	Arena	28.2	30.2	2.0	12.96	58.5	570	M
5	4	133	30.2	38.8	8.7	12.85	168.7	4349	CH
6	3	Arena	38.8	49.8	11.0	13.25	94.3	1178	CH
7	4	133	49.8	59.4	9.5	13.62	193.7	6112	MH
8	3	Arena	59.4	88.4	29.0	13.74	368.7	22253	MH

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad

Parámetros ponderados utilizados en el análisis sísmico a 30 años (2046) en Plaxis 2D, sitio CAD. 1+708

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante G _{máx} t/m ²	Clasificación S.U.C.S.
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1.0	13.99	94	1260	CH
2	1	60	1.0	8.9	7.9	14.00	38.0	205	CH
3	2	211	8.9	27.9	19.0	12.13	69.0	680	CH
4	3	Arena	27.9	29.9	2.0	12.96	58.5	571	M
5	4	133	29.9	38.4	8.5	12.85	168.7	4612	CH
6	3	Arena	38.4	49.4	11.0	13.25	94.3	1175	CH
7	4	133	49.4	58.1	8.7	13.62	193.7	6383	MH
8	3	Arena	58.1	87.1	29.0	13.74	368.7	22255	MH

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad



Parámetros ponderados utilizados en el análisis sísmico a 50 años (2066) en
Plaxis 2D, sitio CAD. 1+708

Estrato No.	Tipo de material (Propiedad Dinámica)	IP	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Velocidad de onda de corte Vs 2016 m/s	Módulo de rigidez cortante Gmáx t/m ²	Clasificación S.U.C.S.
			Inicial m	Final m					
1	1	60	0	1	1.0	13.99	94	1260	CH
2	1	60	1.0	8.8	7.8	14.00	38.0	205	CH
3	2	211	8.8	27.6	18.8	12.13	69.0	695	CH
4	3	Arena	27.6	29.6	2.0	12.96	58.5	572	M
5	4	133	29.6	38.0	8.4	12.85	168.7	4807	CH
6	3	Arena	38.0	49.0	11.0	13.25	94.3	1170	CH
7	4	133	49.0	57.9	8.8	13.62	193.7	6461	MH
8	3	Arena	57.9	86.9	29.0	13.74	368.7	22231	MH

IP, Curva de propiedades dinámicas asignados en el modelo según Índice de Plasticidad



ANEXO D

Parámetros ponderados



Parámetros ponderados calibrados para el análisis sísmico a 15 años (2031)

Estrato No.	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Rigidez secante Eref50 kN/m ²	Rigidez tangente edométrica Erefoed kN/m ²	Rigidez recarga-descarga Erefur kN/m ²	Deformación angular de corte $\gamma_{0.7}$	Modulo cortante pequeñas deformaciones G0 kN/m ²	φ' [°]	K0	k [m/day]
	Inicial m	Final m										
1	0	1	1	0.00	784	3500	627	627	0.160	35	0.54	0.008640
2	1	8.9	7.9	13.99	784	1000	2477	627	0.160	40	0.49	0.000864
3	8.9	28.2	19.3	14.00	444	1331	641	222	0.550	44	0.48	0.000864
4	28.16	30.2	2.0	12.13	1522	4567	1522	761	0.021	45	0.29	0.086400
5	30.16	38.8	8.7	12.96	12	2500	22367	400	0.300	41	0.40	0.000086
6	38.83	49.8	11.0	12.85	5955	11418	23000	5091	0.021	45	0.29	0.086400
7	49.83	59.4	9.5	13.25	4888	14663	22896	3910	0.300	40	0.36	0.000009
8	59.37	88.4	29.0	13.62	65770	197310	29867	52616	0.021	45	0.29	0.086400

φ' , Angulo de fricción; K0, Coeficiente de presión de tierras en reposo; k, Permeabilidad

Parámetros ponderados calibrados para el análisis sísmico a 30 años (2046)

Estrato No.	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Rigidez secante Eref50 kN/m ²	Rigidez tangente edométrica Erefoed kN/m ²	Rigidez recarga-descarga Erefur kN/m ²	Deformación angular de corte $\gamma_{0.7}$	Modulo cortante pequeñas deformaciones G0 kN/m ²	φ' [°]	K0	k [m/day]
	Inicial m	Final m										
1	0	1	1	0.00	784	3500	627	627	0.160	35	0.54	0.008640
2	1	8.9	7.9	13.99	784	1000	2470	627	0.160	40	0.49	0.000864
3	8.88	27.9	19.0	14.00	443	1330	638	222	0.550	44	0.48	0.000864
4	27.89	29.9	2.0	12.13	1522	4567	1522	761	0.021	45	0.29	0.086400
5	29.89	38.4	8.5	12.96	5800	10962	21948	4650	0.300	41	0.40	0.000086
6	38.41	49.4	11.0	12.85	5955	11418	23000	5091	0.021	45	0.29	0.086400
7	49.41	58.1	8.7	13.25	4888	14663	20880	3910	0.300	40	0.36	0.000009
8	58.11	87.1	29.0	13.62	65770	197310	29867	52616	0.021	45	0.29	0.086400

φ' , Angulo de fricción; K0, Coeficiente de presión de tierras en reposo; k, Permeabilidad

Parámetros ponderados calibrados para el análisis sísmico a 50 años (2066)

Estrato No.	Profundidad		Espesor H m	Peso volumétrico γ kN/m ³	Rigidez secante Eref50 kN/m ²	Rigidez tangente edométrica Erefoed kN/m ²	Rigidez recarga-descarga Erefur kN/m ²	Deformación angular de corte $\gamma_{0.7}$	Modulo cortante pequeñas deformaciones G0 kN/m ²	φ' [°]	K0	k [m/day]
	Inicial m	Final m										
1	0	1	1	0.00	784	3500	627	627	0.160	35	0.54	0.008640
2	1	8.8	7.8	13.99	784	1000	2458	627	0.160	40	0.49	0.000864
3	8.84	27.6	18.8	14.00	443	1330	635	222	0.550	44	0.48	0.000864
4	27.6	29.6	2.0	12.13	1522	4567	1522	761	0.021	45	0.29	0.086400
5	29.6	38.0	8.4	12.96	5800	10952	21576	4650	0.300	41	0.40	0.000086
6	38	49.0	11.0	12.85	5955	11418	23000	5091	0.021	45	0.29	0.086400
7	49	57.9	8.8	13.25	4838	14515	20256	3871	0.300	40	0.36	0.000009
8	57.9	86.9	29.0	13.62	65770	197310	29867	52616	0.021	45	0.29	0.086400

φ' , Angulo de fricción; K0, Coeficiente de presión de tierras en reposo; k, Permeabilidad