



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
GEOTECNIA – CIMENTACIONES

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LA ETAPA IV DEL RELLENO  
SANITARIO BORDO PONIENTE

TESIS  
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
CAMILO ANDRES DIAZ GUZMAN

TUTOR PRINCIPAL  
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO  
INSTITUTO DE INGENIERIA

CIUDAD DE MEXICO, SEPTIEMBRE 2023



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: M.I. Agustín Deméneghi Colina  
Secretario: DR. Rigoberto Rivera Constantino  
1<sup>er</sup>. Vocal: DR. Eduardo Botero Jaramillo  
2<sup>do</sup>. Vocal: DR. Luis Osorio Flores  
3<sup>er</sup>. Vocal: DR. Miguel Angel Mánica Malcom

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD DE MEXICO

**TUTOR DE TESIS: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO**

---

**FIRMA**

## **Agradecimientos**

*En primer lugar, agradezco a mis padres por su apoyo, comunicación constante y comprensión, por ser ese soporte emocional e impulsarme siempre a perseguir mis metas.*

*Agradezco al CONACYT y al El Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo económico brindado durante la realización de este proyecto.*

*Le agradezco muy respetuosamente a mi tutor el DR. Eduardo Botero Jaramillo por su orientación y sobre todo por transmitirme su pasión por la labor desarrollada, sus valiosos conocimientos me hicieron crecer como profesional.*

*A mis sinodales por sus valiosas contribuciones y orientaciones en el desarrollo de este trabajo.*

*A todas las personas que me apoyaron y han hecho que el trabajo se realice con éxito porque me abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos, además de haberme brindado su valiosa amistad.*

*Gracias a todas las personas que de manera directa o indirecta fueron partícipes de este proceso, sus aportes fueron siempre significativos.*

*Por último, agradecer a la UNAM por haberme permitido formarme en tan prestigiosa Institución. Este es el resultado de muchas horas de estudio y grandes esfuerzos y sobre todo el deseo constante de superación.*



## Contenido

1	INTRODUCCIÓN.....	2
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Alcances.....	3
2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
2.1	Sismicidad.....	7
2.2	Amplificación sísmica en la ciudad de México.....	8
2.3	Estratigrafía del sitio.....	10
2.4	Composición y de los residuos sólidos municipales.....	14
2.5	Casos históricos de fallas en relleno sanitarios.....	15
2.5.1	Falla del relleno sanitario Kettleman Hills (Unidad B-19).....	15
2.5.2	Deslizamiento del relleno sanitario Doña Juana.....	15
2.5.3	Falla de talud del relleno sanitario Payatas.....	16
2.5.4	Falla del talud del relleno sanitario Xerolakka.....	17
3	MARCO TEÓRICO.....	18
3.1	Propiedades dinámicas de los materiales.....	18
3.1.1	Comportamiento cíclico de suelos.....	19
3.1.2	Propiedades dinámicas para modelado el numérico.....	24
3.2	Respuesta de sitio.....	38
3.2.1	Lineal.....	39
3.2.2	No lineal.....	42
4	PLANTEAMIENTO DEL MODELO.....	43
4.1	Propiedades geotécnicas de los residuos.....	43
4.1.1	Peso volumétrico.....	45
4.1.2	Permeabilidad.....	48
4.1.3	Resistencia al corte.....	49
4.1.4	Compresibilidad.....	50
4.1.5	Coefficiente de Poisson.....	51
4.2	Planteamiento del modelo en condición estática.....	52
4.3	Calibración de parámetros con SHAKE.....	54



4.3.1	Registros sísmicos utilizados.....	55
4.3.2	Espectro de Fourier .....	56
4.3.3	Espectros de respuesta de movimientos medidos en la etapa IV del Bordo Poniente .....	59
4.4	Sismos de entrada .....	63
4.5	Modelación dinámica, FLAC3D .....	67
4.5.1	Carga dinámica y condiciones de frontera.....	67
4.5.2	Mallado dinámico con el método de las diferencias finitas .....	69
4.5.3	Amortiguamiento.....	70
5	RESULTADOS Y ANÁLISIS .....	70
5.1	Elección del modelo adecuado de acuerdo con su geometría .....	71
5.2	Resultados y análisis de historias de desplazamientos.....	72
5.2.1	Sismo Michoacán de 1985 .....	73
5.2.2	Sismo Morelos de 2017 .....	81
5.3	Perfiles de aceleración horizontal máxima .....	88
5.4	Espectros de respuesta calculados.....	90
5.4.1	Sismo Michoacán de 1985 .....	91
5.4.2	Sismo Morelos de 2017 .....	96
6	CONCLUSIONES .....	104



## 1 INTRODUCCIÓN

La etapa IV del relleno sanitario Bordo Poniente ubicado en la zona del lago de Texcoco al noroeste del aeropuerto internacional Benito Juárez, estuvo en funcionamiento desde el año 1985 hasta que fue clausurado en diciembre de 2011 a partir de la firma del Convenio de Coordinación para Cierre y Clausura Definitiva (CONAGUA, noviembre 22 de 2010) debido a varias propuestas para el manejo sustentable de residuos sólidos y aprovechamiento de energías limpias, además de la gran afluencia de residuos aproximados a las 12600 ton/día.

En este sentido, se han realizado múltiples estudios acerca de la seguridad de la etapa IV del Bordo Poniente, de los cuales se toma como referencia a Velasco, J. M.; Alcántara, L. y Macías, M. A.; 2007, 2008 y 2009; Cabrera, 2009; Parra, 2012; los cuales proporcionan valiosa información que sirve como base para el presente estudio.

Existe numerosa información sobre los depósitos de suelo de la zona del lago de Texcoco, allí se evidencia una estratificación característica de la Ciudad de México, donde predominan los materiales arcillosos muy plásticos y con altos contenidos de humedad, además de presentar un nivel freático casi superficial, subyacentes por estratos limo-arenosos densos. En cuanto a los parámetros dinámicos, estas arcillas pueden llegar a tener velocidades de onda cortante hasta de 60 m/s. La respuesta de los depósitos arcillosos es aproximadamente elástica aún para deformaciones de cortante de alrededor del 0.3 %, lo que conlleva a un alto potencial de amplificación de las ondas sísmicas (Osorio, 2007).

Por lo que respecta a los estudios mencionados solo ha cubierto el comportamiento estático, por lo cual se considera importante revisar el comportamiento dinámico, en particular el análisis dinámico en la etapa IV del Bordo Poniente que pueda aportar información importante y complementaria para la mitigación de eventos adversos a nivel ambiental y de salud pública.

### 1.1 Objetivos

Determinar la respuesta sísmica de la etapa IV del Bordo Poniente mediante la elaboración de un modelo numérico que permita identificar e interpretar los posibles mecanismos de falla teniendo en cuenta los escenarios sísmicos representativos de los últimos años acontecidos en la ciudad de México cómo son los de Michoacán, 1985 y Morelos, 2017.

Calibrar el modelo dinámico empleando el perfil estratigráfico definido en Parra, 2012 y Cabrera, 2009, las propiedades dinámicas de la zona del lago de Texcoco



(Osorio, 2007) y mediciones de señales (Velasco, J. M., Alcántara, L. y Macías, M. A., 2007).

## **1.2 Alcances**

Revisar los casos históricos de fallas en rellenos sanitarios alrededor del mundo, en dónde se estudian sus correspondientes mecanismos de falla y cómo se analizaron por los diferentes autores. Adicionalmente se examinan a detalle los parámetros estáticos y dinámicos de los materiales que conforman los residuos sólidos comparándolos con los materiales presentes en el Bordo Poniente etapa IV, esto en vista de que existe una amplia gama de propiedades utilizadas en distintos casos históricos, debido a la incertidumbre de la clasificación de los residuos y la heterogeneidad de su origen de acuerdo con el nivel de desarrollo de cada país, elementos culturales y conciencia del reciclaje.

Examinar las propiedades de la zona del lago de Texcoco presentes en la literatura, además de cotejarlas con la estratigrafía de la tesis Doctoral de Parra (2012) de la que se toma la información del presente estudio, definiendo así el perfil a utilizar en el modelo numérico.

Analizar las señales medidas entre 2005 y 2009; las cuales fueron obtenidas en el talud del relleno sanitario, sobre el campo libre y dentro de pozos a profundidades de 40 y 100 metros.

Ejecutar la calibración de los parámetros que caracterice el modelo, haciendo uso de la información mencionada y de las herramientas conceptuales de propagación de ondas y comportamiento dinámico de los suelos y residuos.

Conceptualizar y construir un modelo numérico en dónde se aplique en la base el ambiente sísmico determinado para este caso estudio, estudiando la respuesta de sitio, para que finalmente con la información presentar un análisis de resultados y recomendaciones.



## 2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La Ciudad de México ha sido construida sobre la cuenca del antiguo lago Texcoco se fraccionaba en cuatro subcuencas por medio de desecación en el siglo XIII por la antigua cultura Azteca y posteriormente por los españoles. El área del lago de Texcoco decreció de 700 km<sup>2</sup> hasta 140 km<sup>2</sup> entre el siglo XIII y XVIII. Desde épocas antiguas hasta la actualidad se ha venido drenando el agua perteneciente al lago de Texcoco, lo que ha incidido en el hundimiento regional, el cual ha influido de manera importante en la infraestructura de la ciudad de México.

En la Figura 2.1 se presenta el sistema de los antiguos lagos, los que aún perduran y la división política de la ciudad y su área metropolitana. A partir de dicha información y la exploración del subsuelo realizada inicialmente por Marsal y Mazari (1959), se elaboró el mapa de zonificación geotécnica que ha servido como punto de partida para la zonificación que se ha determinado en las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones de 2017 (Figura 2.2).

La cuarta etapa del relleno sanitario Bordo Poniente, se localiza en la zona federal del lago de Texcoco entre las latitudes 19°26'27'.45"N y 19°27'52.41" N, y las longitudes 99°00'11.05" O y 99°01'44.26" O, a una elevación promedio de 2230 m.s.n.m. Limita al Poniente con el Aeropuerto Internacional Benito Juárez de la ciudad de México, el brazo izquierdo del río Churubusco; al sur con el brazo derecho del río Churubusco, el lago Churubusco y el municipio de Nezahualcóyotl; al norte con las etapas I, II, y III del Bordo Poniente y el lago de regulación, y al oriente con el canal de la Compañía y el lago Nabor Carrillo (Parra, 2012).



Figura 2.1. Evolución de la cuenca del valle de México. (Fañas *et al.*, 2019).

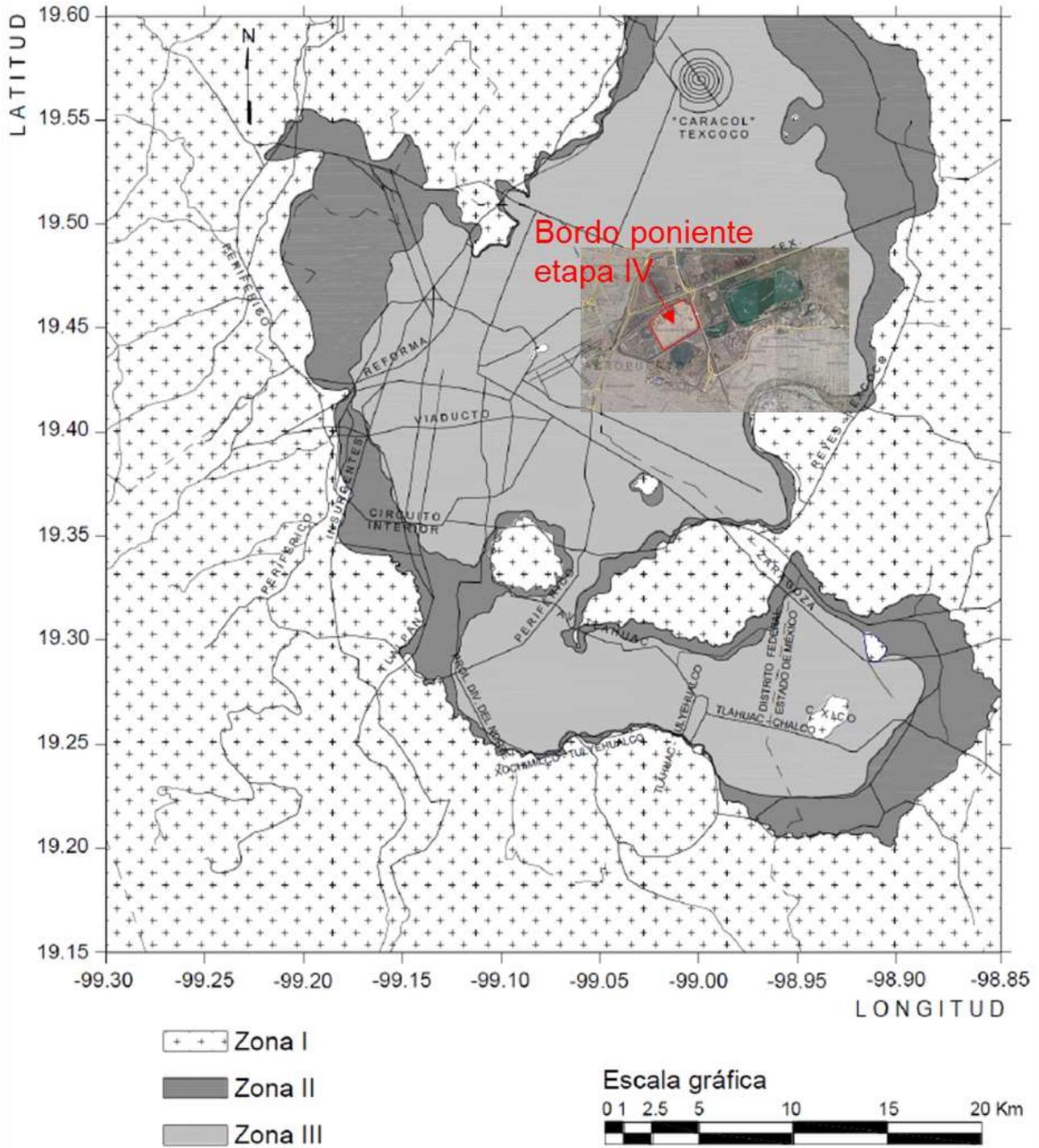


Figura 2.2. Zonificación geotécnica de la ciudad de México y su área metropolitana. (NTC CDMX, 2017).

En la Figura 2.2 se aprecia que el bordo poniente se encuentra en la zona III (Lacustre), la cual está formada por depósitos de arcilla de alta compresibilidad con



profundidades de 50 m o más y separados por estratos de arenas limosas compactas con espesores que varían del orden centímetros a unos metros.

La ciudad de México se encuentra en una de las regiones con más actividad tectónica del mundo, en donde se han presentado más de 100 sismos con magnitud superior a 6.0 desde 1787, a esto se suman las características particulares del subsuelo de la ciudad (Fañas *et al.*, 2019).

El Bordo poniente empezó su operación en 1985, donde se llevaron a cabo 4 etapas, siendo la última la más importante al tener un área mayor a las otras 3 etapas (420 ha) y operó entre 1995 y 2011. El presente proyecto de investigación se enfoca en la cuarta etapa, por lo que se toma de base las investigaciones de Cabrera, 2009 y Parra, 2012; donde se presentan análisis completos de la composición de los residuos, sus características, las propiedades estáticas del depósito de suelo y modelado numérico bidimensional y tridimensional de la prueba de carga realizada (Parra, 2012), donde se determinó que no presentó falla, aunque se produjeron desplazamientos hasta de 0.5 m a una distancia de 13 m del pie del talud y asentamientos hasta de 3.2 m debidos a la prueba de carga modelada a largo plazo. Las estructuras sobre esta zona del lago de Texcoco presentan endentación, sin embargo, la posible falla que puede presentarse es por parte del suelo de desplante.

Por lo tanto, para el análisis dinámico se utilizó una altura de 6.0 metros, representativo de la condición actual en campo, condición que no se va a modificar ya que este se encuentra clausurado.

## 2.1 Sismicidad

Los sismos se desarrollan entre la corteza y la litosfera terrestre, sin embargo, estos se deben a movimientos de convección en el manto hacia las capas superiores. Las placas tectónicas son fragmentos de litosfera los cuales se dividen en 15 placas principales de grandes magnitudes alrededor del mundo y más de 40 microplacas.

Las placas concentran sus esfuerzos a lo largo de sus bordes (fallas), produciendo esfuerzos que se incrementan con el tiempo e inducen fracturas en los contactos que a su vez producen una perturbación la cual corresponde a los terremotos. México se encuentra en su mayor parte sobre la placa Norteamericana, que es empujada por la placa del Pacífico y genera efectos de subducción. Los mecanismos sismogénicos que afectan a México se presentan a continuación:

- Sismos de subducción, interplaca o convergentes: costa del pacífico
- Sismos transcurrentes: sistema de fallas a lo largo de la falla San Andrés
- Sismo de fallamiento normal o de profundidad intermedia: bajo el continente
- Sismos de intraplaca o corticales: Acambay



➤ Sismos locales: sistemas de fallas geológicas

La ciudad de México está afectada principalmente por los sismos de subducción, intraplaca, normales y locales.

En la Figura 2.3 se presentan los sismos más importantes ocurridos en México (desde 1900 hasta 2017), además de las placas tectónicas sobre las que se encuentra el país. Para la investigación, se utilizaron los sismos de Michoacán 1985 y Puebla – Morelos, 2017, los cuales son de subducción e intraplaca respectivamente.

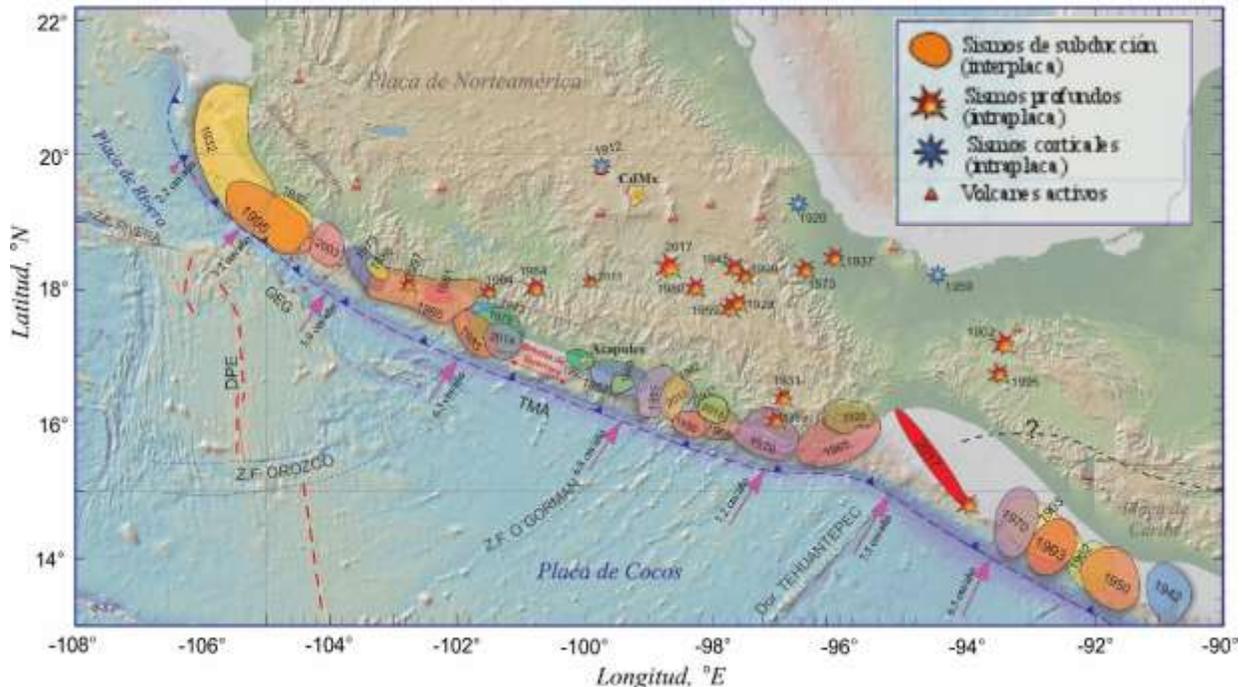


Figura 2.3. Sismos más importantes en México. (Kostoglodov y Pacheco, 1999 - Modificado).

## 2.2 Amplificación sísmica en la ciudad de México

La amplificación de las señales sísmicas se basa en la diferencia de señales presentadas en el lecho rocoso y en el depósito de suelo, que dependen de sus propiedades y su periodo fundamental. Como se puede observar en la Figura 2.4, las ondas sísmicas producidas en el terremoto de 1985 con foco en Michoacán viajaron hasta el basamento rocoso subyacente de la ciudad de México con bajas amplitudes, sin embargo, estas señales se amplificaron en función del depósito de suelo hasta en un 600 %, lo que produjo fuertes daños a la ciudad. A medida que aumenta el espesor del depósito de suelo en el Valle de México, el periodo varía,



tomando mayores periodos predominantes, incluso apareciendo dos picos importantes que afectaron en gran medida la infraestructura de la ciudad en un amplio rango de tipos de estructuras debido al amplio espectro de periodos predominantes.

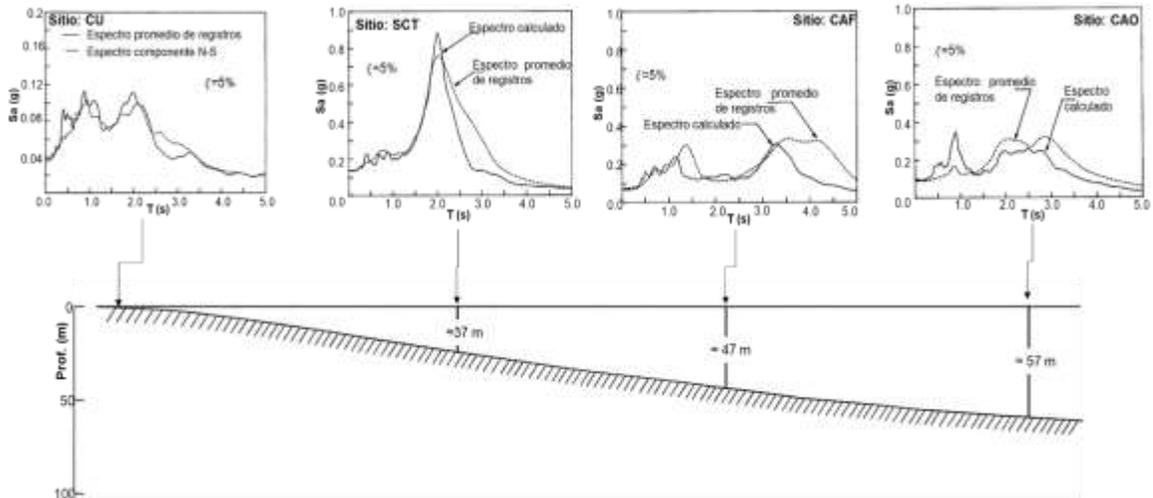


Figura 2.4. Variación del espectro de respuesta del sismo de 1985 para diferentes zonas de la Ciudad de México. (Seed *et al.*, 1988)

De lo anterior se debe tener en cuenta esta amplificación para estructuras sobre la ciudad de México, ya que estas pueden entrar en resonancia al igualarse el periodo del suelo con el de la estructura. Eventos sísmicos han mostrado los devastadores efectos de la amplificación la cual se atribuye a la alta plasticidad de los depósitos de arcilla blanda (Romo & Auvinet, 1992), ya que esta propiedad controla los efectos de no linealidad del suelo.

Vucetic & Dobry, (1991) mostraron que la arcilla de la ciudad de México se comporta dentro del rango elástico lineal incluso a amplitudes del orden de  $1 \times 10^{-3}$ , acompañado de bajos amortiguamientos que no permiten la absorción de energía sísmica. En general, los suelos blandos amplifican las ondas sísmicas modificando la respuesta del suelo hacia periodos altos, mientras que los suelos duros y rocas amplifican las ondas sísmicas modificando la respuesta del depósito a periodos bajos, además de filtrar y/o de – amplificar los movimientos sísmicos; esto implica la importancia y necesidad de realizar estudios respuesta de sitio específicamente para las estructuras a analizar.

Por lo tanto, es uno de los aspectos más importantes a evaluar en cuanto al posible nivel de daños para la etapa IV del Bordo Poniente.



### 2.3 Estratigrafía del sitio

El valle de México se encuentra sobre depósitos de materiales volcánicos que subyacen a depósitos aluviales, principalmente arcillas lacustres. Estas arcillas plásticas están intercaladas por estratos de arenas y limos de poco espesor, además contienen ceniza volcánica. Estos materiales tienen índices de plasticidad que van desde los 200 % a 300 %, contenidos de agua entre 200 % y 600 %, y velocidades de onda de corte que van desde los 40 m/s hasta los 90 m/s. Estos materiales son sumamente compresibles con coeficientes de compresibilidad ( $C_c$ ) hasta de 10, cuando normalmente caen bajo el valor de 1 (Díaz-Rodríguez *et al.*, 2006) y han llegado a presentar asentamientos hasta de 9 metros desde el siglo XX (Tapia *et al.*, 2000).

Numerosas exploraciones se han realizado en la zona del lago, específicamente para la zona de estudio en cercanías al lago Nabor Carrillo, El Caracol y Bordo Poniente, el cual presenta un perfil promedio con una costra superficial hasta de 1.5 m de espesor en la parte superior, un estrato superior de arcilla (FAS) con espesor de 25 a 37 m, seguido por una capa drenante formada por arena limosa muy densa ( $N_{1,60} > 60$ ) de hasta 4 m de espesor, subyaciendo se encuentra una capa arcillosa más densa que la FAS llamada fase arcillosa inferior (FAI) y alcanzando profundidades de 60 m. Para la etapa IV del Bordo Poniente se definió un estrato basado en la información de los sondeos mixtos SMS-23A y SMS-31, localizados al pie del talud de residuos y algunos sondeos piezoeléctricos (Figura 2.5). El perfil estratigráfico se presenta en la Tabla 2-1 (Parra, 2013).

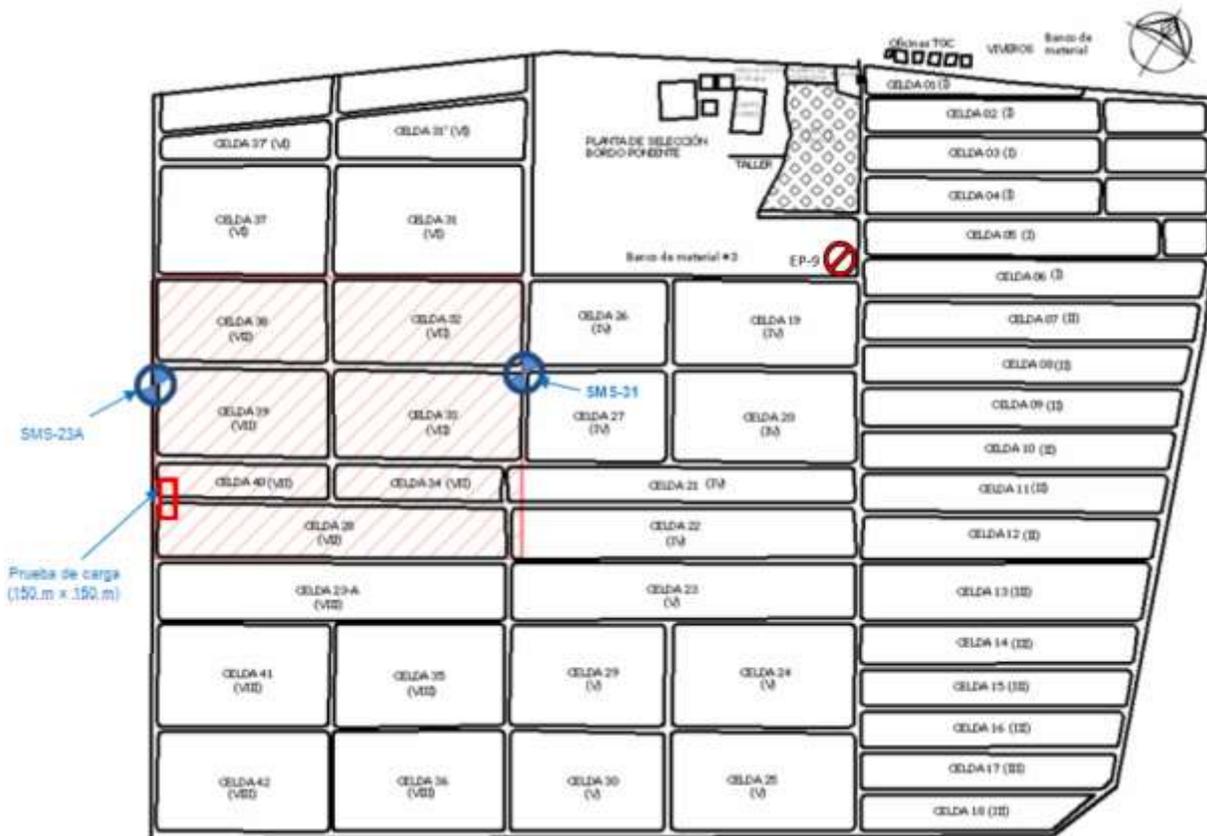


Figura 2.5. Localización de los sondeos realizados (Parra, 2013 – TGC, 2013).

En este sitio la empresa TGC realizó ensayos de campo de penetración de cono (CPT) en el año 2007, además de instalar instrumentación consistente en piezómetros abiertos, de cuerda vibrante e inclinómetros, los cuales sirvieron para calibrar los modelos (Cabrera, 2009 y Parra, 2013) del relleno (Figura 2.6).

A partir de los ensayos CPT se pueden obtener múltiples parámetros, entre otros para establecer el modelo de velocidad de onda de corte, que se explica en el capítulo 3 para depósitos de suelo en Texcoco mediante un modelo desarrollado por Romo & Ovando (1996). Antes de la construcción de la etapa IV del Bordo Poniente, la zona del lago presentaba hundimiento regional, donde los piezómetros midieron valores de la presión de poros por debajo de la hidrostática y la presión intersticial alcanza excesos entre 30 y 67 kPa en el segundo estrato de arcilla, mientras que en el tercer estrato de arcilla se observó una disminución de la presión intersticial debido al hundimiento regional (Parra, 2013).

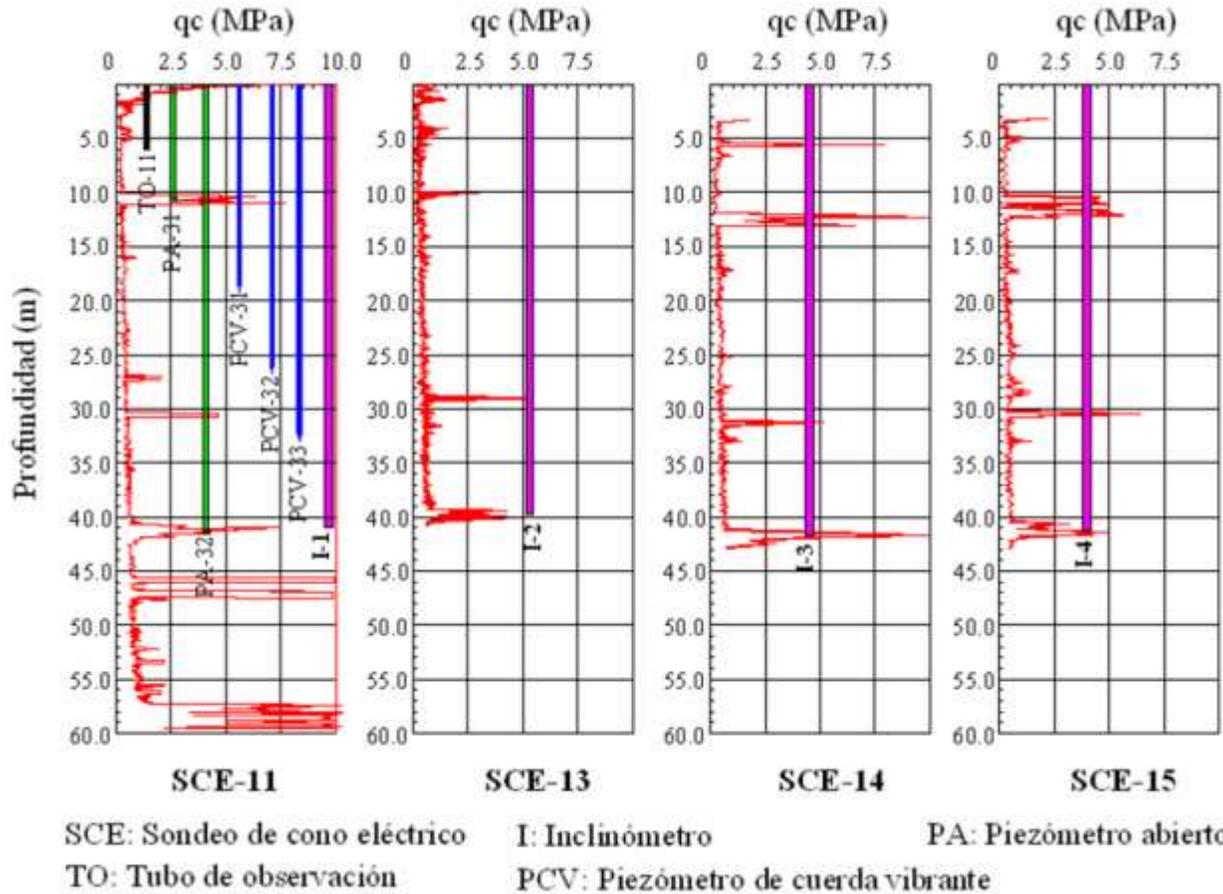


Figura 2.6. Resultados de ensayos CPT e instrumentación. (TGC, 2007)

Tabla 2-1. Perfil estratigráfico, Bordo Poniente etapa IV. (Parra, 2013).



Profundidad	Descripción
5.72 m - 0.0 m	<b>Relleno de residuos sólidos</b> De acuerdo con los datos de la Dirección General de Servicios Urbanos (DGSU), en la macrocelda VII se definió un espesor de 5.72 m en tres etapas de 1.35 m, 2.4 m y 1.62 m respectivamente, separadas por una cobertura intermedia de 0.15 m en la primera capa y luego de 0.1 m para el resto.
0.0 m - 1.3 m	<b>Costra superficial</b> Material arcilloso de consistencia media, con una resistencia a la penetración de cono eléctrico entre 500 y 1000 kN/m <sup>2</sup> .
1.3 m - 9.5 m	<b>Primer estrato de arcilla lacustre (serie arcillosa superior)</b> Formada por arcillas de consistencia blanda de origen lacustre, alta compresibilidad y resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 200 y 500 kN/m <sup>2</sup> ; $S_s$ entre 2.438 y 2.635, $c$ entre 14 y 26 kPa, $\gamma_{nat}$ entre 11.6 y 13.6 kN/m <sup>3</sup> , $e_i$ entre 3.35 y 10.47, $w$ entre 134% y 390%, $LL$ entre 135% y 335% e $IP$ entre 79% y 249%.
9.5 m - 10.5 m	<b>Lente arcilloso denso</b> Intercalación de material arenoso de compacidad muy densa, con resistencia a la penetración con cono eléctrico de 2000 kN/m <sup>2</sup> .
10.5 m - 39.0 m	<b>Segundo estrato de arcilla lacustre (serie arcillosa superior)</b> Arcillas de alta compresibilidad de origen lacustre y consistencia blanda con resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 200 y 600 kN/m <sup>2</sup> . Presenta intercalaciones de material arenoso de compacidad muy densa a los 19, 28 y 29 metros. $S_s$ entre 2.195 y 2.731, $c$ entre 20 y 40 kPa, $\gamma_{nat}$ entre 11.5 y 13.5 kN/m <sup>3</sup> , $e_i$ entre 3.73 y 10.73, $w$ entre 151% y 434%, $LL$ entre 174% y 346% e $IP$ entre 115% y 251%.
39.0 m - 41.3 m	<b>Arena muy densa (capa dura)</b> Intercalación de material arenoso de compacidad muy densa, con resistencia a la penetración con cono eléctrico de 10000 kN/m <sup>2</sup> .
41.3 m - 56.5 m	<b>Tercer estrato de arcilla lacustre (serie arcillosa inferior)</b> Secuencia de suelos arcillosos de origen lacustre con intercalaciones de lentes duros, limo arenosos y resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 1000 y 5000 kN/m <sup>2</sup> . $S_s$ entre 2.318 y 2.562, $\gamma_{nat}$ entre 11.4 y 12.4 kN/m <sup>3</sup> , $e_i$ entre 4.82 y 6.22, $w$ entre 212% y 365%, $LL$ de 231% e $IP$ de 166%.
56.5 m - 80.0 m	<b>Depósitos profundos</b> Formado por gravas y arenas limosas de origen aluvial, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio.

$S_s$ : densidad de sólidos,  $c$ : cohesión,  $\gamma_{nat}$ : peso volumétrico natural,  $e_i$ : relación de vacíos inicial,  $w$ : contenido de agua,  $LL$ : límite líquido e  $IP$ : índice de plasticidad.



## 2.4 Composición y de los residuos sólidos municipales

Caracterizar los residuos sólidos municipales es una tarea difícil y puede suponer riesgos de salubridad. En Parra (2013) se presenta un análisis de la composición de residuos de la etapa IV del Bordo Poniente mediante estudios de porcentajes de producción por zonas que aportan al relleno sanitario (JICA, 1999) y teniendo en cuenta las tasas de crecimiento poblacional (Figura 2.7). Dicho análisis se realizó entre los años 1994 y 2010, y se concluyó que la cantidad de basura alcanzó los 12640 ton/día de las cuales el 63 % corresponde a residuos orgánicos de rápida degradación y el 37 % a residuos inertes y orgánicos de lenta degradación; además, dichos porcentajes se mantuvieron en todo el tiempo de análisis.

La información anterior es de gran utilidad para realizar comparaciones con investigaciones previas, en las que se basan las propiedades geotécnicas asociadas a la composición de las basuras realizadas por Zekkos *et al.*, 2005,2006,2011,2015,2019; Kavazanjian *et al.*, 1995/1999/2001; Matasovic, 1998; Hendron *et al.*, 1999; Towhata *et al.*, 2004; entre otros que se mencionan más adelante.

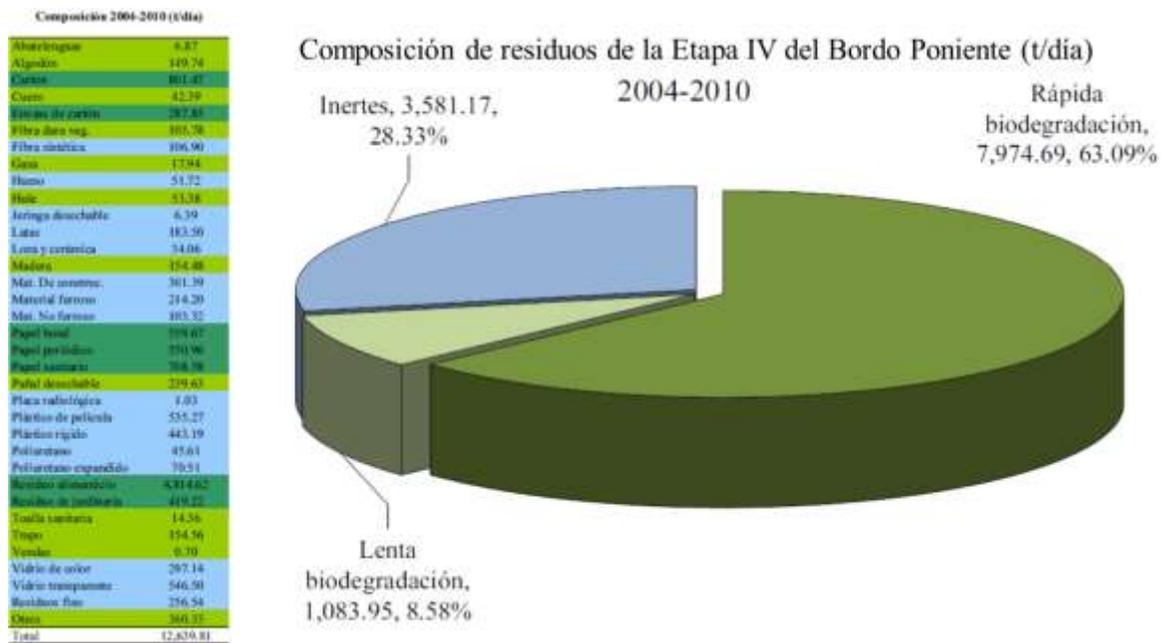


Figura 2.7. Composición de residuos de la etapa IV del Bordo Poniente. (Parra,2013).

La composición de los residuos de los rellenos sanitarios está en función de las costumbres sociales y culturales, además de factores económicos y ambientales de cada asentamiento urbano, como se mostró en la Figura 2.7. En 2018 Alidoust *et*



al. realizaron estudios de laboratorio teniendo en cuenta los contenidos de materiales fibrosos para propiedades dinámicas, de desechos provenientes del relleno sanitario Kahrizak en la ciudad de Teherán, Irán. Este tiene un parecido con el Bordo Poniente en cuanto a la composición de sus desechos; con base en esto, se realiza una comparación entre la composición de ambos rellenos sanitarios (Tabla 2-2). Alidoust *et al.* (2018) compararon sus resultados con los presentados en la literatura, obteniendo parámetros geotécnicos acorde con estos investigadores, por lo que se considera aplicable al Bordo Poniente.

Tabla 2-2. Comparativa entre la composición de los residuos sólidos en Kahrizak y en el Bordo Poniente.

Tipo	Kahrizak landfill	Bordo Poniente
Inertes	26.0 %	28.33 %
Rápida biodegradación	68.7 %	63.09 %
Lenta biodegradación	5.3 %	8.58 %
TOTAL	100 %	100 %

Carvalho (1999) y Farías (2000) comentan que un aspecto que influye en gran medida en la composición es el nivel de desarrollo de los países, por ejemplo, países como Japón, Reino Unido, Estados Unidos poseen porcentajes de residuos orgánicos o de rápida biodegradación cercanos a 22 %, mientras que países como Brasil, Colombia, Kenia llegan a niveles promedio de 65 % de materia orgánica.

## 2.5 Casos históricos de fallas en relleno sanitarios

### 2.5.1 Falla del relleno sanitario Kettleman Hills (Unidad B-19)

Ocurrido en California el 19 de marzo de 1988 y fue reportado por Seed *et al.* (1988), Mitchell *et al.* (1990) y Byrne *et al.* (1992). Los reportes señalan que ocurrieron desplazamientos laterales de hasta 11 m hacia el sureste y asentamientos superficiales de hasta 4.3 m en pocas horas. Esto ocurrió debido a que se superaron alturas seguras y no por agentes naturales externos como lluvias o sismos. mostrándose que los procedimientos constructivos y las buenas prácticas de conformación de las capas controlan la estabilidad de los rellenos, ya que en estos sistemas multi estratificados las falla ocurren por el “eslabón más débil” y son controladas por la resistencia al corte entre estos y a la tensión de los sistemas de separación.

### 2.5.2 Deslizamiento del relleno sanitario Doña Juana

Ubicado al sur de Bogotá sobre la subcuenca de la quebrada Yerbabuena. El 26 de septiembre del 1997 se presentó un asentamiento en la parte alta del talud exterior de la zona II, al siguiente día, en horas de la mañana se observaron agrietamientos marcados a tal punto que se presentó un desplazamiento en la zona de la Mansión



y en horas de la tarde inicio el deslizamiento hacia el nororiente hasta llegar a una estación de bombeo dónde encontró como obstáculo una ladera natural que lo desvió más hacia el oriente, hacia el costado sur del campamento dónde existía una vía de acceso, para posteriormente bajar por una cañada hasta llegar al río Tunjuelito, bloqueando su caudal (Figura 2.8).

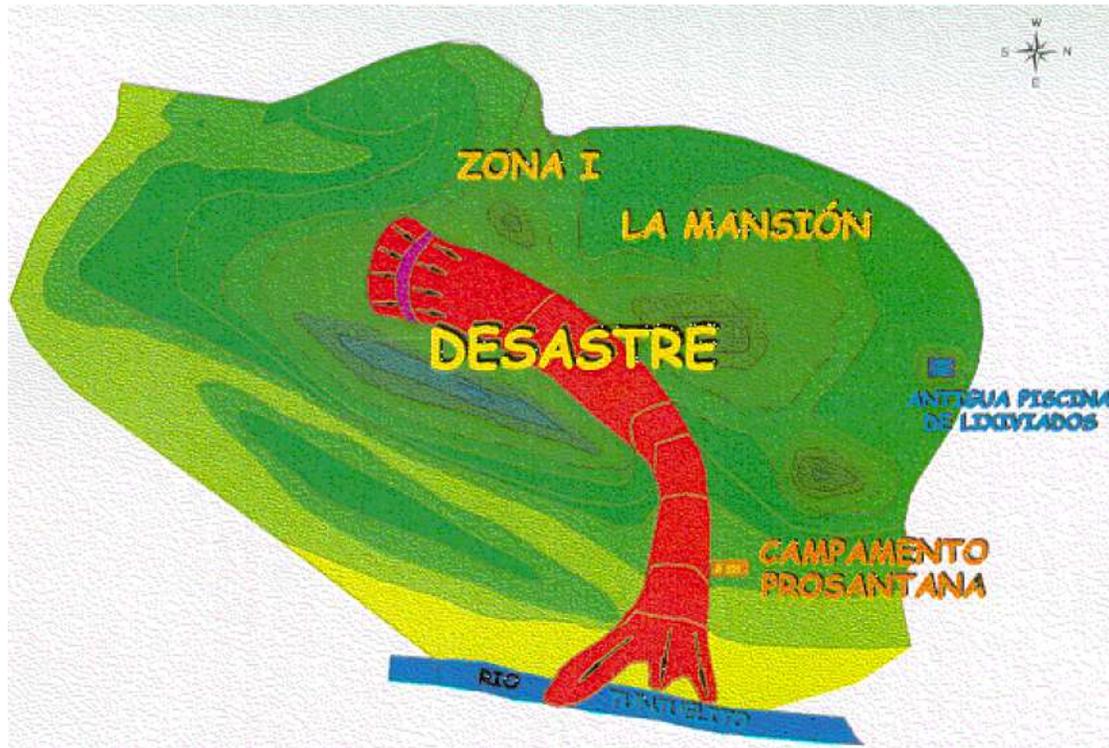


Figura 2.8. Deslizamiento relleno sanitario Doña Juana. (Departamento administrativo del medio ambiente, DAMA).

### 2.5.3 Falla de talud del relleno sanitario Payatas

Cerca de las 4:30 am del 10 de julio del 2000 ocurrió la falla del talud del relleno sanitario Payatas en la ciudad de Quezon, Filipinas, la cual mató a más 330 personas.

La causa principal de la falla fue por la reducción de los esfuerzos efectivos a lo largo de la superficie de falla, además de estos cinco factores que influyeron en la inestabilidad (Jafari *et al*, 2000):

- Presencia de lixiviados debido a precipitaciones,
- Generación de presiones de gases dentro del relleno,
- Baja densidad de los residuos debido a la mala compactación que resultó en mayores infiltraciones,
- Pendientes exteriores muy inclinadas,
- Reducción de resistencia al corte de los residuos.



Figura 2.9. Falla del talud del relleno sanitario Payatas. (S.M. Merry, 2000).

#### *2.5.4 Falla del talud del relleno sanitario Xerolakka*

En diciembre 29 de 2010, el relleno sanitario de 30 metros Xerolakka en Grecia falló debido a una combinación de factores que incluyen practicas inapropiadas de disposición de residuos, compactación ineficiente, exceso de presión de lixiviados y gases, y el incremento de pendientes de los taludes del relleno (Zekkos *et al*, 2010).



Figura 2.10. Falla del talud del relleno sanitario Xerolakka. (Zekkos, *et al.*, 2010).

### 3 MARCO TEÓRICO

Para llevar a cabo el modelado numérico del problema presentado en el capítulo 2, se requiere el uso de diversos conceptos y herramientas teóricas; éstas se dividen por la naturaleza de las señales sísmicas, la física detrás de la propagación de ondas y las propiedades del medio de propagación. En el presente capítulo se explican a detalle los conceptos que conforman estas herramientas, además de las fuentes de dónde se obtuvo la información para alimentar el modelo dinámico.

#### 3.1 Propiedades dinámicas de los materiales

La propagación de ondas sísmicas requiere de un medio, que para el caso de estudio son los depósitos de suelo del lago de Texcoco, los materiales de residuos y las capas de cobertura diarias que componen el relleno, incluyendo el geotextil.

Para el caso de estudio, no se realizaron mediciones directas de las propiedades dinámicas, por lo que se recurre a investigaciones previas de zonas del lago de Texcoco en cuanto al depósito de suelo, además de correlaciones para estos materiales que han reproducido de manera confiable y realista las respuestas en diferentes análisis. En este subcapítulo se presenta la teoría del comportamiento cíclico de los materiales que van a conformar el modelo numérico ante cargas producidas por los sismos.



### 3.1.1 *Comportamiento cíclico de suelos*

El comportamiento cíclico de los suelos se rige principalmente por dos propiedades, el módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento histerético; en función de la variación de la deformación angular.

Para explicar este concepto, inicialmente se supone un suelo que empieza a cargarse mediante un esfuerzo cortante, y al mismo tiempo se empieza a deformar angularmente; primero se observa un comportamiento elástico, donde el material sigue una pendiente lineal que poco a poco se curva a medida que se incrementa el esfuerzo de corte debido a la cedencia plástica, donde posteriormente se descarga de forma no lineal hasta el mismo nivel de carga inicial y vuelve a cargarse siempre al mismo nivel de esfuerzo – deformación. Se sigue el mismo patrón de carga – descarga con los mismos niveles de esfuerzo y con esto se observa que las deformaciones plásticas permanentes incrementan y con cada ciclo aumenta el área de la curva, además de disminuirse la pendiente; lo que significa que el suelo se va degradando con cada ciclo.

Este comportamiento se muestra en la Figura 3.1 (a), donde también se puede observar una trayectoria que sigue los picos de cada ciclo y es llamada curva esqueleto; adicionalmente, en la Figura 3.1 (b) se muestra una gráfica con la deformación angular en las abscisas y el módulo de rigidez al corte en las ordenadas, la cual se explicará más adelante, sin embargo, se evidencia que el material empieza a disminuir su módulo con cada ciclo al mismo tiempo que aumenta la deformación.

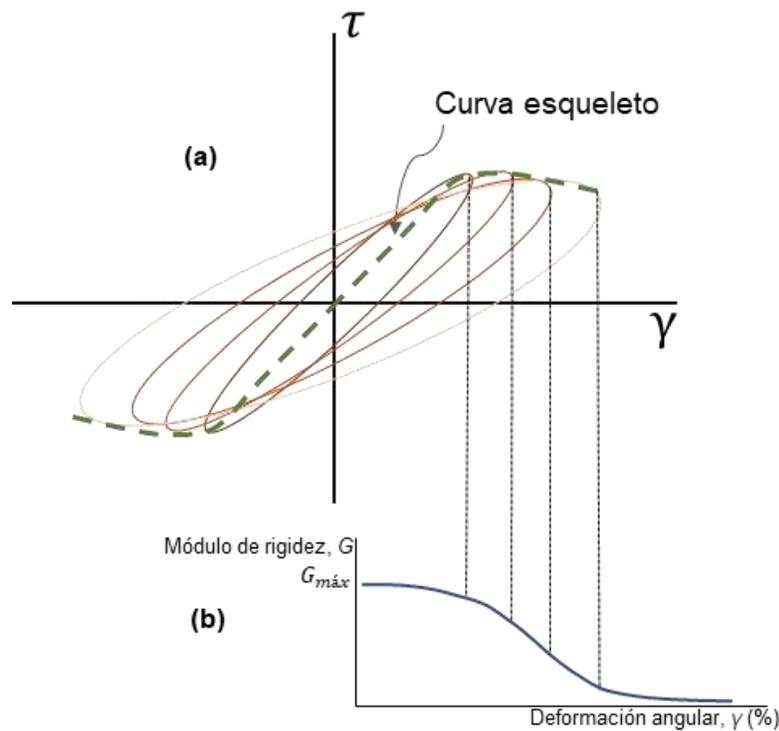


Figura 3.1. Degradación de la rigidez del suelo con cada ciclo de carga – descarga.

A partir de la curva esqueleto y los ciclos de carga, se presenta una gráfica que promedia un solo ciclo para obtener los módulos de rigidez al corte que exhibe el comportamiento cíclico. El primero se refiere al módulo de rigidez al corte secante ( $G_{sec}$ ), que es la pendiente de la gráfica  $\tau - \gamma$  (%) promedio para cada ciclo en particular, por lo que varía para cada uno.

El segundo es el módulo de rigidez al corte tangente o máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ), que corresponde a la pendiente inicial y por ende al punto más elástico del suelo y se ubica en la zona de muy bajas deformaciones (Figura 3.2). Este se refiere al punto inicial de la curva presentada en la Figura 3.1 (b), la curva muestra los niveles de deformación angular que va a presentar el suelo en cada punto de degradación del material (Figura 3.3), además es más conveniente normalizar el valor de  $G$  de cada ciclo con el  $G_{m\acute{a}x}$ .

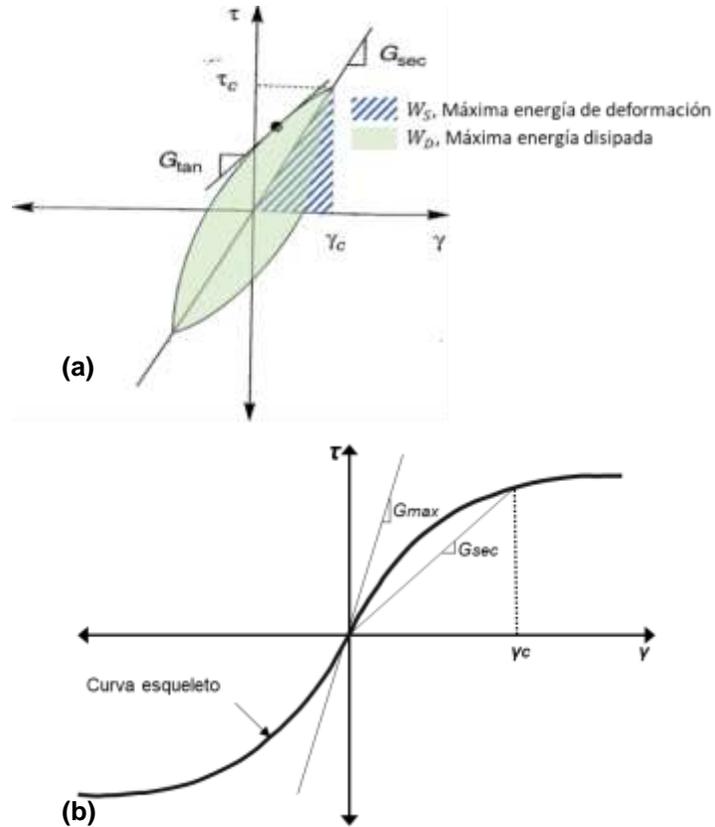


Figura 3.2. (a) Módulo de rigidez al corte y amortiguamiento del suelo. (b) Curva esqueleto. (Kramer, 1996).

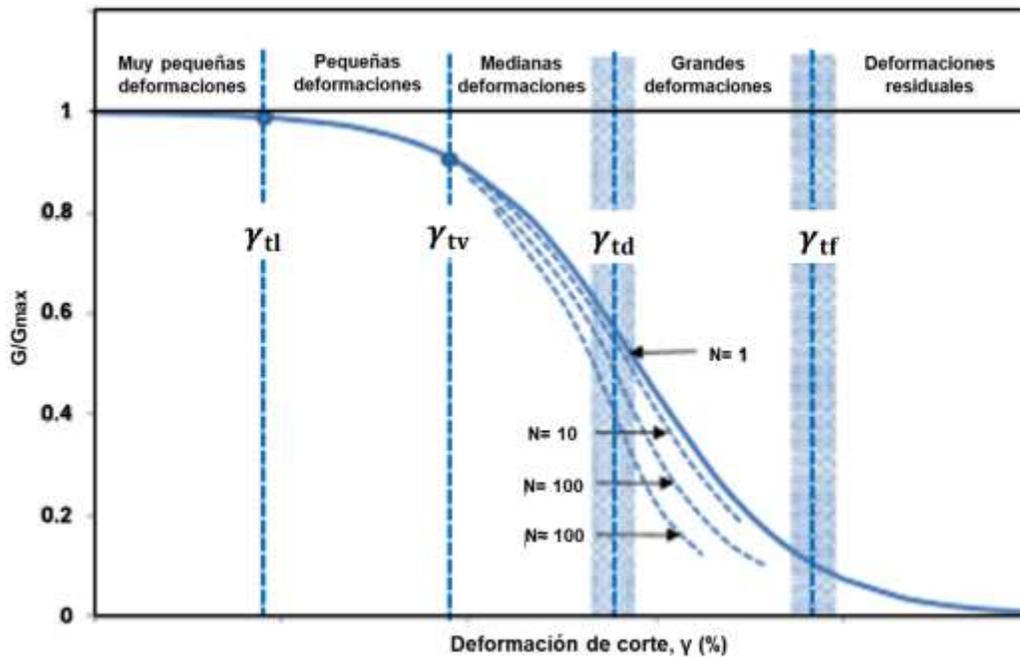




Figura 3.3. Variación de  $G/G_{\max}$  con  $\gamma$  con los niveles de deformación. (Díaz & López, 2008).

En los párrafos anteriores se presentó el parámetro del módulo de rigidez al corte, sin embargo, otro parámetro igual de importante es el amortiguamiento del material, en el que se analiza su variación respecto a la deformación angular al igual que con  $G$ . El amortiguamiento indica la capacidad de disipación de energía durante los ciclos de carga aplicados; cabe resaltar que teóricamente no se disipa energía a muy bajas deformaciones ( $< \gamma_{tl}$ ). La amplitud del lazo de histéresis exhibe una carga cíclica que incrementa con la amplitud de deformación al mismo tiempo que aumenta la relación de amortiguamiento ( $\xi$ ).

La relación de amortiguamiento se refiere a la relación entre la energía disipada en un ciclo de carga y la máxima energía de deformación (área bajo la línea con pendiente de  $G_{sec}$ ) como se observa en la Figura 3.2 (a); esta se cuantifica mediante la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} = \frac{W_D}{W_S} \quad (3-1)$$

Como se mostró anteriormente la reducción de módulo de rigidez al corte es función del nivel de deformación angular, por lo tanto, el amortiguamiento tomará los mismos niveles de deformación y aumentará proporcionalmente a medida que disminuye la rigidez del suelo aumentando la energía disipada por ciclo.

### 3.1.1.1 Variación de las curvas de degradación del módulo de rigidez y de amortiguamiento con los distintos parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos del suelo juegan un papel importante en las curvas que controlan el comportamiento dinámico de los suelos. Así, para efectos de esta investigación se explicará con más detalle, dos de ellos, el confinamiento efectivo y el índice de plasticidad.

En la Figura 3.4 se observa que, cuando incrementa el índice de plasticidad, también incrementa la relación  $G/G_{\max}$ ; es decir, en suelos altamente plásticos la degradación es mucho más lenta que en suelos de baja plasticidad. También se evidencia que la influencia de la presión efectiva de confinamiento actúa sobre suelos con baja plasticidad y plasticidad nula, además, al aumentar dicha presión incrementa la relación  $G/G_{\max}$ . Para las curvas de la relación de amortiguamiento, la influencia de la plasticidad y la presión de confinamiento efectiva decrece de

forma inversa, ya que el comportamiento del módulo de rigidez y amortiguamiento son inversos entre sí en función de la deformación angular.

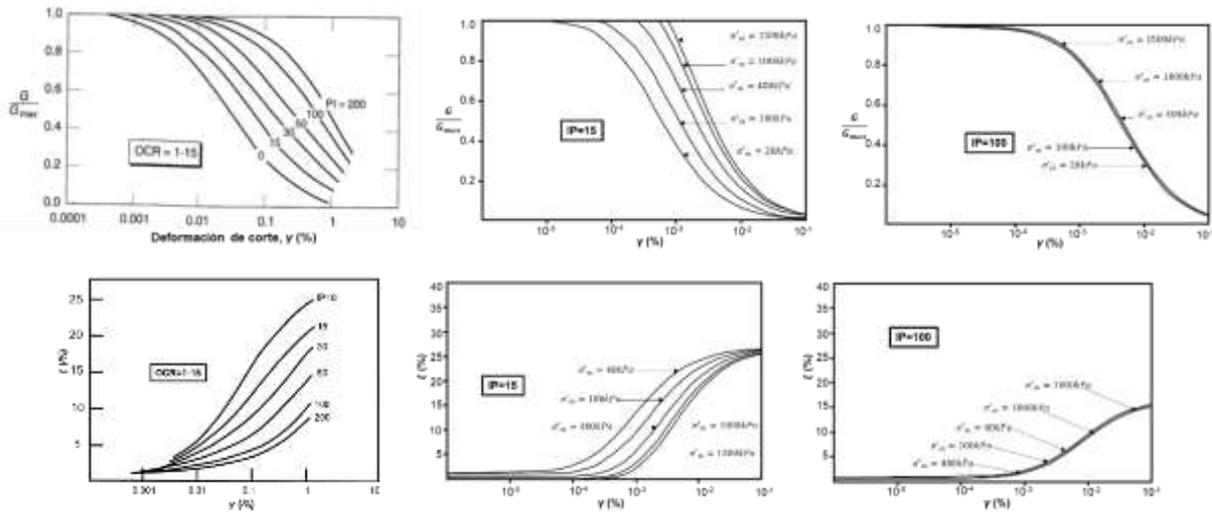


Figura 3.4. Efectos de la plasticidad y esfuerzo efectivo confinante en las curvas de degradación de módulo de corte y amortiguamiento. (Vuceti & Dobry, 1991; Ishibashi, 1992).

### 3.1.1.2 Atenuación de ondas de cuerpo

Las ondas viajarían por siempre en materiales elásticos perfectos, sin embargo, en la realidad las amplitudes decrecen a medida que pasan por el subsuelo debido a dos tipos de amortiguamiento:

- Amortiguamiento material: se representa utilizando un sólido Kelvin – Voigt (Figura 3.5), dónde no se toma una carga lineal simple, si no una carga armónica cíclica:  $\tau = G\gamma + c \frac{\partial \gamma}{\partial t}$  y utilizando la notación trigonométrica:  $\tau = G(\gamma_0 \text{sen}\omega t) + c(\omega\gamma_0 \text{cos}\omega t)$ .

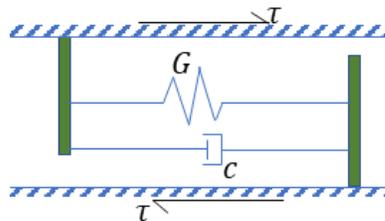


Figura 3.5. Modelo Kelvin – Voigt.

Según la definición de amortiguamiento ( $\xi$ ), se tiene que  $\xi = \eta\omega/2G$ , obteniendo  $\tau = G(\gamma_0 \text{sen}\omega t) + 2G\xi(\gamma_0 \text{cos}\omega t)$ . El amortiguamiento material también afecta los desplazamientos, considerando el amortiguamiento con propagación de ondas verticales, se puede escribir la ecuación de onda cortante:



$$(G + i\omega c) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\rho\omega^2 u = G^* \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3-2)$$

Dónde:

$G^* = G(1 + 2i\xi)$ , módulo de rigidez al corte complejo.

Entre más velocidad tenga el sismo, mayor energía se perderá en el sistema, además el amortiguamiento está en función del cambio de la deformación a través del tiempo.

- Amortiguamiento de radiación: es la reducción de energía específica de una onda que se propaga debido a que se transmite a una distancia cada vez mayor (amplitud decreciente). Las ondas de cuerpo decrecen a razón de  $1/R$ , donde  $R$  es la distancia al foco y las ondas de superficie a  $1/\sqrt{R}$ , además tienden a gobernar los sismos a distancias  $R > 50$  km.

### 3.1.2 Propiedades dinámicas para modelado el numérico

La obtención de los parámetros dinámicos requiere de un programa de ensayos que abarque todos los niveles de deformación, por lo que se deben realizar múltiples pruebas de campo y/o laboratorio que calibren los modelos predictivos propuestos. Ya que en el actual proyecto no se ejecutaron estas pruebas, se recurre a propiedades dinámicas obtenidas en investigaciones previas. Estas se dividen en:

- campo libre; corresponden a los materiales naturales encontrados en depósitos de suelo de la zona del lago de Texcoco donde se desplanta la etapa IV del Bordo Poniente.
- Relleno sanitario; compuesto por los materiales de residuo, coberturas diarias y el sistema de impermeabilización.

#### 3.1.2.1 Curvas de degradación del módulo de rigidez cortante y amortiguamiento

A continuación, se presenta la teoría adoptada para generar las curvas que se utilizaron para el modelado numérico del subsuelo del lago de Texcoco, las cuales corresponden a Romo y Ovando (1996) para arcillas y Seed e Idriss (1970) para arenas.

Seed e Idriss (1970) desarrollaron curvas de degradación de módulo y amortiguamiento basadas en los estudios previos, principalmente motivados por Hardin & Drnevich (1970) y múltiples ensayos realizados desde muy bajas hasta altas deformaciones. En la Figura 3.6 y la Figura 3.7 se presentan las curvas de



degradación del módulo y amortiguamiento que se utilizaron para el modelado numérico en los siguientes materiales: capa dura 1 y 2, y en los depósitos profundos los cuales están compuestos por gravas y arenas limosas como se mostró en el capítulo 2.

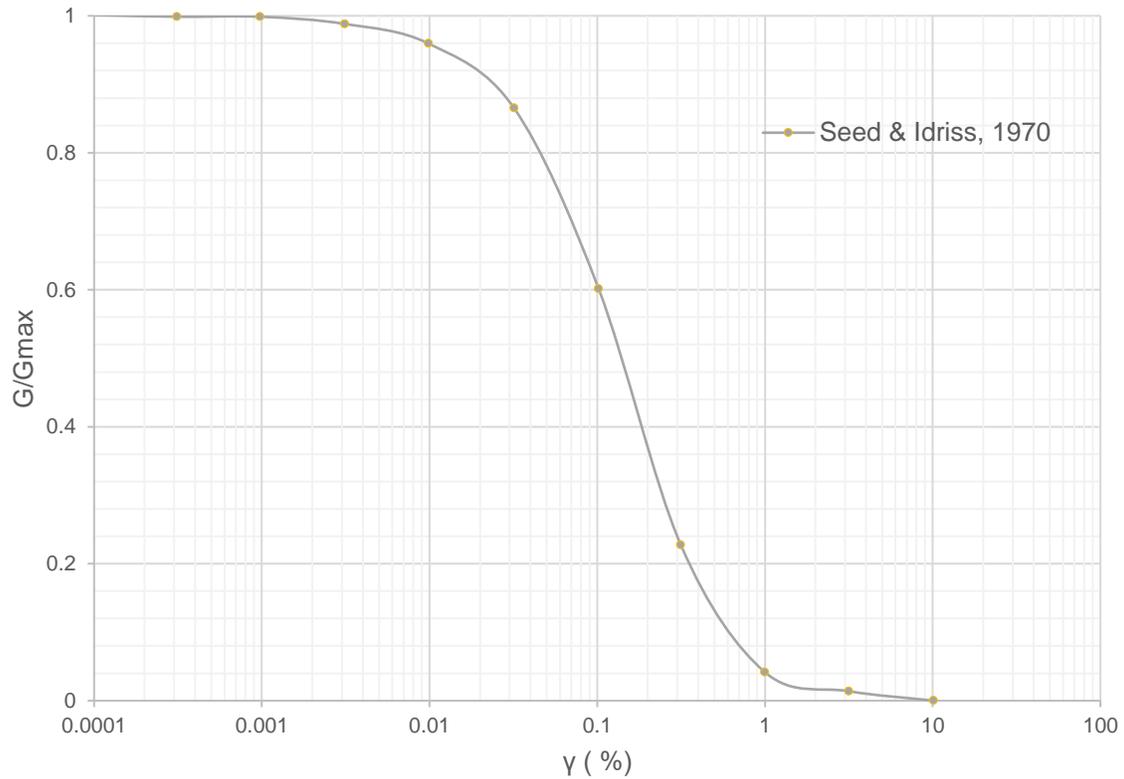


Figura 3.6. Curva de degradación del módulo de rigidez al corte para arenas. (Seed e Idriss, 1970).

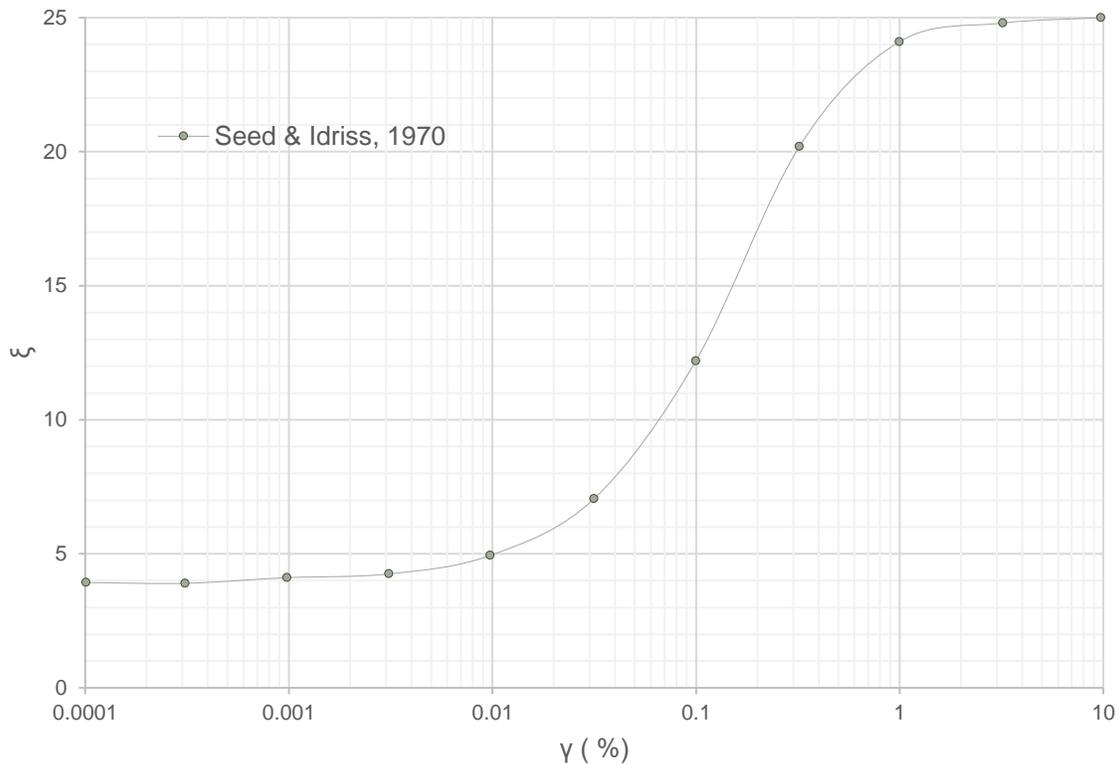


Figura 3.7. Curva de amortiguamiento para arenas. (Seed e Idriss, 1970).

La metodología presentada por Romo y Ovando (1996) propone un modelo hiperbólico tipo Masing (que sirven para describir el comportamiento carga – descarga del suelo) que toma en cuenta las no linealidades del suelo asociadas a niveles de deformación angular generadas en un sismo (Osorio, 2007). Este modelo considera al índice de plasticidad como el principal parámetro que influye en el comportamiento cíclico, esto es aplicable al material arcilloso del depósito de suelo, donde su índice de plasticidad está entre 80 y 250; a continuación, se presenta la formulación del modelo:

$$\frac{G(\gamma)}{G_{max}} = [1 - H(\gamma)] \quad (3-3)$$

$$\lambda = (\lambda_{max} - \lambda_{min})H(\gamma) + \lambda_{min} \quad (3-4)$$



$$H(\gamma) = \left[ \frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A'} \quad (3-5)$$

$$A' = I_r + A \quad (3-6)$$

$$I_r = \frac{w_L - w_N}{PI} \quad (3-7)$$

Dónde:

$G(\gamma)$ , módulo de corte para una deformación  $\gamma$  dada

$G_{max}$ , módulo de corte máximo, para  $\gamma \leq 10^{-4}$  %

$\lambda_{min}$ , valor mínimo de la relación de amortiguamiento

$\lambda_{max}$ , valor máximo de la relación de amortiguamiento

$w_L$ , límite líquido

$w_N$ , contenido de agua natural

$H(\gamma)$ , función definida para cualquier deformación angular

$I_r$ , es la consistencia relativa en función de parámetros de plasticidad

$A$  y  $B$  son parámetros que definen la geometría de la curva de degradación de módulo y están en función del índice de plasticidad

$\gamma_r$ , deformación de referencia correspondiente al 50 % de la degradación del módulo

Los últimos términos están en función del índice de plasticidad y se presentan en la Figura 3.8.

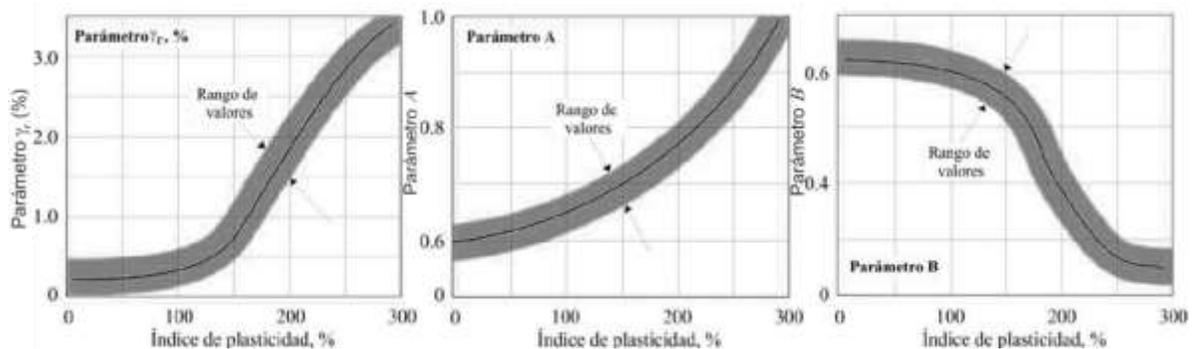




Figura 3.8. Variación de los términos  $\gamma_r$ ,  $A$  y  $B$  respecto al índice de plasticidad (Romo, 1995).

Las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento fueron tomadas de Osorio, 2007 y Tepalcapa, 2017; éstas se obtuvieron experimentalmente en el laboratorio y se calibraron mediante el modelo tipo Masing anteriormente mencionado. En estas investigaciones también se presentaron propiedades que son consistentes con el subsuelo de cimentación del Bordo Poniente presentado en Parra, 2013 y Cabrera, 2009 (Figura 3.9 y Figura 3.10).

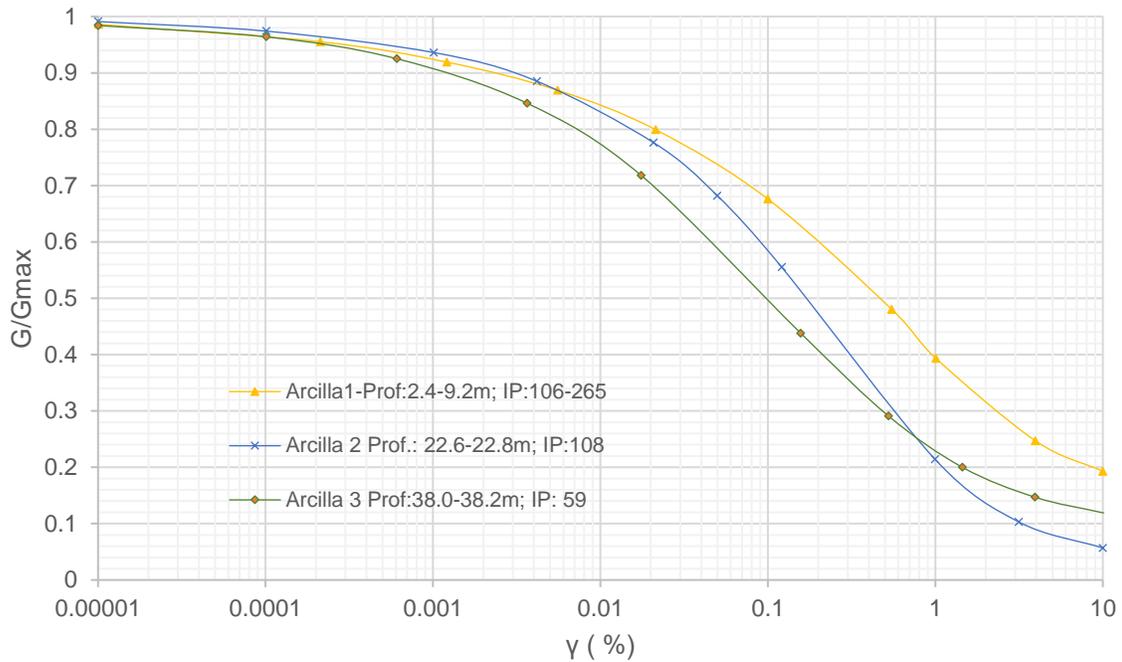


Figura 3.9. Curva de degradación del módulo de rigidez al corte para arcillas. (Osorio, 2007)

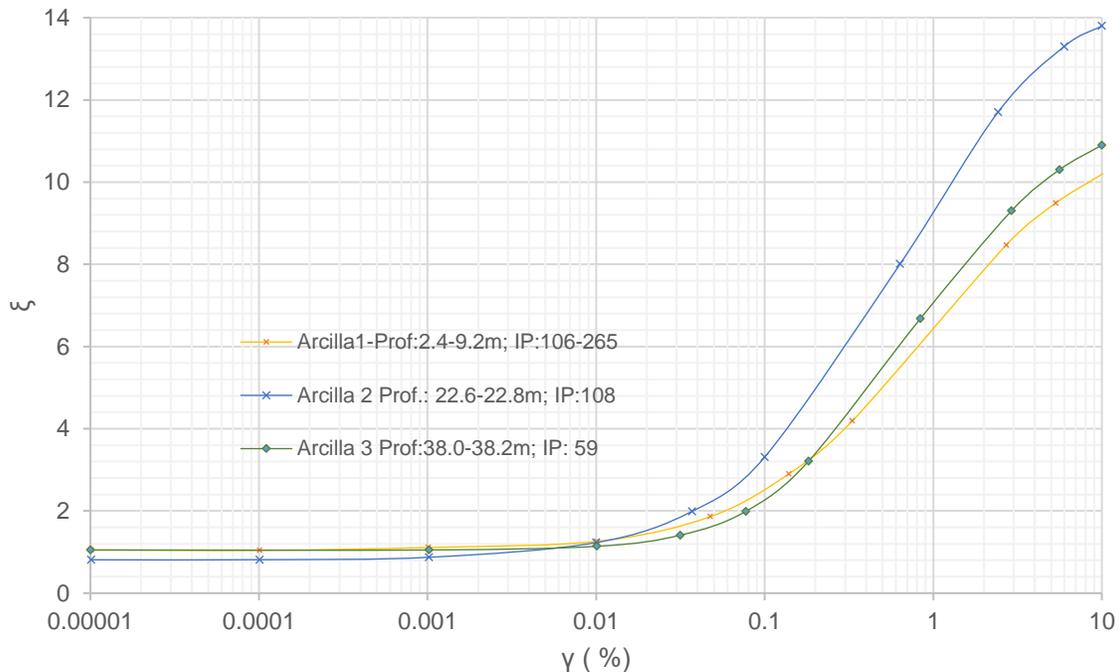


Figura 3.10. Curva de amortiguamiento para arcillas. (Osorio, 2007)

Siguiendo con la explicación del comportamiento histerético de los materiales que se utilizaron para el modelado numérico, se presentan las curvas de reducción de módulo de rigidez y amortiguamiento de los residuos sólidos y para esto se recurre a la bibliografía.

Debido a la incertidumbre en las propiedades de los residuos por su aleatoriedad y dependencia de un factor socio económico y ambiental para cada país, como se mostró en el capítulo 2, Singh y Murphy (1990) evaluaron las curvas de los residuos sólidos basados en la premisa de que las propiedades de resistencia de estos materiales son más cohesivas que friccionantes, donde encontraron que tienen características similares entre arcillas y turbas. Por lo que, múltiples investigaciones se han realizado con el fin de obtener estas curvas debido a la gran problemática que presentan las fallas de estas estructuras principalmente en el medio ambiente, para ello, se implementaron distintas metodologías para obtenerlas, éstas se pueden dividir en retroanálisis de fallas en rellenos sanitarios por medio de análisis numéricos, programas de testeo *in situ* y ensayos de laboratorio.

Matasovic *et al.* (1995) e Idriss *et al.* (1995), realizaron análisis similares presentando sus resultados en distintas publicaciones; donde utilizaron los sismos de Northridge y Landers, además de emplear reglas de Masing. Augello *et al.* (1998) encontraron que el mejor ajuste de las curvas concuerda con curvas de arcillas con



índices de plasticidad entre 30 % y 100 % para bajas deformaciones y cercanas a 30 % para grandes deformaciones.

Morochnik *et al.* (1998) encontraron que los residuos responden cómo materiales viscoelástico lineal y no cómo uno histerético con degradación del módulo despreciable para deformaciones mayores a 0.08 %.

Matasovic and Kavazanjian (1998) extendieron las investigaciones de Matasovic *et al.* (1995), ejecutando pruebas correspondientes a grandes deformaciones, corte simple cíclico con probetas de hasta 450 mm de diámetro, además de ejecutar modelos dinámicos 2D con respuesta en la parte superior del relleno OII. Ellos propusieron un grupo de curvas de amplio rango debido a que las muestras sufrían perturbaciones y remoldeo, lo cual produjo un incremento del flujo que aumentaba la degradación de  $G$  y el amortiguamiento que variaba de la respuesta *in situ*.

Elgamal *et al.* (2004) sugieren un amortiguamiento entre 3.6 % y 8.8 % sin degradación del módulo de corte entre deformaciones de 0.001 % a 0.2 %.

Los autores mencionados realizaron retro cálculos sobre el relleno sanitario OII en los Ángeles, California; en la Tabla 3-1 se presenta un resumen de las referencias mencionadas, además de las curvas en la Figura 3.11.

Tabla 3-1. Resumen de estudios numéricos del relleno sanitario OII. (Zekkos *et al.*, 2011).

Referencia	Enfoque	Número de secciones	Registros
Matasovic et al. (1995)	No lineal y lineal equivalente 1D	1	2
Idriss et al. (1995)	Lineal equivalente 1D y 2D	1	4
Morochnik et al. (1998)	Identificación de sistemas	N/A	10
Augello et al. (1998)	Lineal equivalente 2D	2	10
Matasovic and Kavazanjian (1998)	Lineal equivalente 2D	2	10
Elgamal et al. (2004)	Identificación de sistemas	N/A	6

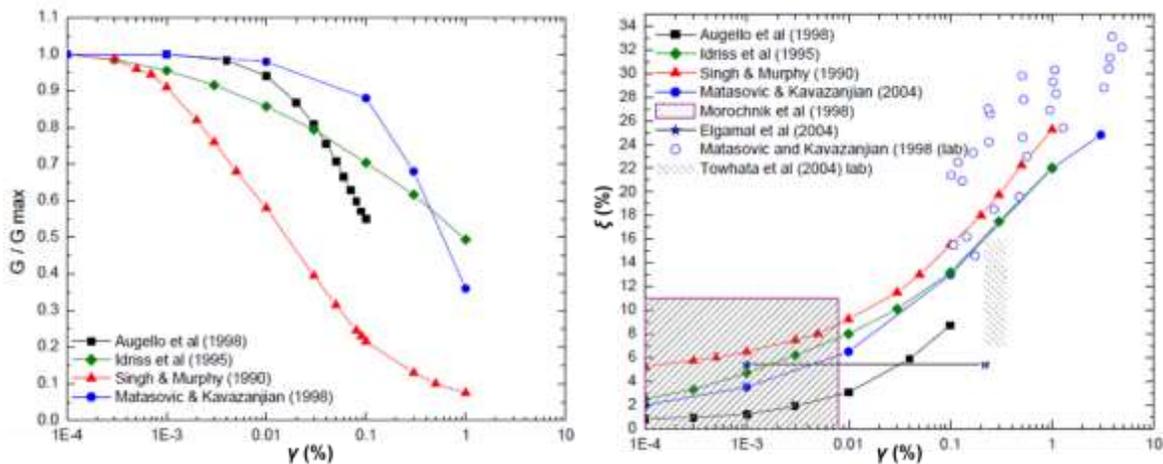


Figura 3.11. Resumen de curvas de (a) degradación del módulo y (b) amortiguamiento para residuos de varios autores. (Zekkos *et al.*, 2008).

Los programas de ensayos *in situ* para elaborar las curvas son complicados y poco prácticos, sin embargo, Rix *et al.* (1998) ejecutaron ensayos sísmicos a bajas deformaciones, dónde obtuvieron graficas amortiguamiento – profundidad (Figura 3.12). Los resultados de amortiguamiento varían de 1.5 % a 10 % para ambos rellenos sanitarios y son mayores que para los obtenidos en modelado numérico y ensayos de laboratorio.

Finalmente, la metodología para la determinación de curvas de degradación de módulo y amortiguamiento mediante ensayos de laboratorio se presenta en las investigaciones de distintos autores. Matasovic and Kavazanjian (1998) ejecutaron pruebas a mayor escala como se mencionó. Towhata *et al.*, (2004) ejecutaron triaxiales cíclicas con confinamiento de 40 kPa y peso volumétrico de 0.75 gr/cm<sup>3</sup> a frecuencias de 0.01 hasta 0.1 Hz y para niveles de deformación entre 0.2 - 0.3 %; dónde encontraron que el módulo de elasticidad secante es similar para residuos con contenido de plásticos que, sin presencia de estos, además de que el amortiguamiento material incrementó con muestras que no contenían fibras plásticas.

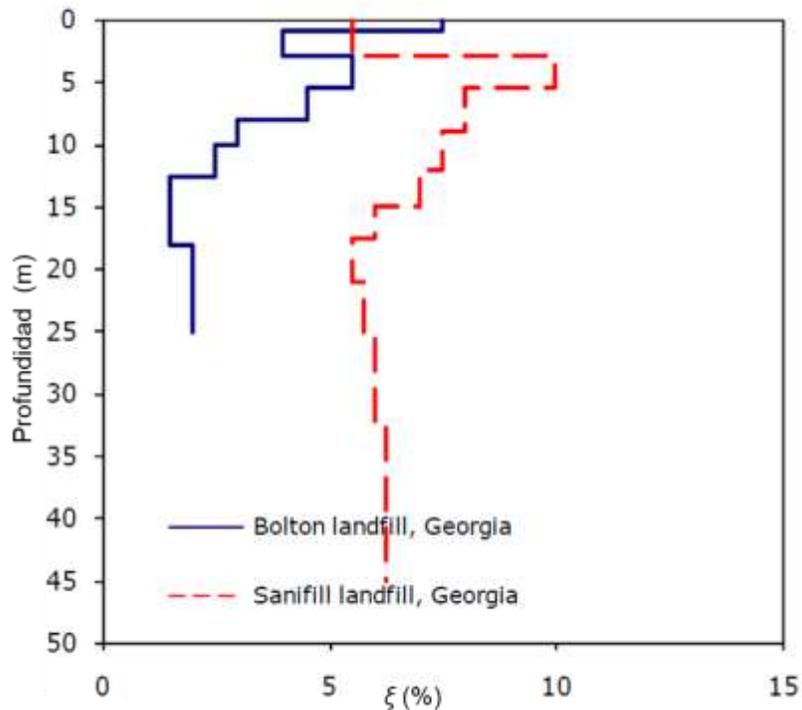


Figura 3.12. Mediciones *in situ* de bajas deformaciones de amortiguamiento material para dos rellenos sanitarios en Georgia. (Rix *et al.*, 1998).

Zekkos *et al.* (2008) identificaron los parámetros que modifican las distintas propiedades dinámicas de los residuos sólidos (Tabla 3-2). Observaron que, lo que más influye son la composición de los residuos y la presión de confinamiento. A medida que aumenta el material fibroso (papel, plástico y madera) de diámetro mayor a 20 mm, la curva  $G/G_{max}$  vs  $\gamma$  cambia hacia grandes deformaciones, teniendo un comportamiento más lineal, mientras que el amortiguamiento en las curvas  $\xi$  vs  $\gamma$  disminuye significativamente a grandes deformaciones.

Tabla 3-2. Efecto de las propiedades más relevantes en las propiedades dinámicas de los residuos sólidos. (Zekkos *et al.*, 2008)



Propiedad	Gmax	Curva G/Gmax vs $\gamma$	Curva amortiguamiento $\xi$ vs $\gamma$
Composición	....	..	..
Presión de confinamiento	...	...	....
Peso volumétrico	...	.	.
Frecuencia de carga	...	.	.
Tiempo bajo confinamiento	...	.	.

- .... Muy importante
- ... Importante
- .. Importante para grandes deformaciones
- . No importante

El incremento de la presión de confinamiento ocasiona una respuesta más lineal, además de una reducción del amortiguamiento. Lee (2007) observó que la linealidad de las curvas aumentaba con la cantidad de material fibroso mayor a 20 mm.

Se revisó la clasificación de los residuos del Bordo Poniente (Parra, 2013) mediante los porcentajes de materiales que lo componen y que afectan directamente las propiedades dinámicas, y se compararon con la categorización de residuos de las investigaciones realizadas. En la Figura 3.13 y la Figura 3.14 se presentan las curvas de degradación de los módulos de rigidez y de amortiguamiento para el modelado numérico, que se extrajeron de Zekkos *et al.* (2008) y están en función del porcentaje de contenido de materiales de residuos fibrosos (cómo plástico, papel y madera).

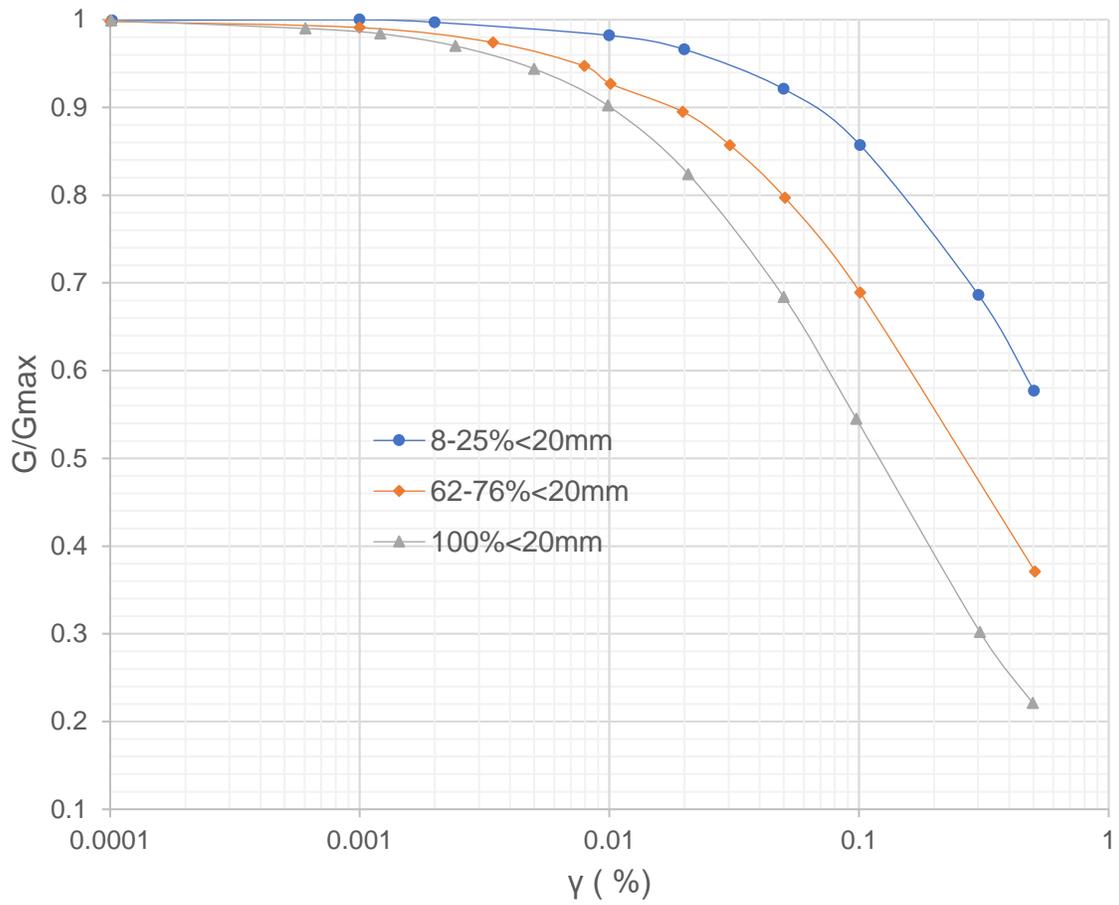


Figura 3.13. Curva de degradación del módulo al corte para residuos sólidos (Zekkos *et al.*, 2008).

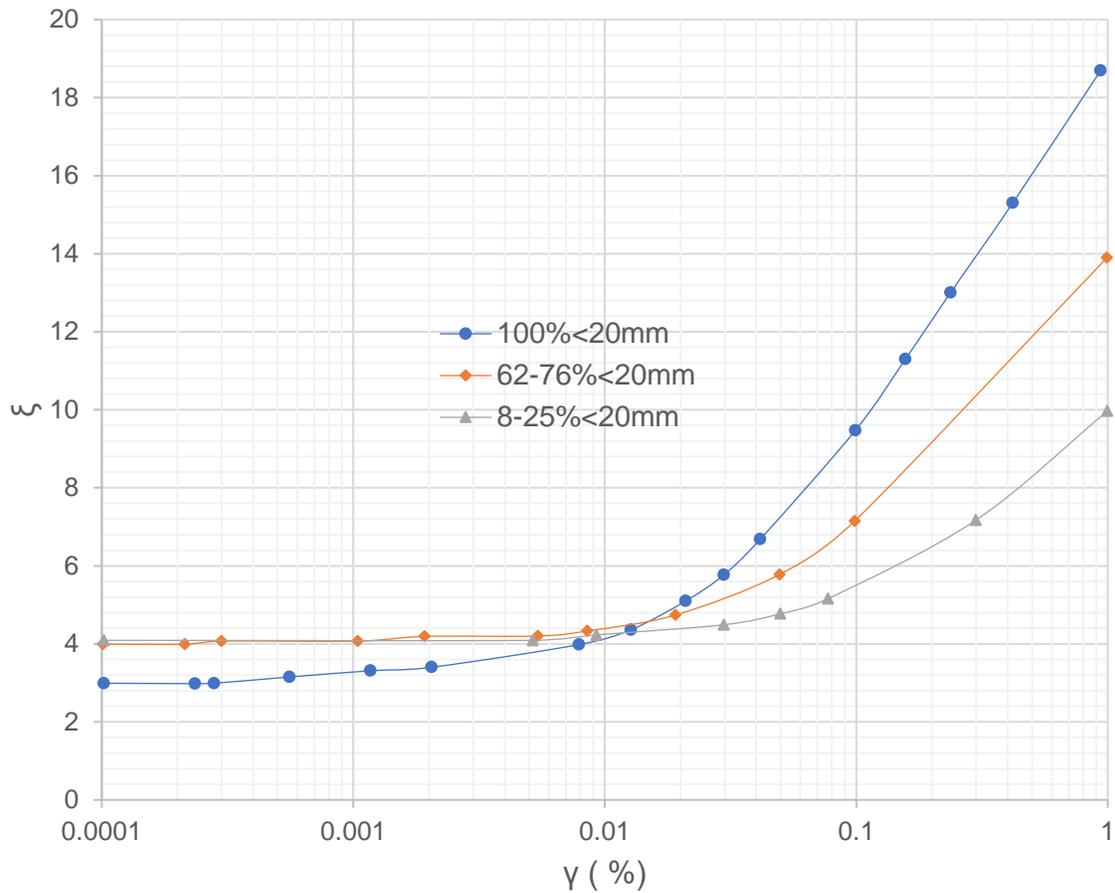


Figura 3.14. Curva de amortiguamiento para residuos sólidos (Zekkos *et al.*, 2008).

3.1.2.2 Perfil de velocidad de corte

Para obtener los valores de las velocidades de onda de cada estrato requeridas para el análisis dinámico, se recurrió a la correlación semi-empírica desarrollada por Ovando y Romo (1991), la cual se basa en la teoría de cavidades y modelos de comportamiento no lineales hiperbólicos y exponenciales (3-8).

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{\gamma_{nat} N_{kh}}} \tag{3-8}$$

Dónde:

$\eta$  y  $N_{kh}$ , constantes que depende del tipo de suelo, fueron determinadas para sitios en particular (Tabla 3-3),

$q_c$ , valor de la resistencia de punta del sondeo de cono eléctrico (CPT),



$\gamma_{nat}$ , peso volumétrico natural del suelo.

Tabla 3-3. Constantes dependientes del tipo de suelo que satisfacen la correlación  $q_c$  y  $V_s$  (Ovando y Romo, 1991).

Tipo de suelo	Valores para $N_{kh}$			$\eta$
	Máximo	Promedio	Mínimo	
Arcillas del Lago de Texcoco	14	9.5	6.7	23.33
Arcillas del Lago de Xochimilco-Chalco	14	9.9	7	26.4
Arenas limosas de la capa dura en el Valle de México	16	11.1	8	40

De acuerdo con la correlación presentada, se calcula el perfil de velocidad de onda para el suelo de desplante del relleno sanitario a partir de los resultados de cono realizados, además de los pesos volumétricos de cada uno de los estratos del perfil con las constantes pertenecientes al tipo de suelo de las arcillas del lago de Texcoco,  $\eta=23.33$  y  $N_{kh}=9.5$ ; esto para los estratos arcillosos. Para las arenas, la velocidad de onda cortante se calcula mediante la expresión propuesta por Seed *et al.* (1983):

$$V_s = \alpha N_{SPT}^\beta \tag{3-9}$$

Dónde:

$N_{SPT}$ , es el número de golpes del ensayo de penetración estándar

$\alpha=61$  y  $\beta=0.5$

Para las velocidades de onda de los residuos, se recurre a la bibliografía, dónde se presentan  $V_s$  para profundidades hasta de 30 metros (Figura 3.15).

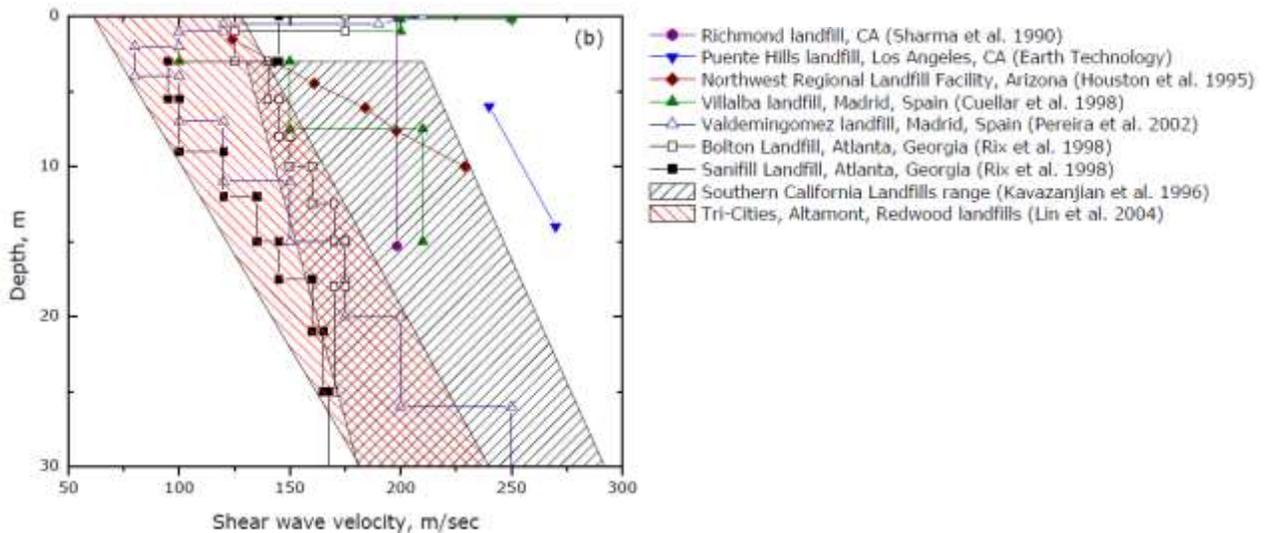


Figura 3.15. Perfiles de  $V_s$  para residuos sólidos (Zekkos *et al.*, 2011).



Para los depósitos profundos se asumió a una profundidad de 100 m, una velocidad de onda cortante de 700 m/s correspondiente a suelos de alta densidad compuestos por gravas y arenas cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. En la Figura 3.16 se presenta el perfil de velocidades de onda del depósito de suelo.

Ya que los residuos presentan cierto grado de envejecimiento y compactación adicional debido a la endentación del terreno, se selecciona una velocidad de onda de corte para los residuos entre 220 m/s y 280 m/s; ya que, durante la calibración de los parámetros dinámicos, valores cercanos proporcionaban resultados coherentes con los medidos en campo. El perfil de velocidad de onda de corte para el suelo de desplante se presenta en la Figura 3.16.

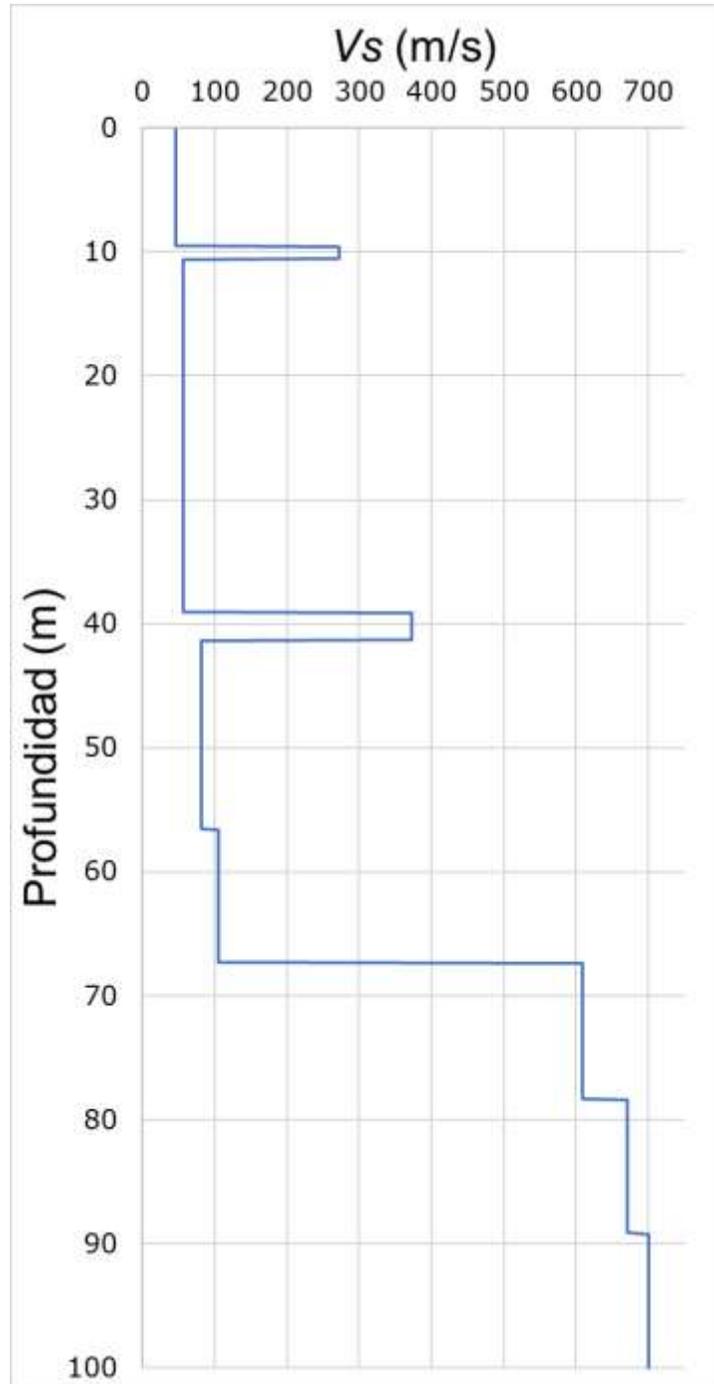


Figura 3.16. Perfil de velocidad de onda cortante del campo libre idealizado.

### 3.2 Respuesta de sitio

La respuesta de sitio tiene como propósito predecir los movimientos de un depósito de suelo ante cargas dinámicas producidas por los sismos por medio de la



transmisión de ondas desde un lecho rocoso, estos movimientos pueden amplificarse y producir grandes daños en superficie. En este contexto, se tiene que la respuesta de sitio se puede resolver mediante dos enfoques distintos, el lineal y no lineal.

### 3.2.1 Lineal

La respuesta se determina mediante las funciones de transferencia (FT), las cuales son un factor de amplificación o atenuación desarrollado para modificar historias de tiempo, que funcionan en el dominio de la frecuencia, donde los parámetros dinámicos ( $\xi$ ,  $G$  y  $V_s$ ) no cambian con las deformaciones angulares ni varían en el tiempo.

La formulación para las funciones de transferencia implica cuatro casos, que van desde el más básico al más complejo; todas se basan en la solución de la ecuación de onda mediante las relaciones de compatibilidad esfuerzo – deformación – desplazamiento. Se presentan a continuación las ecuaciones sin su desarrollo matemático por cuestiones prácticas.

#### 3.2.1.1 Caso I, depósito de suelo uniforme no amortiguado sobre roca rígida

Los desplazamientos en superficie siempre serán mayores que en el lecho rocoso y a ciertas frecuencias armónicas serán mucho mayores, incluso llegando a entrar en resonancia cuando las frecuencias presentan un denominador en la ecuación 3-10 igual a cero (Figura 3.17).

$$|F(\omega)| = \frac{1}{\cos(\omega H/V_s)} \tag{3-10}$$

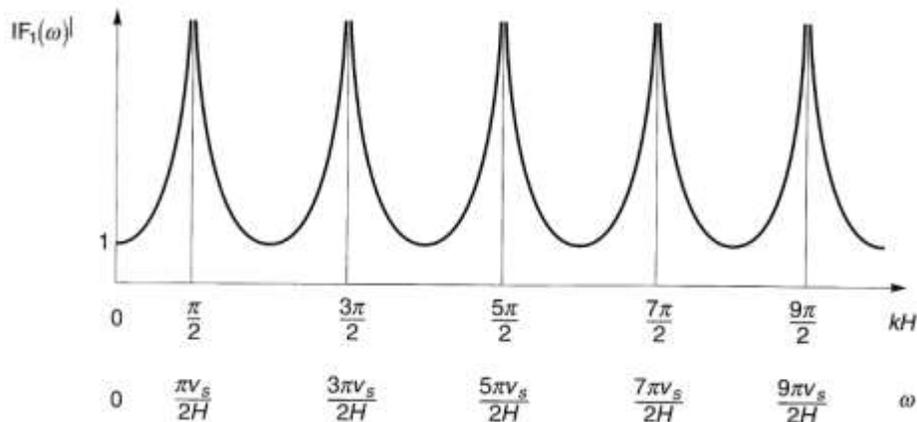


Figura 3.17. Influencia de la frecuencia en la respuesta de un depósito de suelo elástico lineal no amortiguado.



### 3.2.1.2 Caso II, depósito de suelo uniforme amortiguado sobre roca rígida

Se puede observar en la Figura 3.18, que a altas frecuencias se afecta la respuesta más que a bajas frecuencias.

$$|F(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/V_s) + [\xi(\omega H/V_s)]^2}} \quad (3-11)$$

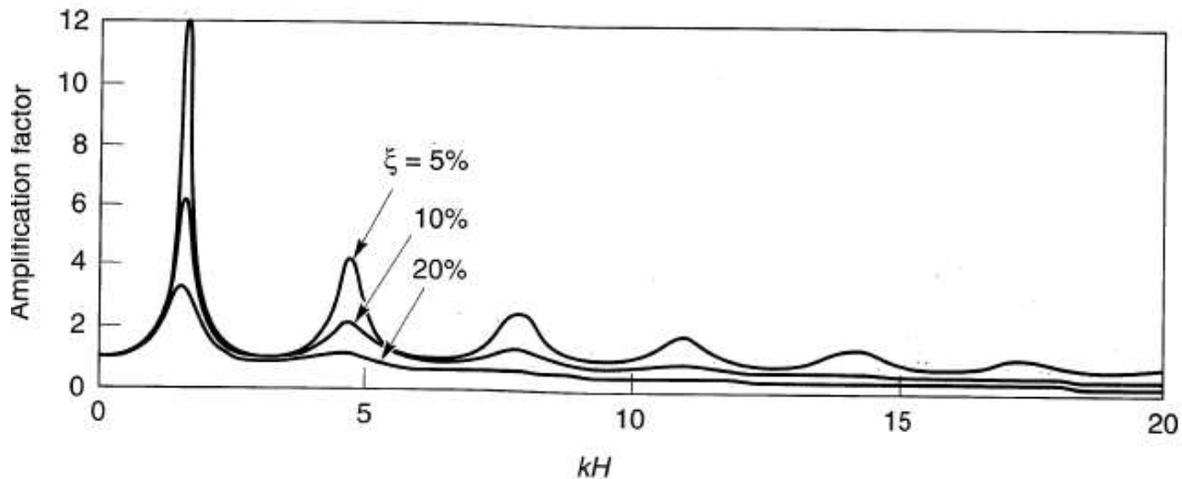


Figura 3.18. Influencia de la frecuencia en la respuesta de un depósito de suelo elástico lineal amortiguado.

### 3.2.1.3 Caso III, depósito de suelo uniforme amortiguado sobre roca elástica

En los casos anteriores se presentaron depósitos de suelo sobre roca, donde las ondas se reflejarían de la superficie de vuelta al basamento. Si se supone una roca elástica, la onda al llegar a la frontera roca – suelo se reflejaría parcialmente, pues parte de su energía se disiparía en el basamento. Ésta es una forma de amortiguamiento de radiación donde los desplazamientos en la superficie serían menores que el depósito de suelo suprayacente a la roca rígida.

$$|F(\omega)| = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*)e^{ik_s H} + (1 - \alpha_z^*)e^{-ik_s H}} \quad (3-12)$$

Dónde  $k_s$  es el número de onda complejo y  $\alpha_z^*$  es la impedancia compleja; esto significa que tiene intrínseco el amortiguamiento del suelo. No ocurre resonancia por las condiciones de frontera suelo – rocas mencionadas, a menos que la relación de impedancia sea cero (Figura 3.19).

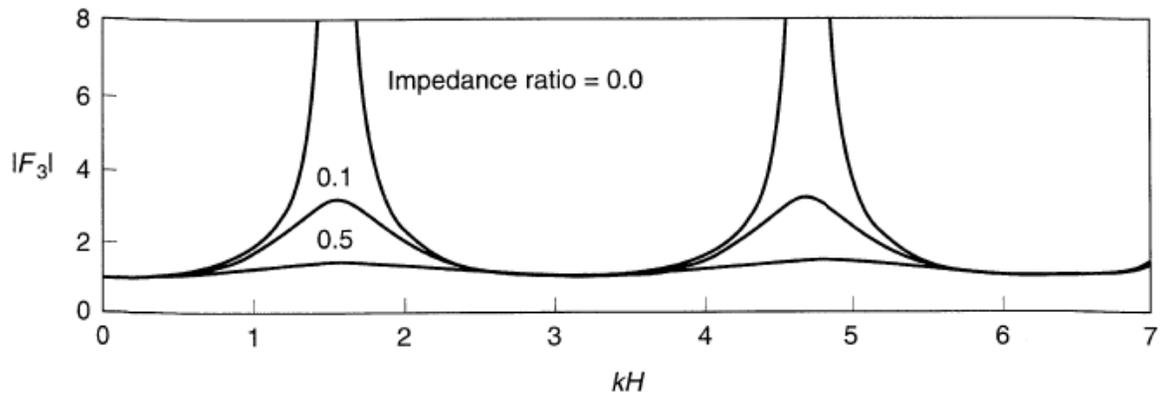


Figura 3.19. Efecto de la impedancia en la FT.

#### 3.2.1.4 Caso IV, depósito de suelo estratificado sobre roca elástica

Este corresponde al caso más realista, donde aparece una función de transferencia para cada estrato; de forma similar al caso III, se toma en cuenta la impedancia entre los materiales (entre estratos de suelo) utilizando un algoritmo de repetición para cada frontera entre estratos:

$$\begin{aligned} A_m &= a_m(\omega)A_1 \\ B_m &= b_m(\omega)B_1 \end{aligned} \quad (3-13)$$

Dónde:

$A_1$  y  $B_1$  son las amplitudes de onda de desplazamiento en la parte superior del estrato

$A_m$  y  $B_m$  son las amplitudes para otro estrato del depósito

Estas relacionan la capa inferior con la superior de arriba hacia abajo (empezando con la superficie libre). La función de transferencia que relaciona la amplitud de desplazamiento de un estrato  $i$  con un estrato inferior  $j$  se presenta en la ecuación

$$F_{i,j}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (3-14)$$

Debido a que el proceso matemático es complejo, se hace uso del software SHAKE, que se basa en las soluciones continuas de las ecuaciones de onda de Kanai, 1951; Matthiesen *et al*, 1964; Roesset and Whitman, 1969; Lysmer *et al* 1971 que adoptaron la transformada rápida de Fourier para movimientos transitorios. SHAKE utiliza un procedimiento lineal equivalente (Idriss y Seed, 1968; Seed e Idriss, 1970) para tomar en cuenta la no linealidad del suelo mediante un proceso iterativo para



obtener los valores de módulo de rigidez cortante y amortiguamiento que son compatibles con las deformaciones uniformes equivalentes inducidas en cada estrato.

Como en el caso lineal no toma en cuenta la variación de las propiedades dinámicas, se recurre a una simplificación de análisis llamado el método lineal equivalente. Este propone una combinación única de  $\xi$  y  $G$  para cada estrato que represente la respuesta de corte promedio durante el movimiento del sismo haciendo uso de las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento; además de una deformación angular efectiva,  $\gamma_{eff}$ ; ésta representa la deformación angular transitoria producida por el sismo en una equivalente de una prueba de laboratorio, igualando la energía del sismo con la del laboratorio y está dada por la siguiente ecuación (Idriss y Sun, 1992):

$$\gamma_{eff} = R_{\gamma}(\gamma_{max}) \quad (3-15)$$

Dónde  $R_{\gamma} = \frac{M_W - 1}{10}$ . El procedimiento de cálculo se presenta a continuación:

1. Proponer valores iniciales de  $\xi$  y  $G$  (bajas deformaciones).
2. Análisis de respuesta de sitio lineal para deposito estratificado para obtener historias de deformación angular de cada uno, de estas se toma  $\gamma_{max}$ .
3. Calcular  $\gamma_{eff}$  para cada estrato.
4. Usando  $\gamma_{eff}$  se obtienen valores de  $\xi$  y  $G$  teniendo en cuenta las curvas de comportamiento dinámico.
5. Repetir pasos 2, 3 y 4 hasta alcanzar una tolerancia prescrita en las deformaciones angulares calculadas.

### 3.2.2 No lineal

En el enfoque no lineal se integra la ecuación de onda numéricamente en series de pequeños pasos de tiempo ( $\Delta t$ ) usando métodos diferenciales (i.e. diferencias finitas) y se resuelve estrato por estrato para el tiempo total del registro del movimiento sísmico. El procedimiento se presenta a continuación:

1. En el inicio de cada  $\Delta t$ , la velocidad de la partícula y el desplazamiento total son conocidos en cada frontera de los estratos.
2. Se calcula la deformación angular en cada estrato mediante el perfil de desplazamientos de la partícula.
3. Se aplica las reglas de carga/descarga (tipo Masing) para calcular los esfuerzos cortantes de cada estrato mediante la compatibilidad entre estratos en las fronteras.
4. Se incrementa el  $\Delta t$  del movimiento sísmicos en la base del modelo.
5. Se calcula el movimiento en cada frontera de estratos desde la base hacia la superficie.
6. Se repiten los pasos para cada  $\Delta t$  hasta cubrir el tiempo total del sismo.



Este procedimiento se aplica mediante el software FLAC3D para los sismos de Michoacán, 1985 y Puebla, 2017.

## **4 PLANTEAMIENTO DEL MODELO**

De acuerdo con la información presentada en los capítulos anteriores, se desarrolla la modelación dinámica de la etapa IV del relleno sanitario Bordo Poniente mediante el software FLAC3D versión 6.0 (Itasca Consulting Group, Inc), ya que permite ejecutar una solución no lineal en el dominio del tiempo y resolver las ecuaciones de movimiento presentadas en el capítulo 3 de manera completa en todo el tiempo de cálculo, utilizando masas y amortiguamientos físicamente realistas en los nodos de la malla del modelo.

Inicialmente, se simuló un modelo en condición estática que trata de reproducir el modelo presentado en Parra (2013), posteriormente se realizó una modelación mediante el software SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), dónde se propagaron ondas desde un estrato rocoso en la base hasta la superficie del campo libre para calibrar los parámetros dinámicos de la estratigrafía, obteniendo unos resultados basados en el método lineal equivalente. Sabiendo que SHAKE ejecuta sus análisis en el dominio de la frecuencia y FLAC3D en el dominio del tiempo, es posible utilizar los parámetros del primero en el segundo por medio de la transformada de Fourier (como se mostró en el capítulo 3), basados en la premisa de que una de las grandes diferencias en los resultados entre el modelo lineal equivalente y el no lineal depende del grado de no linealidad (que es bajo para pequeñas deformaciones), la cual no se presenta en los movimientos registrados ya que indujeron grandes deformaciones.

### **4.1 Propiedades geotécnicas de los residuos**

Se caracterizaron los residuos según sus propiedades para ejecutar los modelos numéricos, se presentan una reseña completa sobre las propiedades geotécnicas, sin embargo, las características dinámicas fueron presentadas en el capítulo 3.

De acuerdo con la composición mencionada (Parra, 2013), se hace un análisis comparativo de la información encontrada en la literatura, la cual incluye ensayos de laboratorio y campo, además de retrocálculos que se usaron para estimar las propiedades geotécnicas de los residuos.

El comportamiento de los residuos sólidos se debe principalmente a la composición, en dónde los materiales fibrosos son los que aportan la resistencia al corte. Estos están conformados por papel, plástico, madera y textiles. También influye en gran medida la descomposición de los materiales biodegradables, los cuales son indistinguibles al cabo de unos meses. Los materiales de residuos se pueden tratar



como medios porosos, con tres fases: sólido ( $S$ ), líquido ( $L$ ) y gaseoso ( $G$ ), dónde la fase sólida se divide en degradable e inerte (Figura 4.1). Se asume una fase líquida con densidad de lixiviados cercana a la del agua:  $\rho_L = M_L/Vol_L = 1 \frac{gr}{cm^3}$ . Debido que la fase gaseosa no toma en cuenta su peso, la densidad de gas es despreciable y al igual que los suelos, se definen tres parámetros físicos característicos que son la densidad seca (4-1), porosidad (4-2) y contenido de agua (4-3) (Gourc & Zekkos, 2019):

$$\rho_d = \frac{M_S}{Vol_T} \quad (4-1)$$

$$n = \frac{Vol_V}{Vol_T} = \frac{Vol_G + Vol_L}{Vol_T} \quad (4-2)$$

$$w_r = \frac{M_L}{M_S} = \frac{M_T - M_S}{M_S} \quad (4-3)$$

$$\rho_s = \frac{M_S}{Vol_S} = \frac{\rho_d}{1 - n} \quad (4-4)$$

Dónde:

$\rho_d$ , densidad seca	$n$ , porosidad
$Vol_V$ , volumen de vacíos	$w_r$ , contenido de agua
$Vol_T$ , volumen total	$M_T$ , masa total
$Vol_G$ , volumen de gas	$M_G$ , masa de gases; igual a cero
$Vol_L$ , volumen de lixiviados	$M_L$ , masa de lixiviados
$Vol_S$ , volumen de sólidos	$M_S$ , masa de sólidos
$Vol_{sd}$ , volumen de sólidos degradables	$M_{sd}$ , masa de sólidos degradables
$Vol_{si}$ , volumen de sólidos inertes	$M_{si}$ , masa de sólidos inertes
$\rho_s$ , densidad de sólidos o gravedad específica	

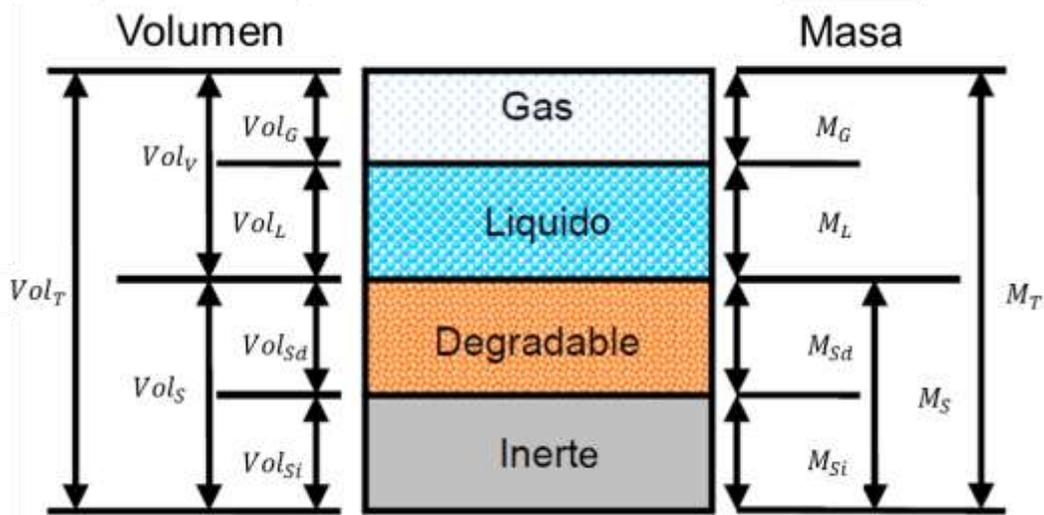


Figura 4.1. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los residuos sólidos municipales. (Gourc & Zekkos, 2019).

#### 4.1.1 Peso volumétrico

El peso volumétrico de los residuos sólidos municipales tiende a ser una combinación entre los residuos y los materiales de cobertura (Landva & Clarck), sin embargo, en el modelado numérico se utilizaron ambos materiales por aparte. Kavazanjan *et al.* (1995) estimaron la variación de peso volumétrico en función de la profundidad con valores que van desde los 6 kN/m<sup>3</sup> cerca de la superficie, hasta los 13 kN/m<sup>3</sup> a profundidades mayores a 45 m (Figura 4.2). Este parámetro influye de forma importante debido a varios aspectos:

- El sistema de impermeabilización depende de la presión de sobrecarga, que es relación directa del peso volumétrico
- De igual manera, los asentamientos en el suelo de desplante
- Para la evaluación sísmica, este parámetro afecta el valor del módulo de corte para bajas deformaciones, el cual es función de la velocidad de onda de corte y la densidad; además de influir en el periodo fundamental del relleno.

Se ha estimado el peso volumétrico en múltiples investigaciones [Gomes *et al.* (2002); Matasovic & Kavazanjan (1998); Kavazanjan *et al.* (1996); Oweis & Khera (1998); Cowland *et al.* (1993); Richardson & Reynolds (1991); Landva & Clark (1989) y Zekkos *et al.* (2006)] como se presenta en la Figura 4.2. Geosyntec (2003) ha demostrado que sobre la superficie se pueden llegar a tener pesos volumétricos de 8 kN/m<sup>3</sup> y a profundidades de 10 m de 12 kN/m<sup>3</sup>, lo cual da una idea de los valores que pueden utilizarse para la etapa IV del Bordo Poniente. Los valores presentados en la Figura 4.2 se calcularon mediante ensayos de laboratorio, pues es el método más preciso en dónde se pueden controlar condiciones de



composición, humedad, compactación y confinamiento; sin embargo, el equipo de laboratorio tradicional no es adecuado para esto, por lo que se requieren muestras mucho más grandes (diámetros entre 250 mm y 500 mm) y representativas de los rellenos sanitarios.

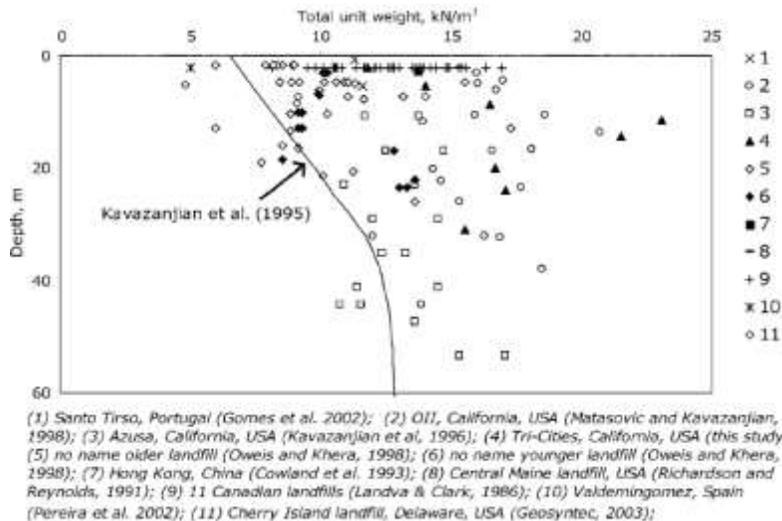


Figura 4.2. Peso volumétrico calculado por diversos investigadores.

La relación entre el peso volumétrico y la presión de confinamiento es casi lineal con un pequeño incremento relativo entre ambos; a partir de esta premisa Zekkos *et al.* (2006) revisaron datos previos de las investigaciones realizadas y establecieron que dicha relación es hiperbólica y su forma depende del peso volumétrico inicial, el cual es controlado por la composición de los residuos y de la energía de compactación (es relativa a la presión de confinamiento, por ende, a la profundidad).

Para bajos niveles de energía de compactación, existe una densificación significativa que puede tener lugar a medida que aumenta la presión de confinamiento (i.e. adición de residuos o sobrecargas del suelo), mientras que, para altos niveles de energía de compactación, la presión de confinamiento y/o la profundidad no tienen gran efecto.

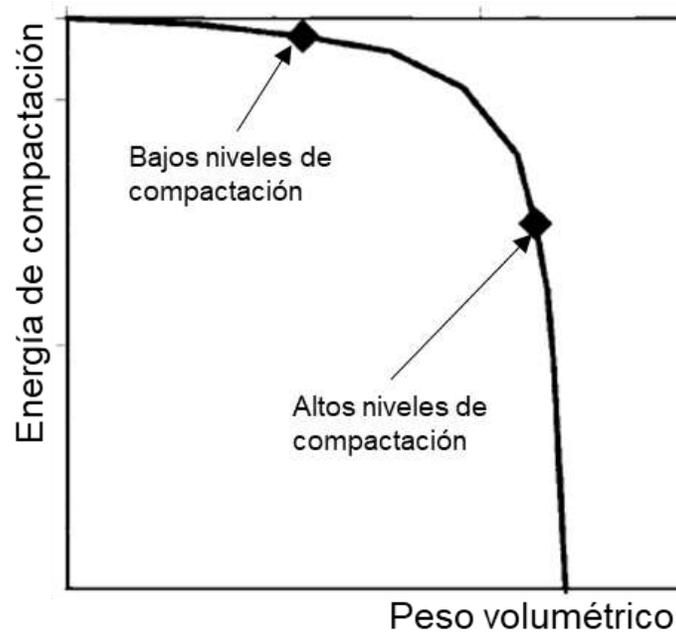


Figura 4.3. Modelo conceptual hiperbólico del peso volumétrico vs la energía de compactación. (Zekkos *et al.*, 2006)

Otro parámetro que afecta al peso volumétrico es el coeficiente de presión de tierra en reposo ( $K_0$ ) al introducir incertidumbre adicional, ya que experimentalmente se encontraron valores entre 0.2 y 0.8, es decir, condiciones muy anisotrópicas. A partir de las hipótesis planteadas, Zekkos *et al.* (2006) presentaron la siguiente expresión para calcular el peso volumétrico de los residuos ( $\gamma_r$ ) que no tiene en cuenta  $K_0$  y solo depende de la presión de confinamiento y la energía de compactación inicial:

$$\gamma_r = \gamma_{ri} + \frac{z}{\alpha + \beta z} \quad (4-5)$$

Dónde:

$\gamma_{ri}$ , peso volumétrico cercano a la superficie

$z$ , profundidad

$\alpha$ , parámetro dependiente de la tasa de variación del peso volumétrico con la profundidad para la zona con bajos niveles de compactación (toma valores entre 0 y 10  $\text{m}^4/\text{kN}$ ).

$\beta$ , parámetro dependiente de la diferencia entre el  $\gamma_{ri}$  y el máximo valor que puede tomar el peso volumétrico (toma valores entre 0 y 1  $\text{m}^3/\text{kN}$ ; podrían presentarse mayores valores de 1 pero no influirían en la forma de la hipérbola).

Finalmente, se presentan valores recomendados del peso volumétrico de residuos tomando en cuenta la información descrita anteriormente (Figura 4.4).

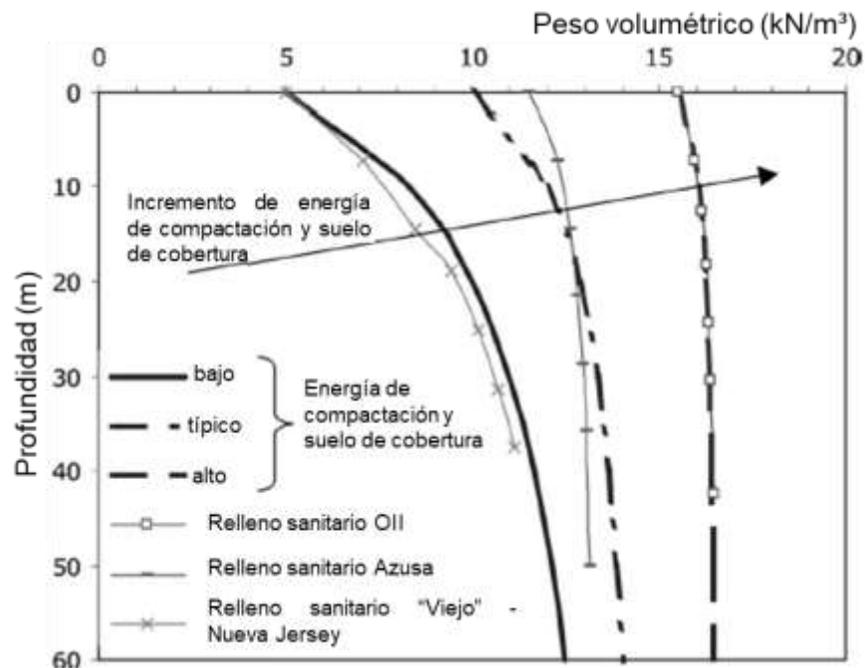


Figura 4.4. Peso volumétrico recomendado. (Zekkos *et al.*, 2006).

#### 4.1.2 Permeabilidad

La permeabilidad de los residuos sólidos estará en función de los lixiviados, dónde ensayos de densidad y viscosidad de lixiviados (Tchobanoglous *et al.*, 1993) muestran que la permeabilidad de los lixiviados oscila entre un 60 % y 75 % del agua a temperaturas entre 25°C y 50°C, que es el rango al que se encuentran los lixiviados dentro de los rellenos. Hay tres aspectos importantes que modifican la permeabilidad:

- La densificación de la basura por reacomodo de componentes y pérdida de lixiviados
- Degradación de los residuos, que aumenta los vacíos y por ende la permeabilidad
- Presencia de burbujas de gas que evitan el flujo de lixiviados

Para este parámetro diferentes autores presentaron valores de permeabilidad,  $k$  (Tabla 4-1); dónde se observa una gran variación en los métodos según los autores.

Tabla 4-1. Valores de permeabilidad.

Referencia	Método	# pruebas	tipo	$k$ (cm/s)
Hidromecá (1992)	Infiltración	5	Superficial	$5.0 \times 10^{-2}$
Sadat (1997)	Infiltración	3	Superficial	$2.0 \times 10^{-2}$



Geosyntec (1998)	Pozos de inspección	7	Superficial	$2.1 \times 10^{-4}$
González & Espinoza (2000)	Laboratorio	2	No consolidado	$7.6 \times 10^{-4}$
González & Espinoza (2000)	Laboratorio	2	Consolidado	$2.8 \times 10^{-4}$

#### 4.1.3 Resistencia al corte

Este parámetro depende de la composición, el grado de descomposición de la fracción orgánica y el modo de disposición de los residuos que pueden llegar a formar planos de falla (i.e. residuos dentro de bolsas plásticas selladas acumuladas espacialmente).

Botero (1999) menciona varios autores que realizaron pruebas de laboratorio, entre los que están: Los Ángeles (1984), simularon ensayos con muestras de residuos inertes pero con probetas muy pequeñas (6.15 cm de diámetro) obteniendo un  $\phi=38^\circ$  y cohesión=0 kPa; Cooper Engineers (1986) ensayaron pruebas triaxiales UU obteniendo valores de  $\phi=0^\circ$  y cohesión=38 kPa; Saarela (1987) realizó pruebas del relleno sanitario de Helsinki, valores de  $\phi=20^\circ$  y cohesión=67 kPa; también en Finlandia, Landva *et al.* (1984) realizaron pruebas con probetas más grandes (28 cm x 43 cm), obteniendo valores de  $\phi=24^\circ$  y cohesión=21 kPa, sin embargo, un año después realizaron ensayos obteniendo disminución en los resultados producto de la descomposición.

Espinoza & González (2001) realizaron programas de caracterización en Bogotá, Colombia a raíz de la falla de relleno sanitario Doña Juana, obteniendo valores de  $\phi$  entre  $8^\circ$  y  $18^\circ$  y de cohesión entre 0 y 11 kPa con probetas de 41.5 cm. Carvalho (1999) ensayó muestras del relleno sanitario de Bandeirantes en Sao Pablo, Brasil en probetas con diámetros entre 150 y 200 mm, encontrando valores de  $\phi$  entre  $15^\circ$  y  $25^\circ$ , y cohesión entre 23 y 78 kPa.

En la Figura 4.5 se presenta un resumen de los parámetros que definen la resistencia al corte de los residuos sólidos, donde se puede observar una gran dispersión de los valores, hecho que indica que no es posible estandarizar los parámetros, ni preparar un modelo que estime de forma precisa tales parámetros; es recomendable caracterizar los parámetros de resistencia al corte específicamente para cada caso. Para el modelado numérico se utilizaron valores de  $\phi=25^\circ$  y cohesión=5 kPa ya que concuerdan con los valores utilizados en Alidoust *et al.* (2018), Zekkos *et al.*, 2005/2006/2011/2015/2019; Kavazanjian *et al.*, 1995, 1999, 2001; Matasovic, 1998; Hendron *et al.*, 1999; Towhata *et al.*, 2004 para composición de residuos similares al Bordo Poniente.

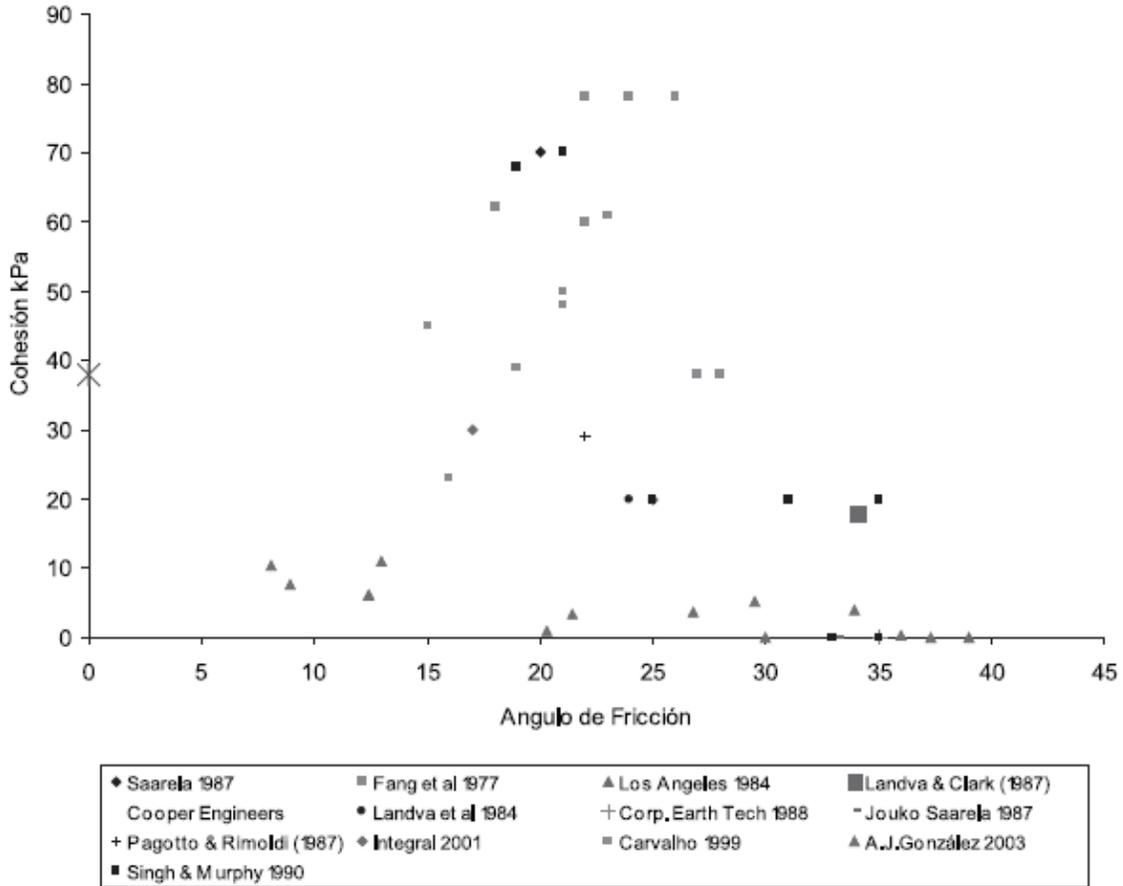


Figura 4.5. Resistencia al corte de los residuos por varios autores. (Ordoñez & Villarraga).

#### 4.1.4 Compresibilidad

Los residuos son materiales altamente compresibles y esto aumenta proporcionalmente con los espesores de disposición, los asentamientos se dividen en primarios y secundarios, los primeros debidos a su propio peso y arreglo de partículas, los segundos corresponden a la fluencia progresiva, descomposición y desmoronamiento de residuos durante mucho tiempo (Ivanova *et al.*, 2008; Hettiarachchi *et al.*, 2009; Powrie *et al.*, 2009). Los parámetros de compresibilidad se basan en la física de los medios porosos, si una muestra se coloca en un edómetro con altura  $h_0$  y propiedades iniciales  $\rho_{d0}$ ,  $n_0$ ,  $w_{r0}$ , y se aplica una presión vertical  $\sigma'$  que induce un asentamiento  $\Delta h$ , dichos parámetros van a variar y a tomar valores en función de sus valores iniciales y las deformaciones  $\Delta h/h_0$ :

$$\rho_d = \frac{\rho_{d0}}{1 - \frac{\Delta h}{h_0}} \quad (4-6)$$



$$n = n_0 - \frac{(1 - n_0) \frac{\Delta h}{h_0}}{1 - \frac{\Delta h}{h_0}} \quad (4-7)$$

Los valores  $\rho_d$  y  $n$  son los nuevos valores después de los asentamientos,  $w_r$  no varía respecto a  $w_{r0}$ . El asentamiento primario se puede calcular utilizando un coeficiente de asentamiento primario modificado para residuos ( $C_R^*$ ) con valores entre 0.25 y 0.35 (Hossain *et al.*, 2009) o valores un poco menores cercanos a 0.18 (Marques *et al.*, 2003), donde no se considera disipación de la presión de poros ya que los rellenos sanitarios comúnmente no están saturados (Bareither *et al.*, 2012), debido a esto la relación de Terzaghi puede ser utilizada para el cálculo de las deformaciones primarias ( $\varepsilon_1$ ):

$$\varepsilon_1 = \frac{h_0 - h(\sigma'_i)}{h_0} = C_R^* \log \frac{\sigma'_i}{\sigma_c} \quad (4-8)$$

Dónde:

$\sigma_c$ , presión de preconsolidación

$\sigma'_i$ , presión efectiva vertical

Los asentamientos secundarios empiezan cuando los primarios han acabado ( $t_{0M}$ ) y se utiliza una relación para turbas con coeficiente de compresión secundaria,  $C_{\alpha\varepsilon}$ , que cae en rangos entre 0.03 y 0.2 (Gourc & Zekkos, 2019):

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta h}{h_0} = C_{\alpha\varepsilon} \log \frac{t}{t_{0M}} \quad (4-9)$$

Esta relación no considera la biodegradación de los materiales. Gourc *et al.* (2010) inspirado en Machado *et al.* (2008) realizaron un bio-modelo que toma en cuenta la biodegradación (fase de metanogénesis) como producción de CH<sub>4</sub>, la cual influye directamente, sin embargo, no se tienen datos de dicha fase para el relleno sanitario Bordo Poniente.

#### 4.1.5 Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) se puede estimar en función del coeficiente de presión de tierras en reposo, sin embargo, los valores de  $K_0$  varían enormemente para los residuos, por lo que varios autores relacionaron  $\nu$  con la velocidad de onda  $V_s$ . Sharma *et al.* (1990) encontraron valores de materiales porosos saturados cercanos a 0.49 mediante pruebas Down Hole; Houston *et al.* (1995) calcularon valores que decrecen con la profundidad, desde 0.3 en la superficie a 1.5 m de profundidad, hasta valores de 0.11 para 10 m. Carvalho & Vilar (1998) encontraron valores entre



0.25 y 0.35; Matasovic & Kavazanjian (1998) rangos entre 0.25 y 0.4; para el modelo numérico se utilizó un valor medio de 0.33 que se relaciona con el espesor y composición de los residuos sólidos del Bordo Poniente con los análisis presentados por los autores mencionados.

## 4.2 Planteamiento del modelo en condición estática

Se reprodujo el modelo presentado en Parra (2013), apoyado en las propiedades calibradas para el modelo realizado en 2D basados en la comparación de los resultados de ambos modelos. En la Tabla 4-2 se presentan los parámetros para ejecutar el modelado numérico basados en la estratigrafía presentada en la Tabla 2-1 y teniendo en cuenta un análisis en esfuerzos efectivos.

Tabla 4-2. Parámetros geotécnicos para el modelo estático.

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n$	E' (kPa)	$\nu$	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	Condición
Residuos sólidos	10	0.88	5550	0.33	25	5	Drenado
Suelo de cobertura	16	0.33	40000	0.25	35	30	Drenado
Arcilla 1	12.3	0.86	1800	0.34	44.5	0	Drenado
Capa dura 1	16	0.33	10000	0.25	35	80	Drenado
Arcilla 2	12.8	0.9	2800	0.34	47.5	0	Drenado
Capa dura 2	18	0.33	40000	0.25	35	85	Drenado
Arcilla 3	13.4	0.86	9900	0.35	47.5	0	Drenado
Depósitos profundos	17	0.33	500000	0.33	35	80	Drenado

FLAC3D permite cuatro modos para considerar los efectos del agua en el modelo:

- Cálculo mecánico sin que varíen las presiones intersticiales
- Cálculo mecánico variando las presiones intersticiales
- Cálculo acoplado de flujo y mecánico
- Cálculo únicamente de flujo

Para el modelo se tomó en cuenta un cambio en las presiones intersticiales pero que no esté asociado a un flujo, dónde debido a las cargas aplicadas por el relleno exista una variación de la presión de poro. El flujo se considera isótropo y se toman valores de porosidad ( $n$ ) distintos para cada estrato en función de las relaciones de vacíos presentadas en Parra (2013).

El nivel freático se ubica en la parte superficial, además se introducen datos correspondientes a las propiedades del agua (densidad, módulo del agua igual a 0.2 GPa, tensión del agua igual a 0 y saturación igual 1 debido a que todos los puntos de la malla se encuentran bajo el nivel freático.



Para modelar los asentamientos por consolidación, se toman las presiones de poro después de la construcción del relleno como las iniciales, y las hidrostáticas como las presiones intersticiales nuevas; con la diferencia entre éstas se calcula el incremento de la presión de poro que posteriormente se aplica al estado tensional de las zonas del modelo.

El modelo se implementó con un ancho en la dirección Y de 1.0 metro para simular un estado de deformación plana, además de fijar todas las velocidades en el eje y, ya que la modelación se realiza para una condición 2D y los parámetros se tomaron en cuenta de la modelación numérica 2D de Parra (2013), los cuales variaban con la modelación numérica 3D.

Las condiciones de frontera utilizadas para el modelo estático se establecieron con velocidades igualadas a cero en dirección normal a las fronteras paralelas al eje z para permitir desplazamientos verticales en las fronteras, así también, bajo los depósitos profundos también se utilizaron velocidades igualadas a cero en las tres direcciones.

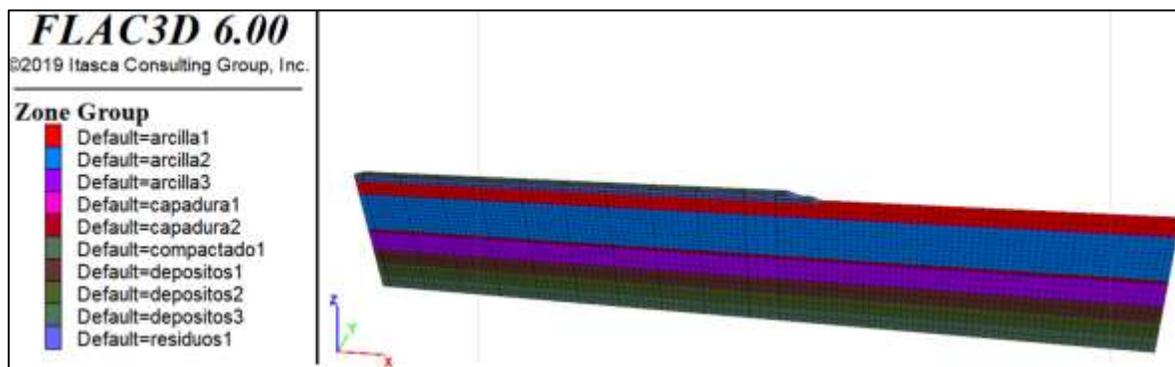


Figura 4.6. Modelo estático de la IV etapa del Bordo Poniente en FLAC3D v6.0.

El mallado se realizó mediante la opción de generación de geometrías “*primitivas*”, las cuales se basan en formas geométricas predefinidas en FLAC3D y la discretización se realizó para condiciones dinámicas que se explican más adelante.

En la Figura 4.7 se presentan los desplazamientos calculados para la etapa IV del Bordo Poniente en condición estática para la construcción, mientras que en la Figura 4.8 se muestran los desplazamientos generados por procesos de consolidación.

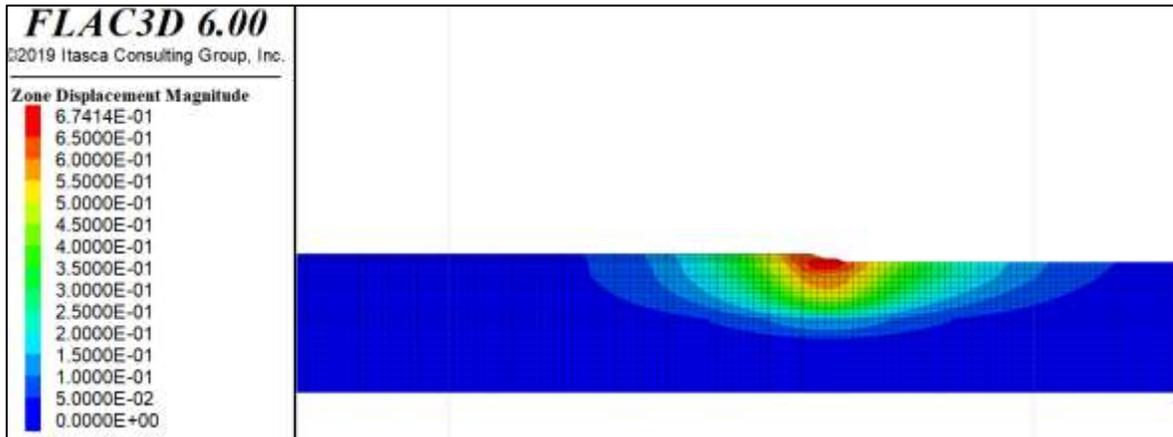


Figura 4.7. Desplazamientos por construcción del relleno sanitario.

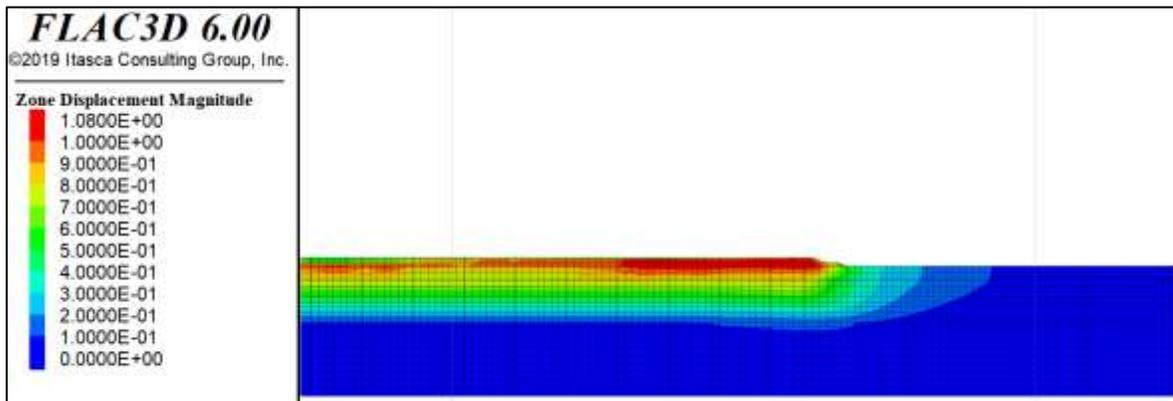


Figura 4.8. Desplazamientos por consolidación del relleno sanitario.

### 4.3 Calibración de parámetros con SHAKE

SHAKE considera la respuesta asociada con la propagación vertical de ondas de corte a través de un depósito de suelos con comportamiento lineal viscoelástico (Figura 4.9). El modelo contiene  $N$  estratos que se extiende infinitamente en dirección horizontal y toma el basamento rocoso como un semi espacio. Cada estrato es homogéneo e isótropo con parámetros  $\xi$ ,  $G$  y  $\rho$ , además de un espesor  $h$ .

SHAKE toma en cuenta la teoría presentada en el capítulo 3 de la transmisión de ondas y las funciones de transferencia; dónde se resuelve la ecuación de onda continuamente (Kanai, 1951) para sismos mediante el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (Cooley & Tukey, 1965). Cabe aclarar que el efecto de la elasticidad en la roca no sólo es función de la impedancia roca – depósito de suelo,



sino también de la distribución de la frecuencia de energía, relativo a la frecuencia de resonancia del depósito.

#### 4.3.1 Registros sísmicos utilizados

De acuerdo con los registros tomados entre 2005 y 2009 (Velasco *et al.*, 2009) en la etapa IV del Bordo Poniente como se presentó en el capítulo 2, se revisan y escogen los más significativos para la calibración, esto se hace con base a su magnitud, periodo y amplitud; se toma el sismo registrado el 13 de abril de 2007 en la macro celda VII, el cual tuvo una magnitud igual a 6.3 y se midió sobre los residuos a 3 y 6 metros de altura, sobre la superficie en campo libre y en sondas a profundidades de 40 y 100 metros. Se utilizó la componente N30W, ya que presenta mayores amplitudes que N60E; en la Figura 4.10 se presenta un esquema de los registros sísmicos medidos en campo.

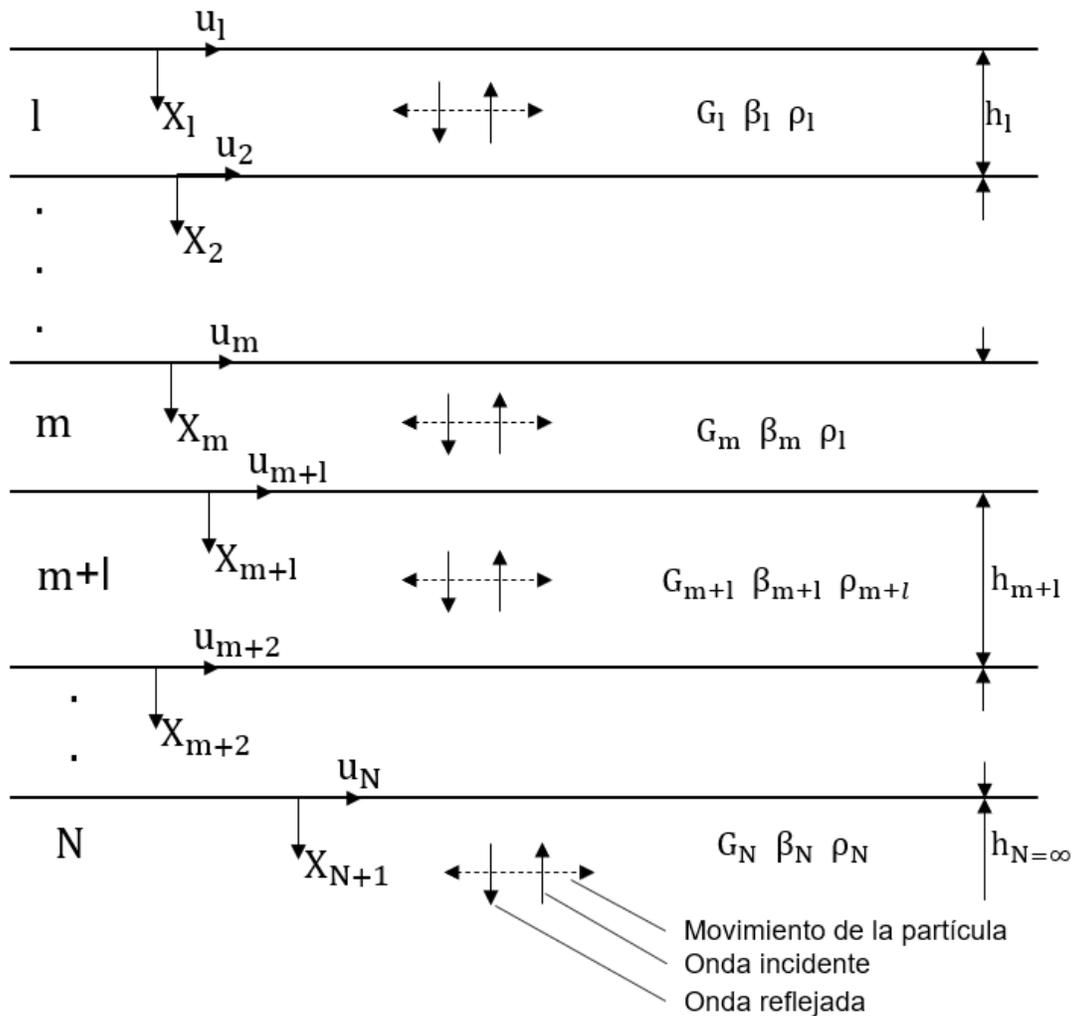


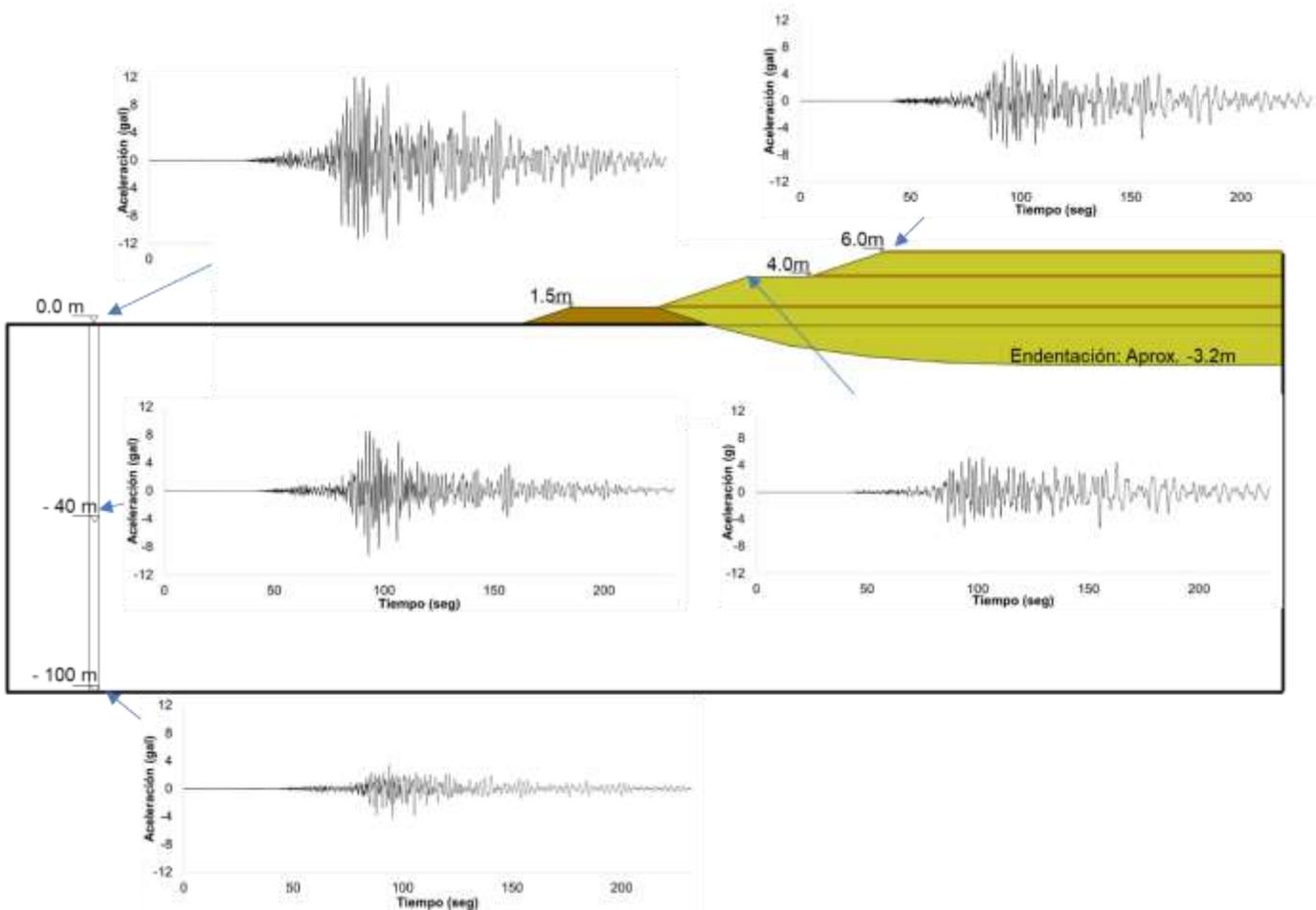
Figura 4.9. Depósito estratificado unidimensional. (Schnabel *et al.*, 1972).

Figura 4.10. Registros medidos del sismo de 13/04/2007, N30W (aceleraciones).

Gracias a estos registros se pueden ejecutar modelos numéricos mediante SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), que permitan de forma rápida calibrar las propiedades dinámicas de los estratos del depósito de suelo. También se calibran las propiedades dinámicas de los residuos, ya que no se realizaron pruebas de campo y/o laboratorio para el presente trabajo de investigación, además los parámetros presentes en la literatura varían en gran medida. Como se puede observar en la Figura 4.10, las amplitudes del registro son pequeñas, pero tienen larga duración; en cuanto a su contenido de frecuencia se distribuye para amplio rango de frecuencias o periodos y se pueden analizar por medio de espectros.

#### 4.3.2 Espectro de Fourier

Parte del principio de las series de Fourier, dónde una señal compleja se descompone en la suma de varias señales más simples (armónicas) y muestra cuanta contribución para cada periodo tiene cada señal descompuesta. En la Figura



4.12 y la Figura 4.12 se presentan los espectros de amplitud de Fourier para las zonas medidas.

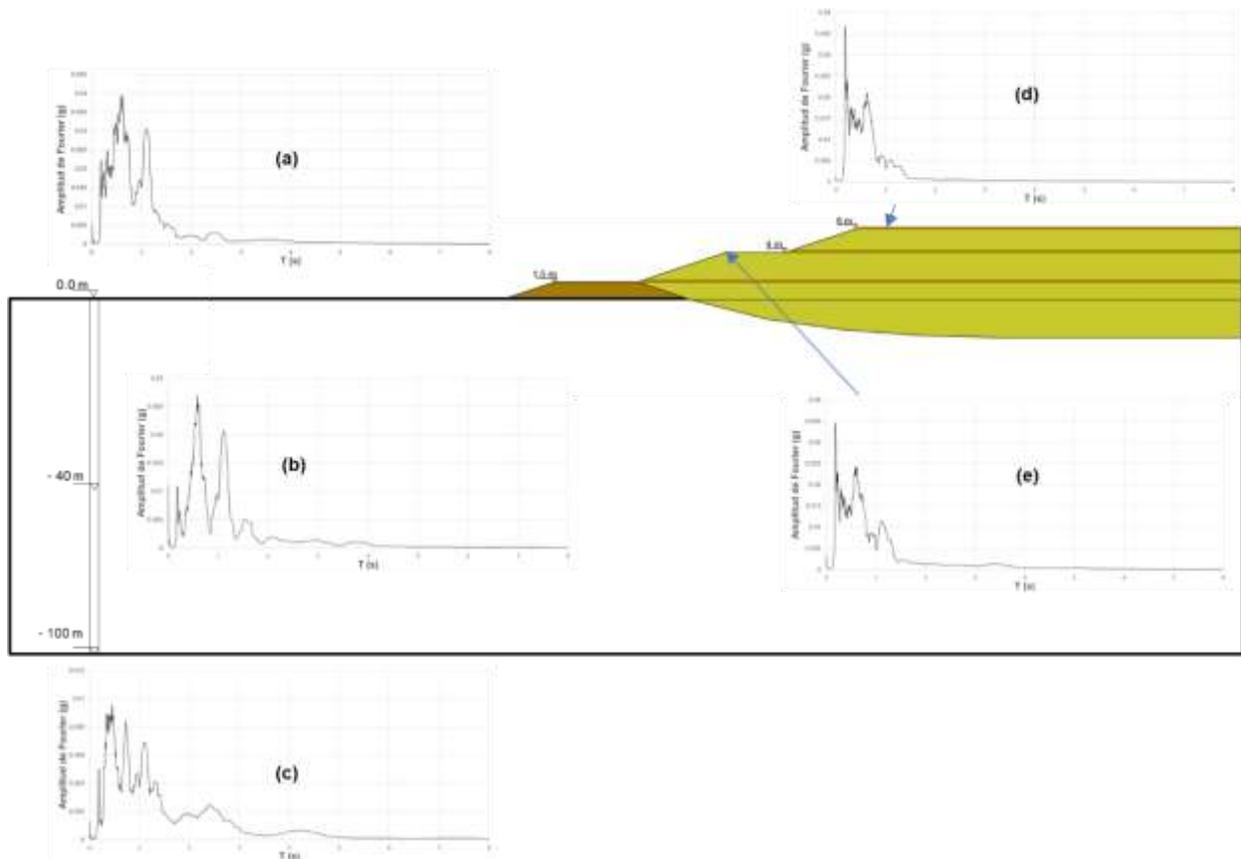
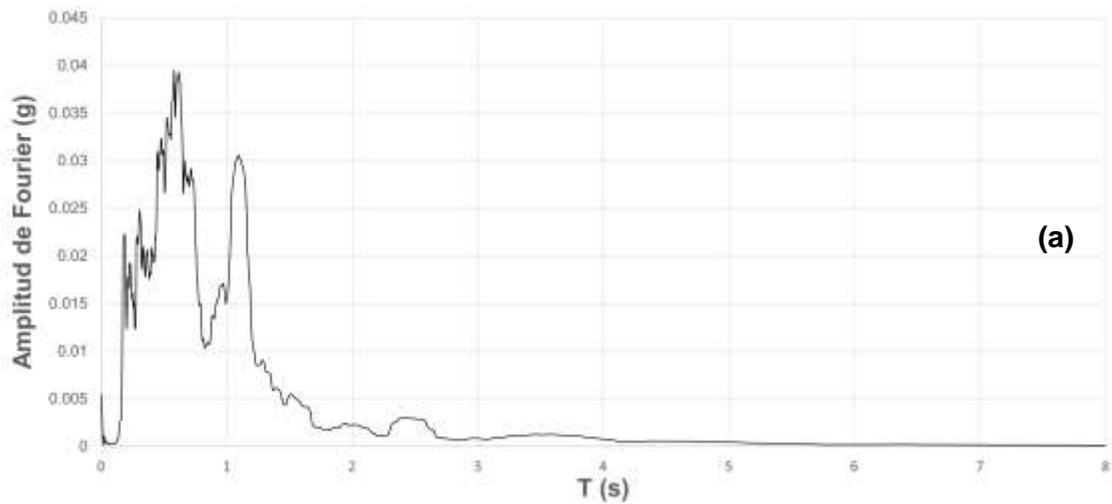
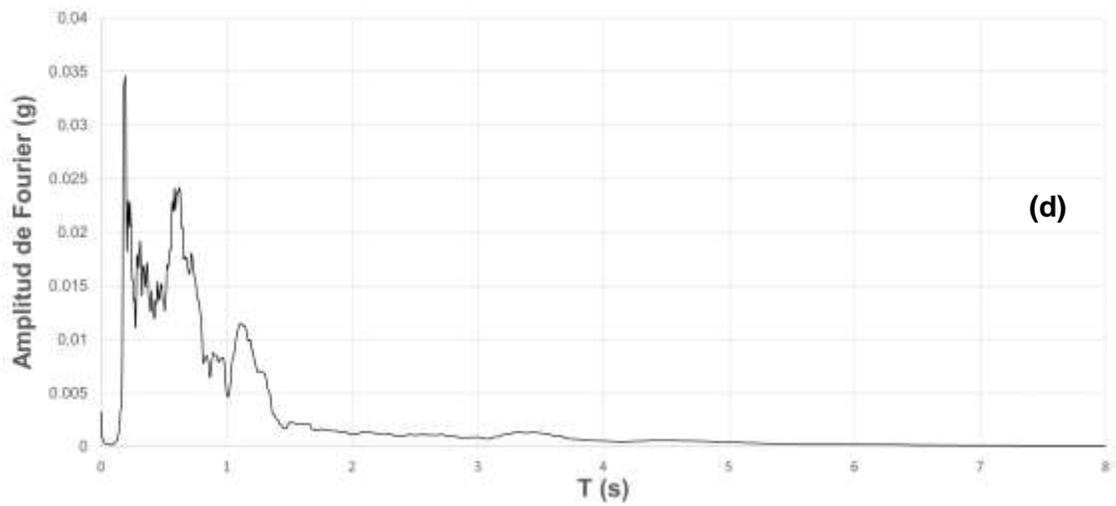
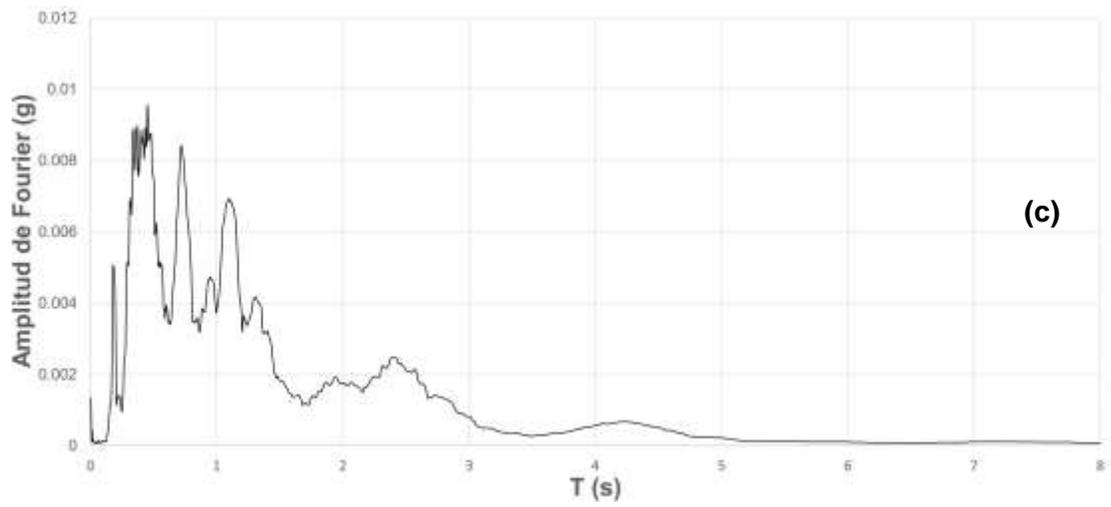
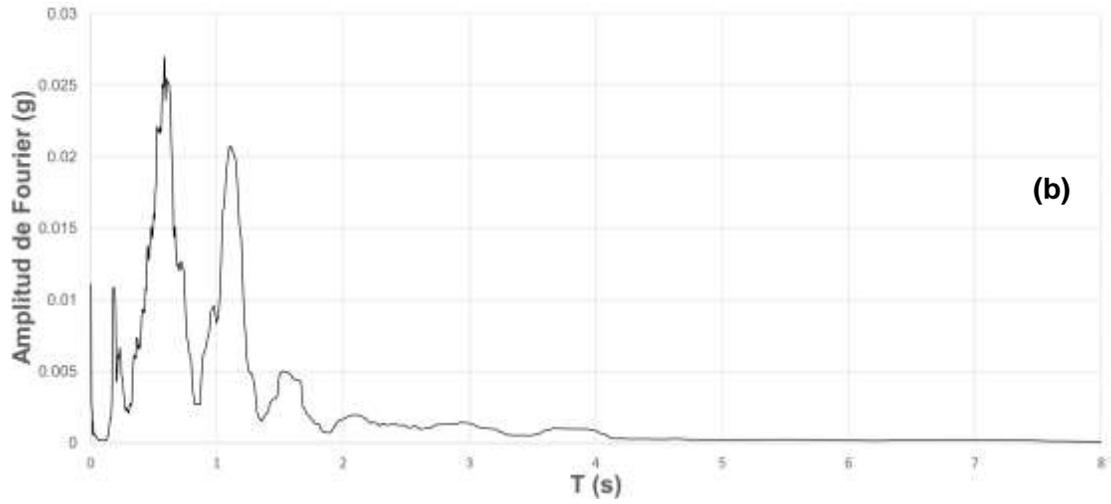


Figura 4.11. Ubicación espacial de espectros de Fourier para sismo de 13/04/2007, N30W





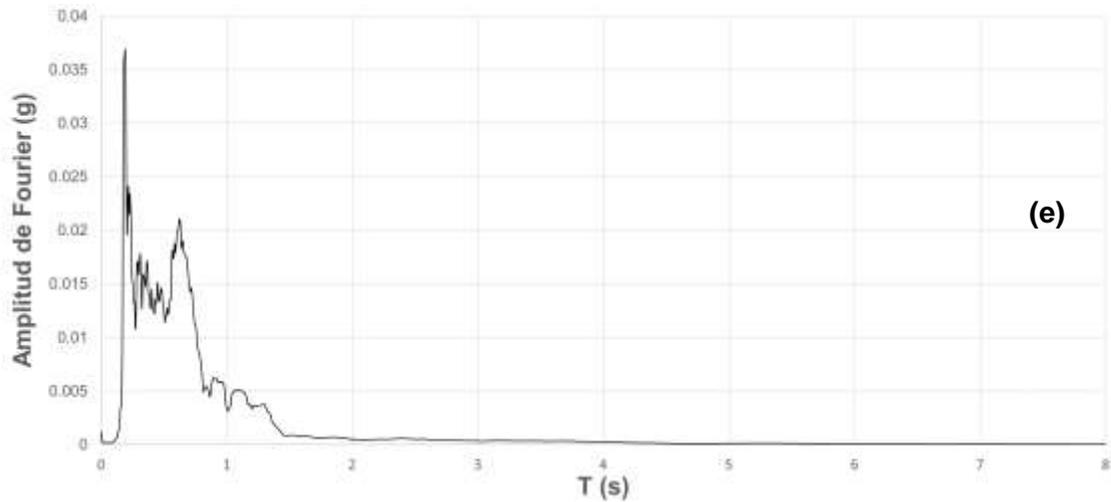


Figura 4.12. Espectros de Fourier para sismo de 13/04/2007, N30W. (a) superficie, (b) profundidad de 40 m, (c) profundidad de 100 m, (d) Basuras a 2.5 m, (e) Basuras a 5.0 m.

En la Figura 4.12 se puede observar los periodos predominantes de cada zona; los depósitos profundos exhiben tres picos importantes sobre los periodos de 0.4, 0.7 y 1.12 segundos de mayor a menor amplitud respectivamente. A medida que se acerca a la superficie, los picos con periodos de 0.4 y 0.7 convergen en uno que se amplifica significativamente hasta alcanzar amplitudes de Fourier de 0.038 g en la superficie, mientras el pico sobre el periodo de 1.12 s se mantiene, pero aumenta en la misma escala con el otro pico mencionado.

Según las mediciones de señales sobre los residuos, estos ocasionan una atenuación debido a la densificación por el peso de los residuos, que además reducen los periodos en sus picos máximos, de lo que se puede concluir que el periodo fundamental de los residuos es menor respecto al del depósito de suelo. Sin embargo, los espectros de amplitud de Fourier muestran principalmente el contenido de amplitud y frecuencia del sismo, por lo que se analiza de mejor forma mediante el espectro de respuesta que se presenta a continuación.

#### 4.3.3 Espectros de respuesta de movimientos medidos en la etapa IV del Bordo Poniente

Los espectros de respuesta miden la reacción del suelo y las estructuras bajo una excitación dinámica producida por el sismo. Se representa con una gráfica que muestra la máxima respuesta de una serie de osciladores de un grado de libertad (SDOF) en función del periodo (o frecuencia) y para un nivel de amortiguamiento específico en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento para una señal. Este amortiguamiento es generalmente del 5 % para la mayoría de las estructuras intactas.



En la Figura 4.13 se presentan los espectros de respuesta para el sismo de 13/04/2007 en la componente N30W. Se observa un periodo predominante de 0.9 segundos para el campo libre, además de una amplificación significativa de la señal del sismo como se mostró en el capítulo 2.2; mientras que en los residuos se presenta un periodo fundamental de 1.55 s.

Mientras que los análisis lineales equivalentes y no lineales reproducen resultados similares para sismos de baja intensidad, donde la no linealidad es insignificante, estos varían para sismos de gran magnitud, con resultados sobrestimados para el método lineal equivalente. Sabiendo que los registros tomados en el relleno sanitario Bordo Poniente son de baja intensidad y los movimientos entran en los rangos de bajas deformaciones donde la no linealidad no tiene gran influencia, los resultados entre las metodologías lineal y no lineal suministran resultados muy similares.

Los registros de sismos pequeños medidos en el Bordo Poniente etapa IV (Velasco *et al.*, 2009), los cuales indujeron movimientos con bajas deformaciones, pueden utilizarse para calibrar el modelo presentado en SHAKE mediante propagación de ondas unidimensional. Cabe señalar que, la formulación utilizada en este programa tiene ventajas y reproduce de manera adecuada estratificaciones y topografías planas, lo cual concuerda con la zona de estudio.

Para realizar la calibración se comparan los espectros de aceleración correspondientes a los registros y los obtenidos en las mediciones. Los parámetros iniciales, es decir, los calculados a partir de la información de campo y pruebas de laboratorio presentados en Parra (2012) son modificados para que ambos espectros concuerden bajo un ajuste adecuado (Figura 4.14).

Se calculan los parámetros dinámicos por medio de la propagación de ondas utilizando el programa SHAKE, el cual se basa en la solución continua de la ecuación de onda adaptada para movimientos sísmicos por medio de la transformada rápida de Fourier y mediante un proceso iterativo hasta que se presente un error igual a cero. Por lo tanto, los resultados presentados en la Tabla 4-3 serán datos de entrada para la modelación numérica con FLAC3D.

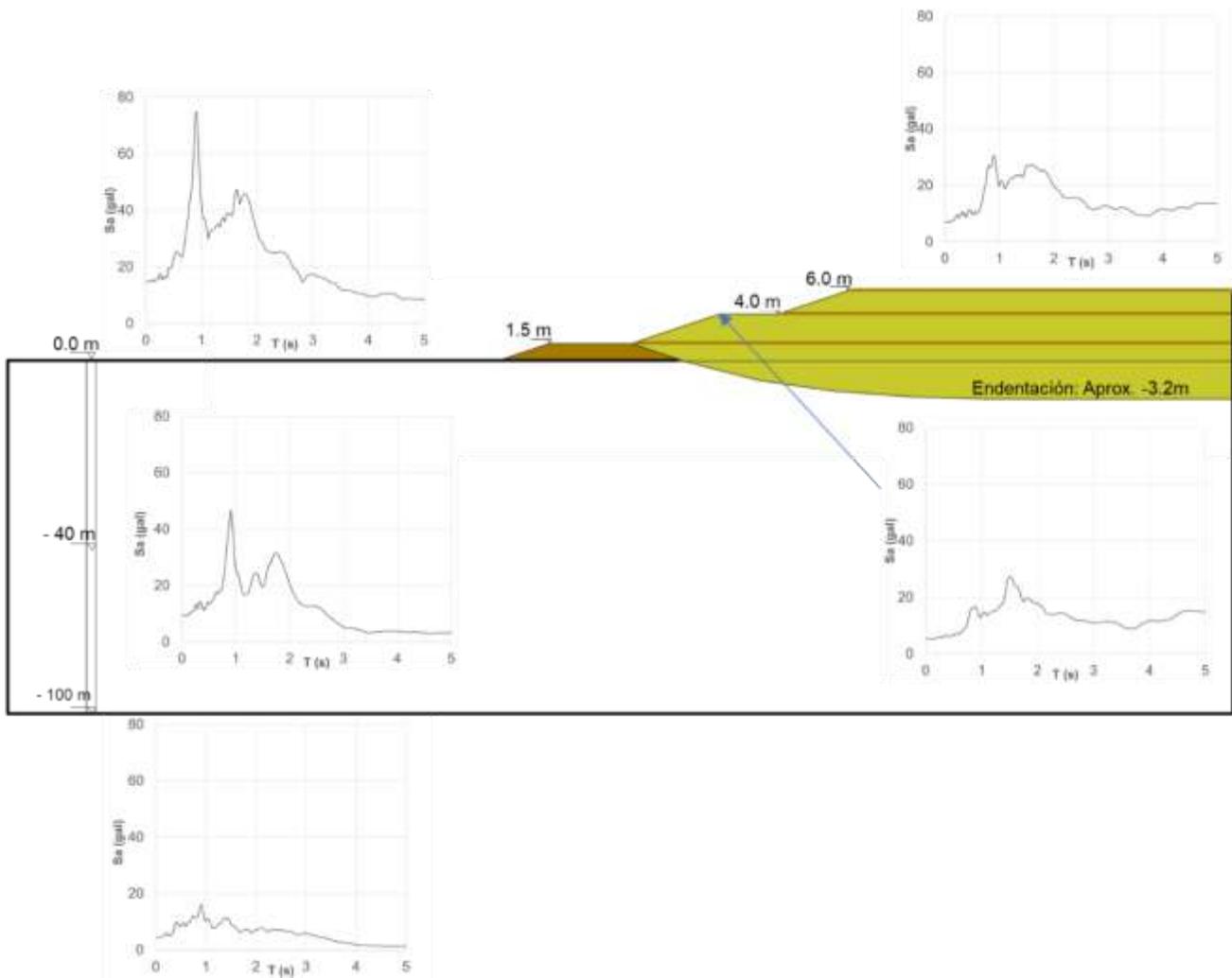


Figura 4.13. Espectros de respuesta del sismo de 13/04/2007, N30W (aceleraciones).

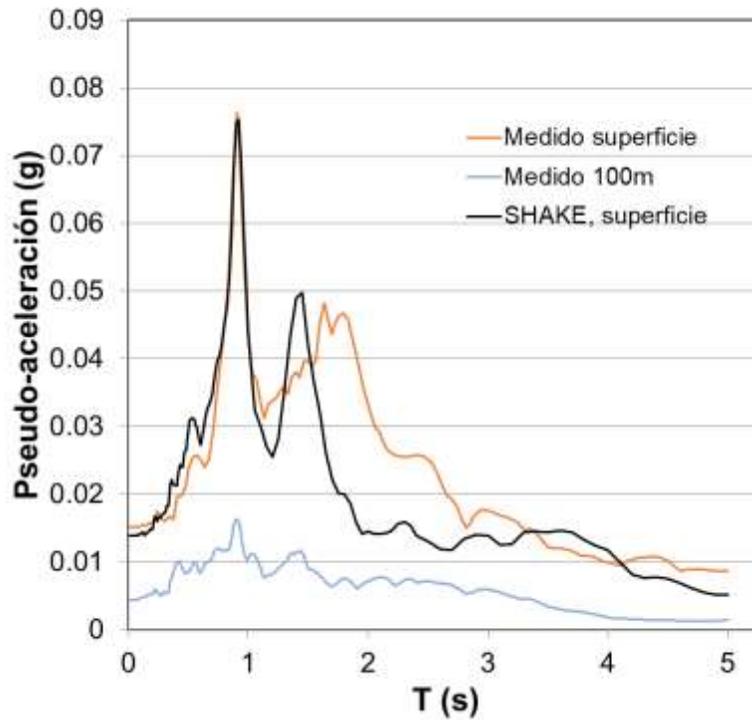


Figura 4.14. Ajuste de los espectros de aceleración calculados con SHAKE y medidos en campo libre.

Tabla 4-3. Parámetros calculados por propagación de ondas unidimensionales.

Material	amortiguamiento (%)	módulo de corte (kPa)
Residuos sólidos	0.013	80000
Suelo de cobertura	0.013	180000
Arcilla 1	0.015	2216.844
Capa dura 1	0.04	117545.4
Arcilla 2	0.017	3222.324
Capa dura 2	0.04	108271.044
Arcilla 3	0.012	6875.568
Depósitos profundos 1	0.007	10504.872
Depósitos profundos 2	0.007	632810.808
Depósitos profundos 3	0.007	770240.772



#### 4.4 Sismos de entrada

Como se mencionó inicialmente, los modelos se ejecutaron con los sismos de Michoacán de 1985 y Morelos de 2017, debido a la importancia que tuvieron en la ciudad. Ambos fueron medidos en roca basáltica en Ciudad Universitaria.

Para el sismo de Michoacán 1985 se midieron tres componentes, una vertical y dos horizontales con rumbos S90W y S00W, igualmente para el sismo de Morelos, 2017 pero con rumbos en sentido horizontal N90W y N00E; el primero tuvo una magnitud de 8.1 mientras que el segundo de 7.1.

Las amplitudes de las señales sísmicas se reducen a la mitad debido a que fueron medidas en afloramiento rocoso y para la modelación numérica dichas señales fueron ubicadas en los depósitos profundos.

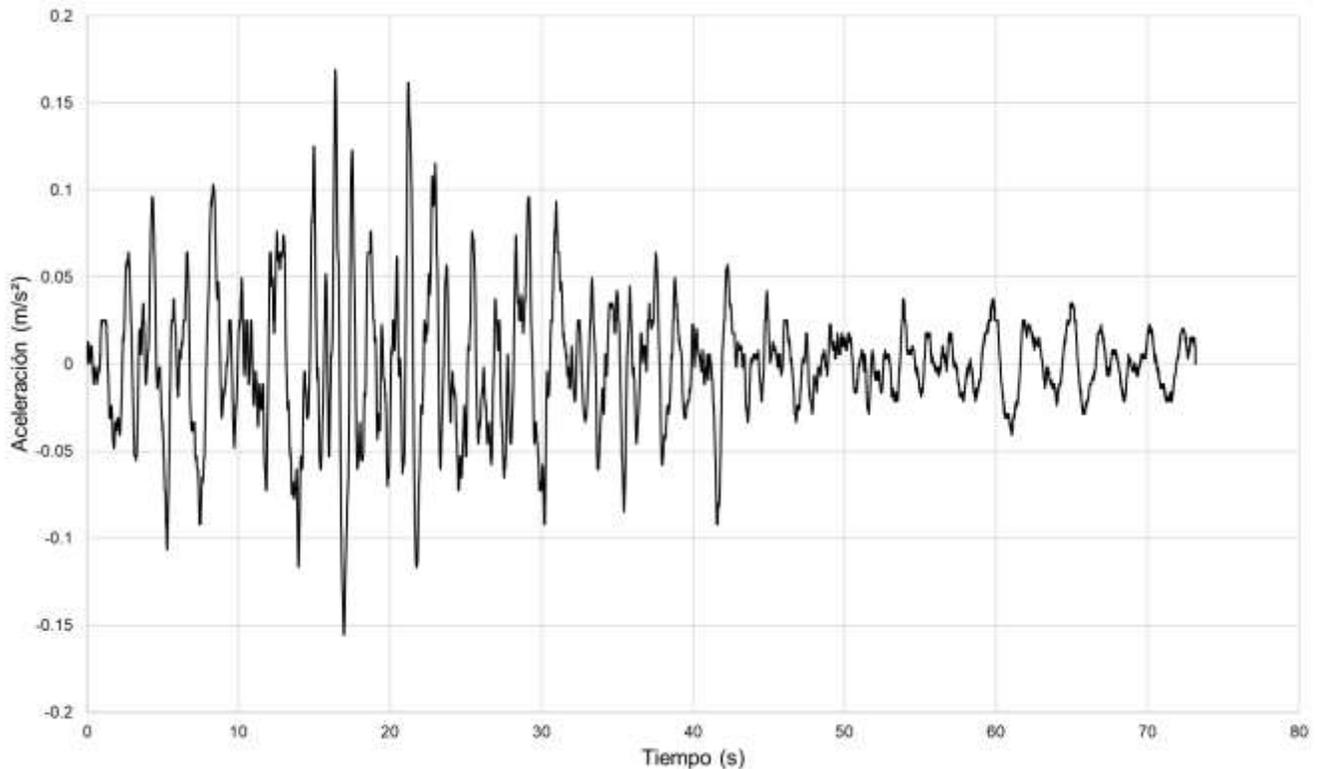


Figura 4.15. Registro del sismo de Michoacán de 1985 medido en roca en CU.

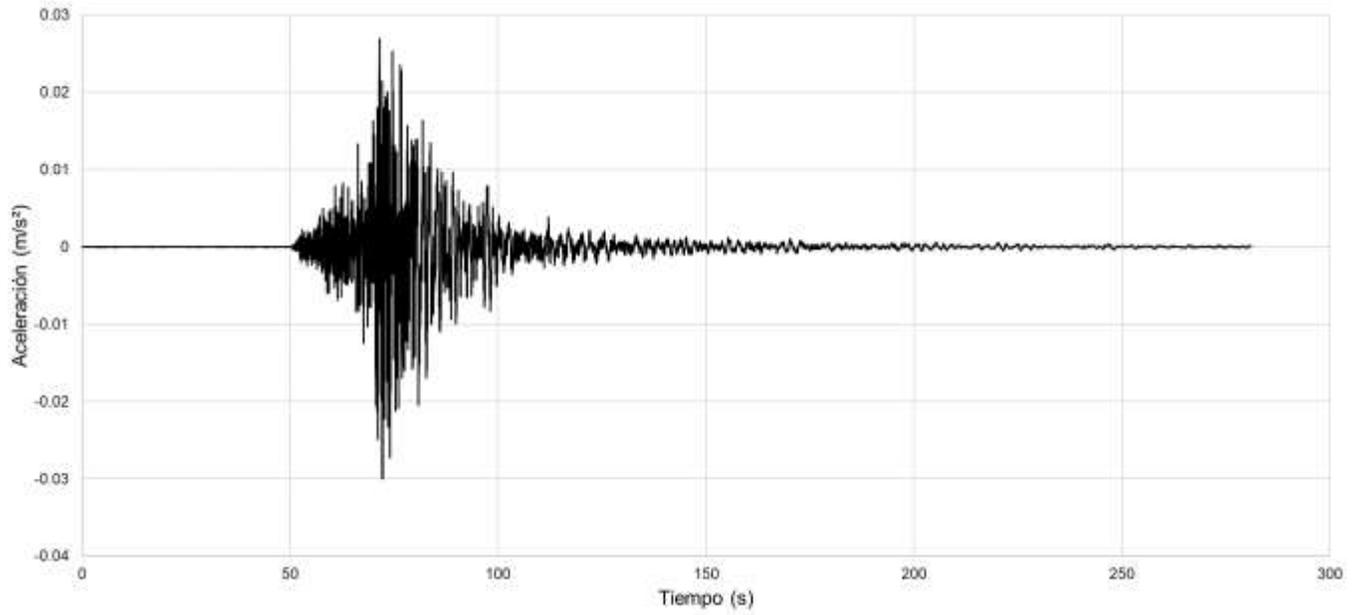


Figura 4.16. Registro del sismo de Morelos de 2017 medido en CU en roca.

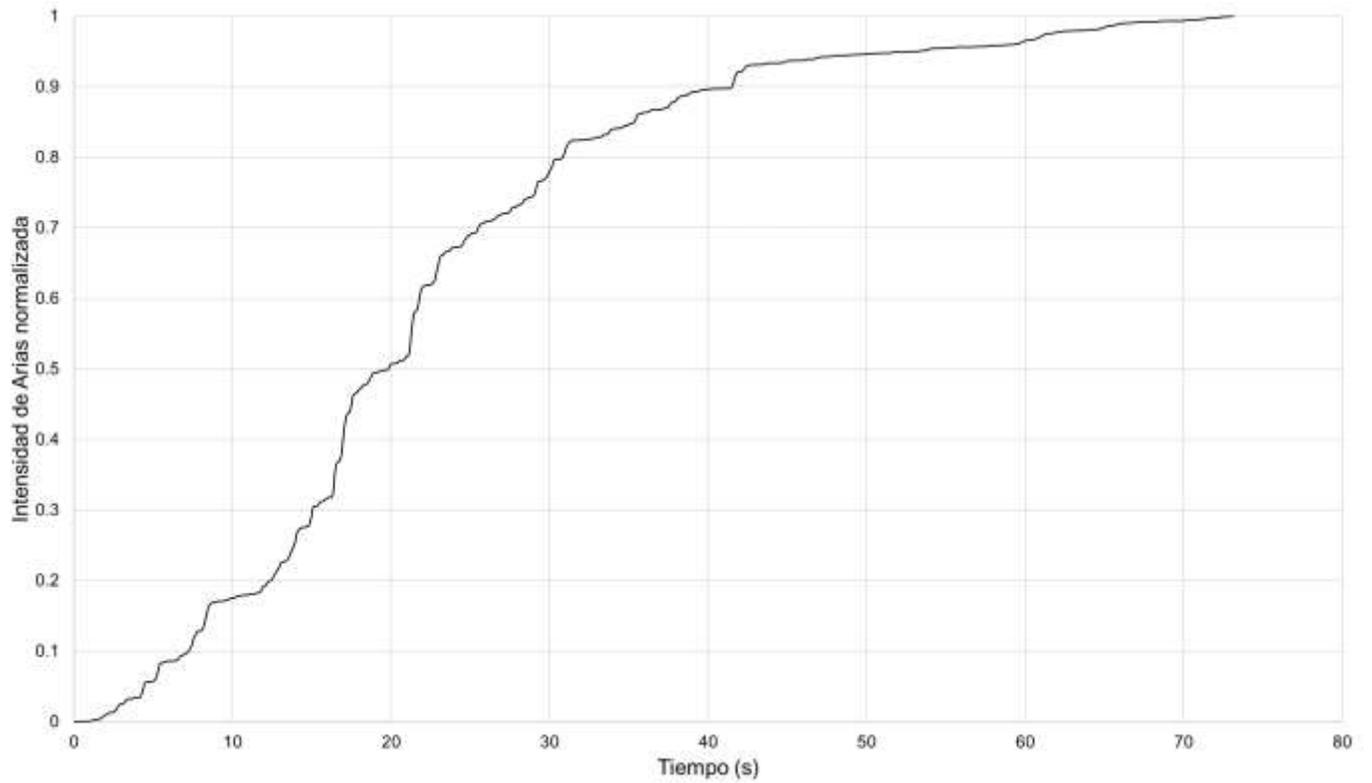




Figura 4.17. Intensidad de Arias para el sismo de Michoacán de 1985.

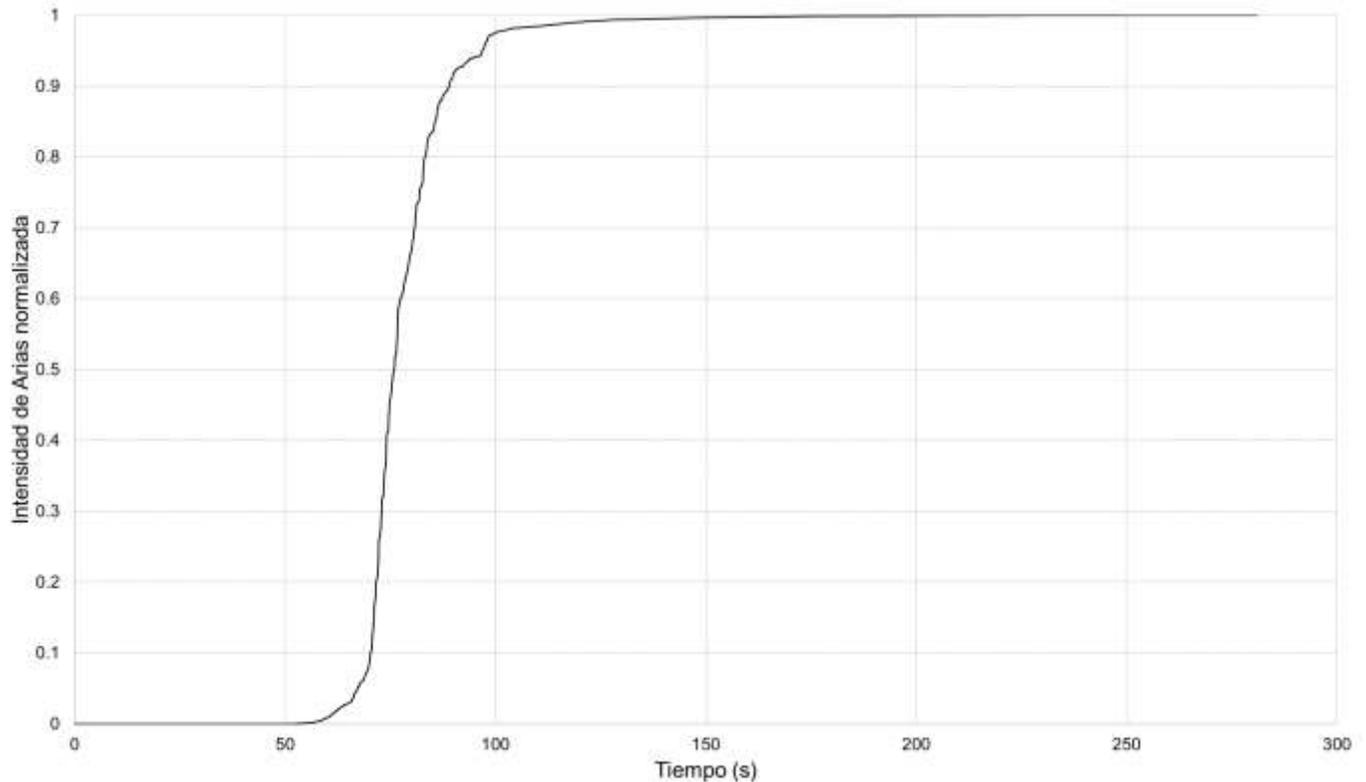


Figura 4.18. Intensidad de Arias sismo de Morelos de 2017.

A partir de los sismos presentados y de acuerdo con las intensidades de Arias para examinar la energía liberada, se realiza una reducción para el sismo de Morelos 2017 debido a que los registros tomados alcanzan tiempos de hasta 280 segundos, lo cual requiere grandes tiempos de cálculo; también se tiene presente que la fase más fuerte comprende alrededor de 100 segundos, por lo que se recorta el sismo (Figura 4.19). El sismo de Michoacán de 1985 se tomará con su duración completa debido a que los tiempos de cálculo no se prolongan demasiado.

Los espectros de pseudoaceleración para ambos movimientos están calculados según los registros de CU - UNAM y se presentan en la Figura 4.20, donde se puede observar que para el sismo de 1985 se tuvieron aceleraciones pico espectrales de 0.062 g y PGA igual a 0.019 g, con un periodo predominante de 0.98 segundos, pero con un amplio rango de periodos; mientras que para el sismo de 2017, las aceleraciones pico espectrales alcanzaron 0.13 g y PGA de 0.03 g. Los periodos bajos se deben a la rigidez de la roca basáltica.



A partir de los movimientos de entrada, se ejecutan los modelos para mostrar la variación de los espectros de salida respecto a los presentados en este capítulo, observando como el medio compuesto por el subsuelo del lago de Texcoco y los residuos afectan la respuesta de la zona del relleno Bordo Poniente.

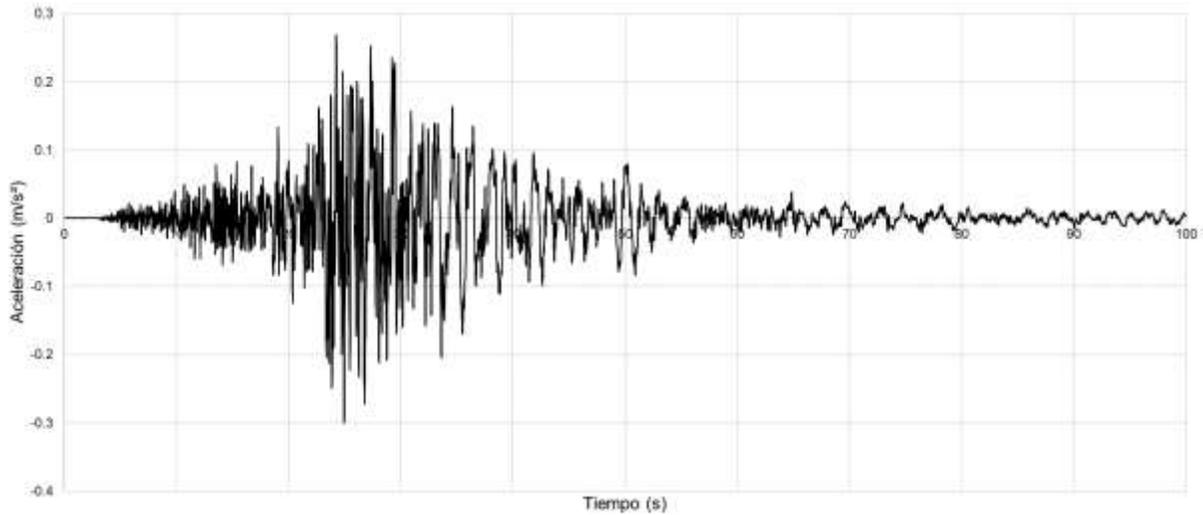


Figura 4.19. Sismo de Morelos de 2017 truncado a 100 segundos.

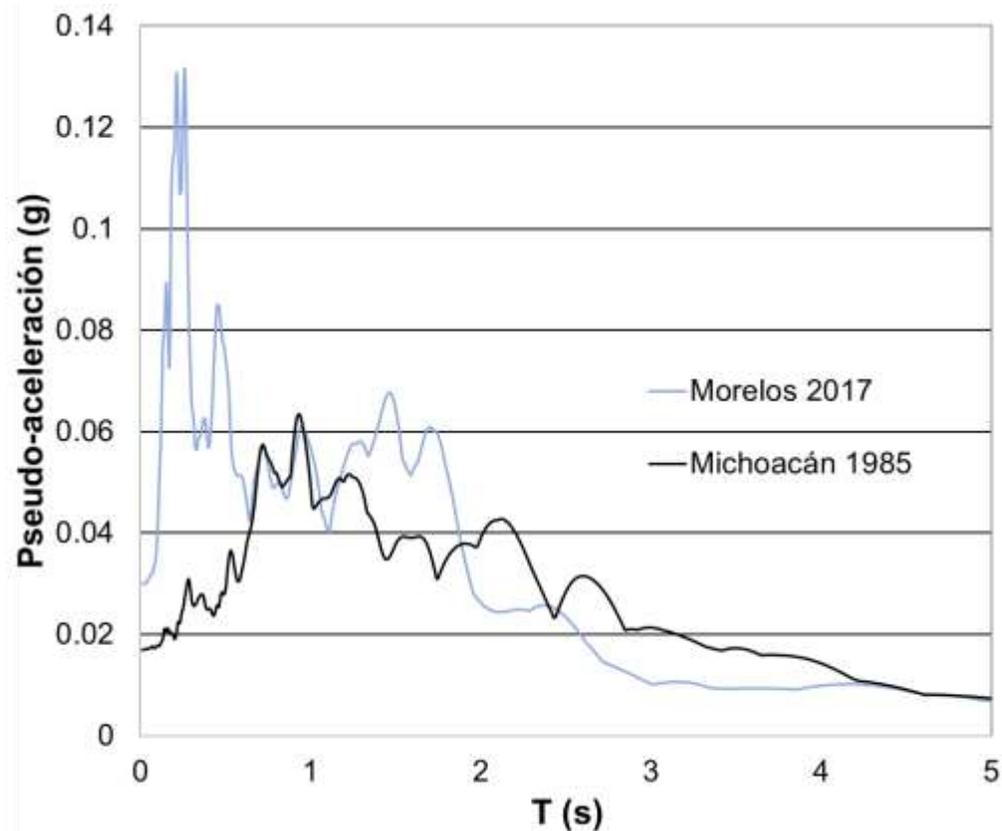


Figura 4.20. Espectros de respuesta de pseudoaceleración para la componente S90W del sismo de 1985 y componente N90E del sismo de 2017 medidos en roca basáltica en la estación de CU.

#### 4.5 Modelación dinámica, FLAC3D

##### 4.5.1 Carga dinámica y condiciones de frontera

Las cargas dinámicas se introducen mediante historias de aceleración, velocidad, esfuerzo o fuerza. Los reflejos de las ondas pueden ser reducidos mediante condiciones de frontera viscosas y de campo libre; sin embargo, existe una restricción de aplicación de historias de aceleración y velocidad sobre fronteras viscosas que puede llegar a anularse (Figura 4.21).

Para convertir un registro de aceleración o velocidad a un historial de esfuerzos que se puede aplicar en una frontera viscosa, se utiliza la ecuación 4-10.

$$\sigma_s = 2(\rho * V_s) * v_s \tag{4-10}$$

Dónde:

$\rho$ , densidad



$V_s$ , velocidad de onda cortante

$\sigma_s$ , esfuerzo cortante aplicado en la base

$v_s$ , velocidad cortante de entrada de la partícula

El valor numérico de 2 se debe a que el esfuerzo aplicado debe ser el doble del esfuerzo observado en un medio infinito, ya que la mitad de la energía de entrada es absorbida en la frontera viscosa.

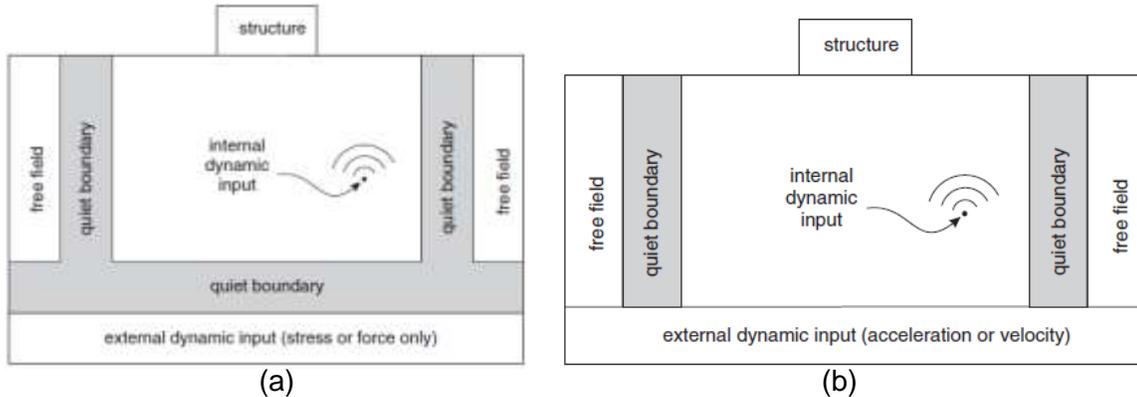


Figura 4.21. Fronteras FLAC3D, tipos de carga (a) base flexible, (b) base rígida.

Para el modelo actual se utilizó una base rígida, ya que la estratigrafía presenta una fuerte impedancia entre el basamento rocoso y el depósito arcilloso.

FLAC3D requiere de una discretización de una región finita de un espacio que está limitado por fronteras, que para un análisis estático se pueden ubicar a ciertas distancias de la estructura, sin embargo, para problemas dinámicos las ondas se pueden reflejar en las fronteras ocasionando que vuelvan a la estructura, la cual no permite la radiación de energía adecuadamente. Por lo tanto, FLAC3D utiliza la metodología propuesta por Lysmer, J. y Kuhlemeyer, RL (1969) que permite la absorción de la onda en fronteras mediante un amortiguador viscoso en el dominio del tiempo; estos amortiguadores se encuentran unidos en los límites y proveen esfuerzos viscosos en direcciones normal y cortante.

$$t_n = -\rho * V_p * v_n \tag{4-11}$$

$$t_s = -\rho * V_s * v_s \tag{4-12}$$

Dónde:

$v_n$ , velocidad normal de entrada de la partícula

$t_n$  y  $t_s$  se calculan y aplican para cada paso de cálculo ( $\Delta t$ ), al igual que la aplicación de cargas externas. La carga dinámica se aplica dentro de la malla principal para evitar la pérdida de energía en las fronteras.



Las condiciones de frontera deben reproducir movimientos de campo libre y para ello las fronteras deben colocarse a distancias dónde las ondas que se propagan no regresen a la estructura, sin embargo, para el modelo se utilizaron “fronteras de campo libre”, las cuales absorben las ondas reflejadas del relleno sanitario (NESSI, Cundall *et al.* 1980) y suponen condiciones de un modelo infinito. Esto debido a que los materiales que conforman el depósito de suelo no poseen un buen amortiguamiento, haciendo el modelo poco práctico y ocasionando grandes tiempos de cálculo. Las fronteras de campo libre están unidas a la malla principal por medio de amortiguadores viscosos que simulan una frontera viscosa, además de lograr un equilibrio entre estas mediante las ecuaciones 4-13, 4-14 y 4-15 con la normal en la dirección del eje x:

$$F_x = -\rho * V_p(v_x^m - v_x^{ff})A + F_x^{ff} \quad (4-13)$$

$$F_y = -\rho * V_s(v_y^m - v_y^{ff})A + F_y^{ff} \quad (4-14)$$

$$F_z = -\rho * V_s(v_z^m - v_z^{ff})A + F_z^{ff} \quad (4-15)$$

Dónde:

A, área de influencia en la frontera

$v_{x,y,z}^m$ , velocidad del nodo en la malla principal para dirección en x, y, z

$v_{x,y,z}^{ff}$ , velocidad del nodo en la frontera de campo libre para dirección en x, y, z

$F_{x,y,z}^{ff}$ , fuerza del nodo con contribución de esfuerzos  $\sigma_{xx}^{ff}$ ,  $\sigma_{xy}^{ff}$  y  $\sigma_{xz}^{ff}$  para las direcciones x, y, y z respectivamente alrededor del nodo

Cabe resaltar que, si los movimientos de la malla difieren a los de la frontera de campo libre por las ondas secundarias irradiadas del relleno hacia dichas fronteras, los amortiguadores van a absorber la energía de estas.

#### 4.5.2 Mallado dinámico con el método de las diferencias finitas

La perturbación del medio estratificado que se da en la propagación de ondas ocurrida en los análisis dinámicos depende de las condiciones del modelado, dónde el contenido de frecuencia de los movimientos de entrada y las velocidades de onda cortante de los materiales afectarán en gran medida los resultados. Kuhlemeyer, RL y Lysmer, J. (1973) demostraron que, para modelar la propagación de ondas de manera precisa es necesario tener en cuenta el tamaño espacial de los elementos ( $\Delta l$ ), el cual debe ser menor que un rango entre la octava y décima parte de la longitud de onda.

$$\Delta l = \frac{\lambda}{8} \text{ a } \frac{\lambda}{10} \quad (4-16)$$



La longitud de onda ( $\lambda$ ) está asociada con el valor más grande de frecuencia que indica la cantidad de energía, además con las velocidades de onda presentadas para cada estrato. Se promedian los periodos fundamentales para los movimientos de entrada de los sismos de 1985 y 2017, los cuales se acercan a 1 segundo. En la Tabla 4-4 se presentan las longitudes mínimas para el mallado del modelo del relleno sanitario Bordo Poniente en condiciones dinámicas.

Tabla 4-4. Longitud máxima de elementos de diferencias finitas para los diferentes estratos.

Estrato	Vs [m/s]	Ts [s]	$f_{\max}$ [Hz]	$\lambda$ [m]	$\Delta l$ [m]
MSW	282.84	0.92	1.09	260.22	26.02
Arcilla 1	42.05	0.92	1.09	38.68	3.87
Capa dura 1	268.46	0.92	1.09	246.98	24.70
Arcilla 2	49.70	0.92	1.09	45.72	4.57
Capa dura 2	242.92	0.92	1.09	223.48	22.35
Arcilla 3	70.95	0.92	1.09	65.27	6.53
Depósitos 1	77.86	0.92	1.09	71.63	7.16
Depósitos 2	604.29	0.92	1.09	555.95	55.59
Depósitos 3	666.69	0.92	1.09	613.35	61.34

#### 4.5.3 Amortiguamiento

Los materiales presentan cierto grado de amortiguamiento de los movimientos sísmicos, por lo que se puede definir como una pérdida de energía del material ante una excitación dinámica debido a la fricción interna. FLAC3D contiene múltiples metodologías de introducción del amortiguamiento, sin embargo, para el caso de estudio del Bordo Poniente se utilizaron el amortiguamiento de Rayleigh y el amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético simula la degradación del módulo de corte basadas en las pruebas y tomadas de la bibliografía para los materiales utilizados en el modelo; además, con el amortiguamiento de Rayleigh para la calibración en las bajas deformaciones utilizadas de las mediciones de registros de sismos pequeños.

## 5 RESULTADOS Y ANÁLISIS

En el capítulo 4 se presentaron las consideraciones establecidas para el modelado numérico dinámico de la etapa IV del Bordo Poniente cercana a la zona de la prueba de carga, no obstante, el análisis se realiza para el estado actual del relleno sanitario, ya que este fue clausurado en diciembre del año 2011 (Conagua, 2011; Semarnat, 2011).

El área de la etapa IV del Bordo Poniente varía espacialmente debido a que los residuos se van agrupando y compactando a medida de la llegada de estos a la



zona, sin embargo, Parra (2012) y Cabrera (2009) definieron una geometría de análisis con alturas entre 4 y 8 metros y grandes extensiones en dirección  $x$  horizontal basadas en datos de la época.

### 5.1 Elección del modelo adecuado de acuerdo con su geometría

Tratar de ejecutar modelos tridimensionales de grandes dimensiones requiere de grandes tiempos de cálculo que pueden ser simplificados mediante un estado plano de deformación, por lo que inicialmente se ejecutan modelos con diferentes anchos en el eje  $y$  de 1, 10 y 100 metros para analizar las variaciones de las historias de desplazamientos.

Se localizan puntos de interés en el modelo para obtener historias de aceleraciones y desplazamientos, estos se escogen con base a la profundidad y cercanía del talud de residuos. La profundidad para las historias se presenta a continuación:

- 9 metros, sobre la capa de cobertura del relleno sanitario
- 6 metros, sobre la capa de cobertura del relleno sanitario
- 0 metros, correspondiente a la superficie del terreno
- -9.2 metros, en medio del estrato de arcillas 1
- -24.5 metros para el estrato de arcillas 2
- -38.7 metros para la capa dura 2
- -48.6 metros para el estrato de arcillas 3
- Los depósitos profundos se discretizaron en tres estratos con variación creciente de sus parámetros de rigidez proporcional a su profundidad; se sitúan dos localizaciones de historias en los depósitos profundos, una a -61.64 metros y la otra a -83.4 metros

Con la estratificación de los depósitos de suelos de Texcoco y del relleno sanitario, junto con los parámetros definidos en el capítulo 4, la discretización adecuada y condiciones de frontera estáticas y dinámicas, y el talud conformado por los residuos que completan el modelo para obtener resultados realistas, se escogen los sitios dónde se registran las historias correspondientes a cuatro (4) columnas en el modelo:

- En  $x=220$  metros, dónde se tiene una estratificación que toma en cuenta los residuos dónde no se presenta influencia del talud
- En  $x=350$  metros, dónde se ubica la corona del talud
- En  $x=375$  metros, para el pie del talud
- En  $x=480$  metros, para el campo libre lejos de la influencia del talud

En la Figura 5.1 se presentan las historias en el modelo con las cuales se van a analizar los desplazamientos y aceleraciones calculadas para los sismos mencionados.

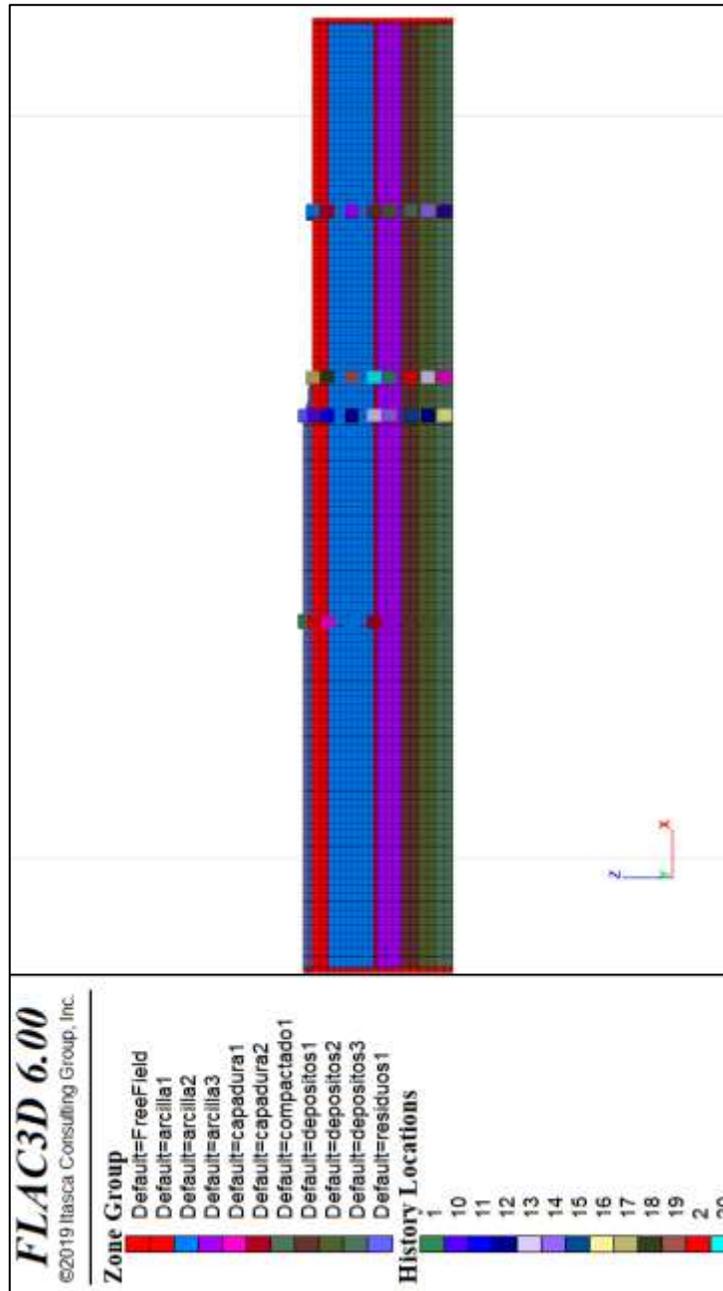


Figura 5.1. Localización de las historias en el modelo.

## 5.2 Resultados y análisis de historias de desplazamientos

Los resultados de las historias de desplazamientos de los modelos, dónde se analizan los movimientos ocurridos en la IV etapa del relleno sanitario Bordo Poniente ante cargas cíclicas derivadas de los sismos de Michoacán, 1985 y Morelos, 2017 son presentados a continuación.



### 5.2.1 Sismo Michoacán de 1985

Debido a que las tendencias de las historias de desplazamientos pueden mostrar comportamientos que difieren entre los diferentes materiales, se analizan movimientos relativos entre los estratos que componen el modelo para mostrar si se mueven en fase o presentan desfases que se traduzcan en daños.

En la Figura 5.1 se presentaron las ubicaciones espaciales de las historias en el modelo, mientras que de la Figura 5.2 a la Figura 5.5 se presentan las historias de desplazamientos para dichas columnas representativas de suelo y para profundidades medias de cada estrato.

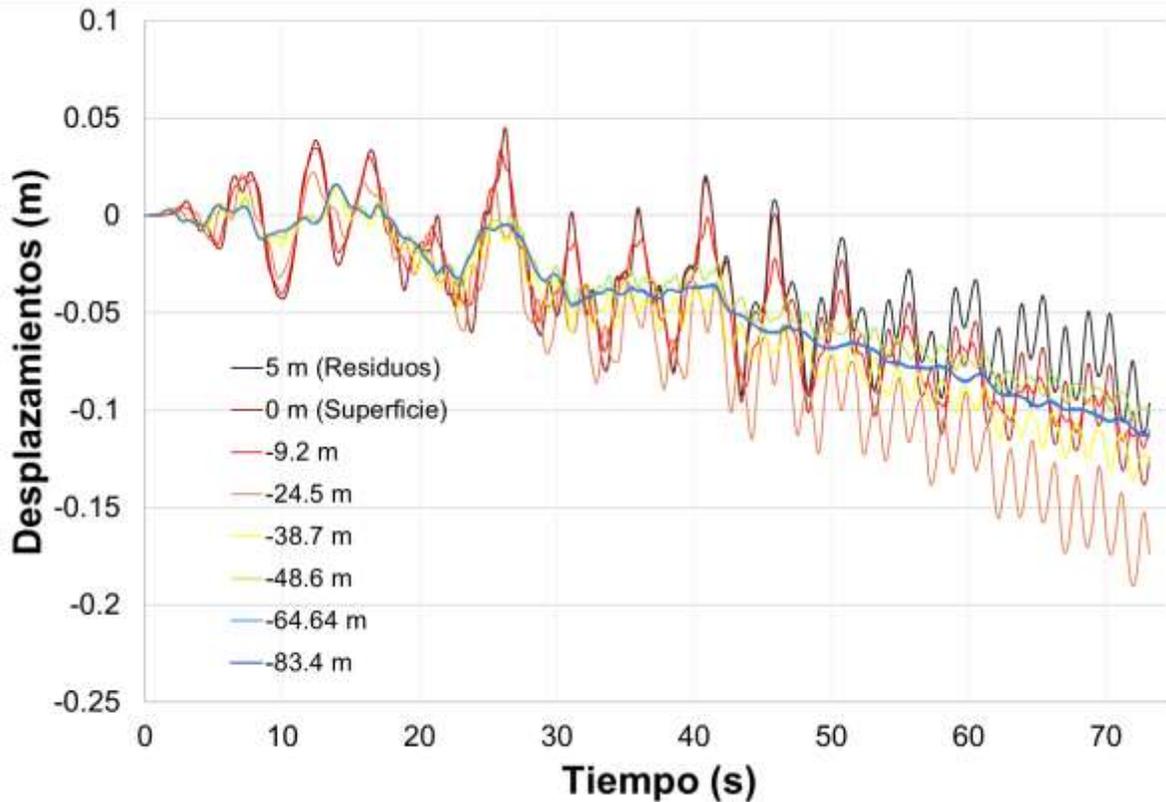


Figura 5.2. Historias de desplazamientos de la columna  $x=220$  m; sismo Michoacán, 1985.

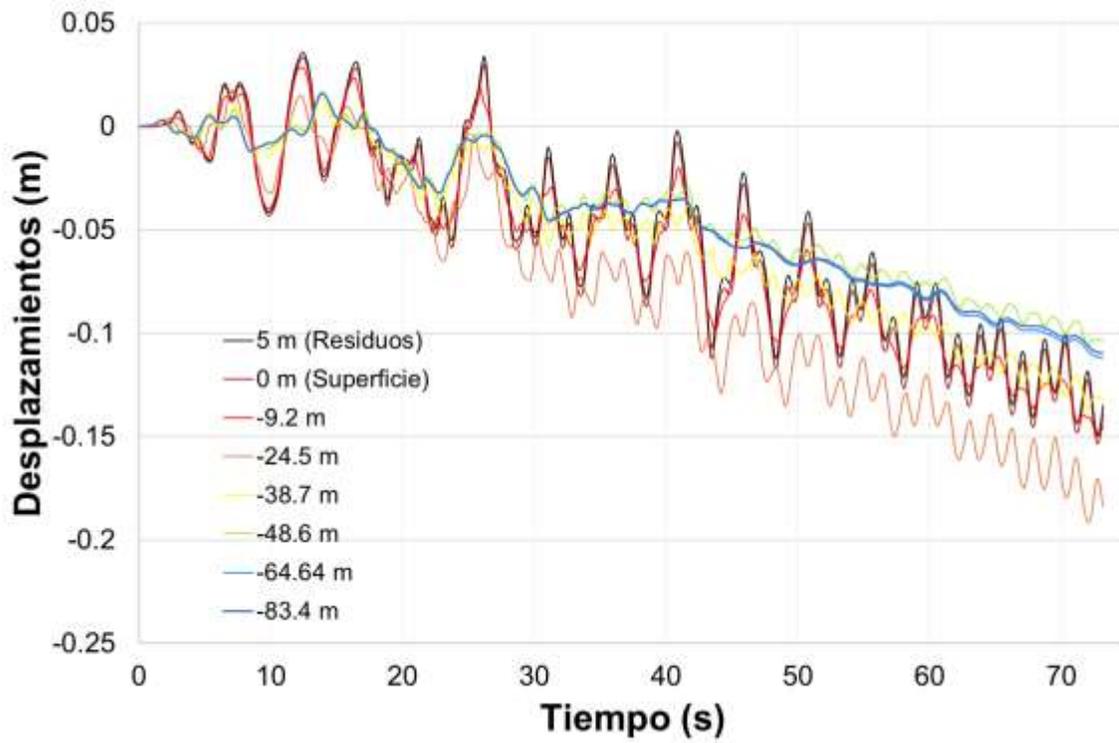


Figura 5.3. Historias de desplazamientos de la columna  $x=350$  m; sismo Michoacán, 1985.

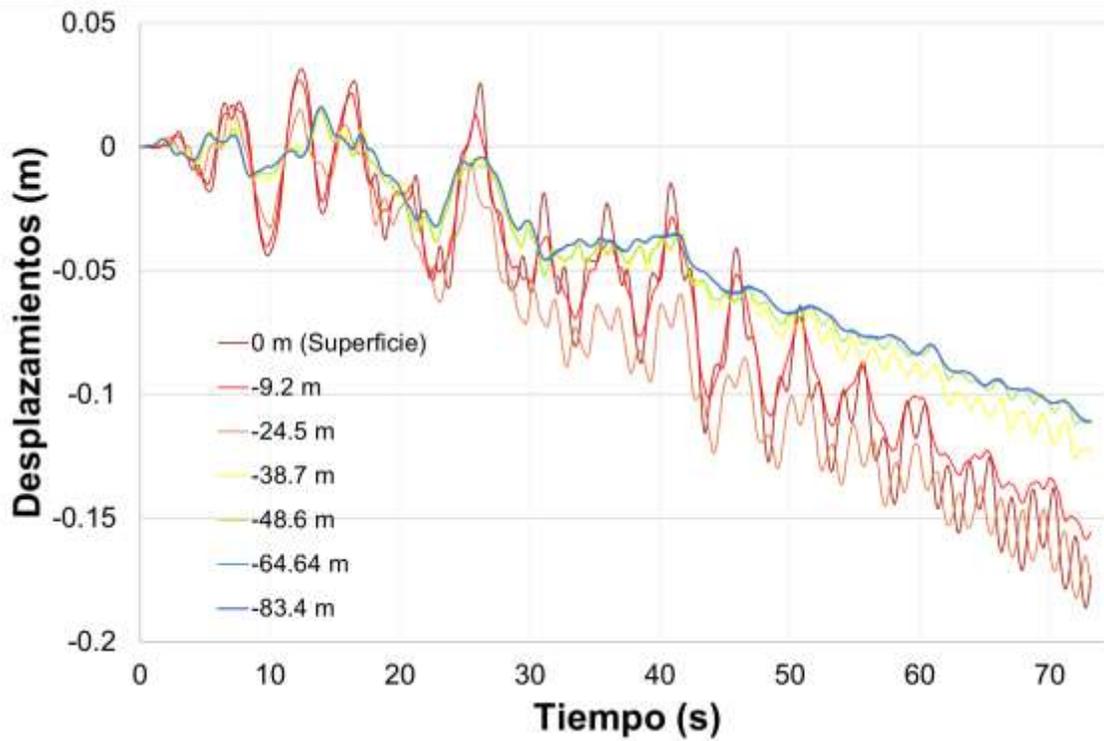


Figura 5.4. Historias de desplazamientos de la columna  $x=375$  m; sismo Michoacán, 1985.

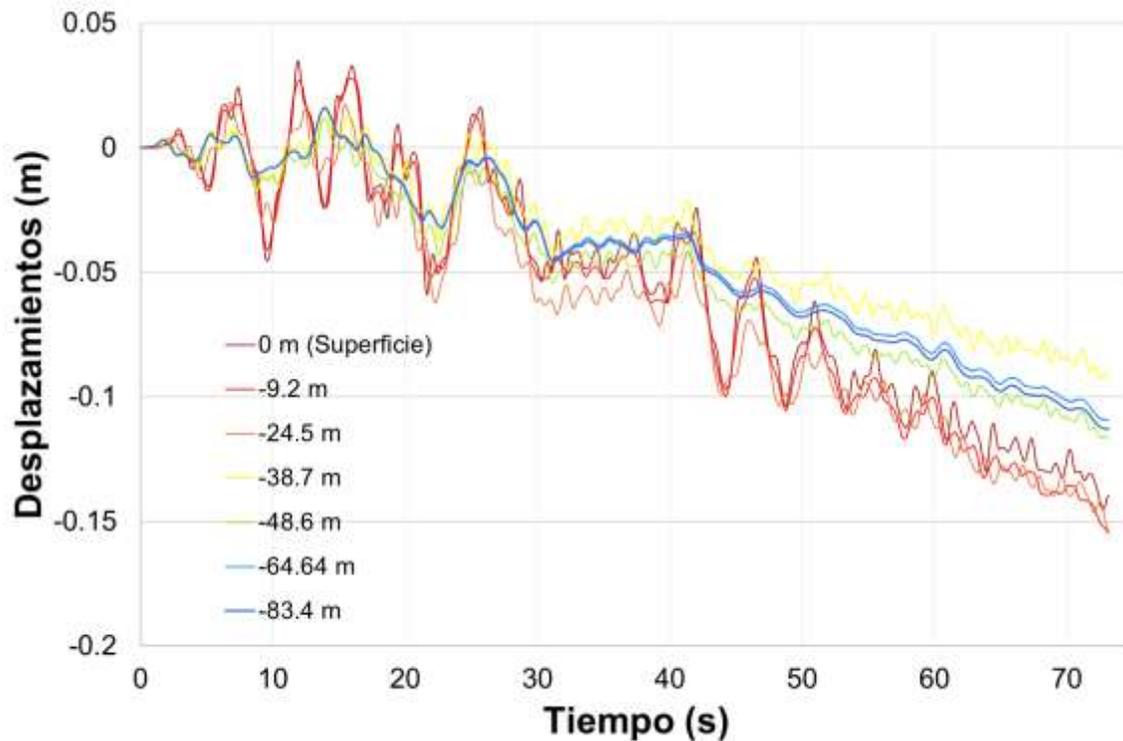


Figura 5.5. Historias de desplazamientos de la columna  $x=480$  m; sismo Michoacán, 1985.

A partir de las historias de desplazamientos se obtienen sus valores máximos para determinar cómo se mueven los diferentes estratos ante cargas dinámicas producidas por el sismo de Michoacán de 1985, esto se representa mediante graficas de desplazamientos versus profundidad para cada una de las columnas definidas anteriormente.

En la Figura 5.7 se presentan los desplazamientos máximos para cada estrato para la columna de suelo en el eje  $x=220$  m, es decir, a una distancia de 130 metros de la corona del talud del relleno sanitario donde no haya influencia del mismo para obtener resultados de los movimientos de los residuos respecto al suelo de desplante. Esto permite observar una pequeña reducción de los desplazamientos en los residuos respecto a los desplazamientos en la superficie, por lo que la tendencia de aumento de los movimientos provenientes del estrato arcilloso 1, es atenuada por la densificación de este ocasionado por el peso de los residuos durante años. Parra (2013) identificó la endentación como una de las principales problemáticas de las estructuras sobre del subsuelo del lago de Texcoco, sin embargo, esta misma ha ocasionado tal densificación de las arcillas más superficiales por procesos de consolidación; esto también ha causado que los



residuos varíen su cota máxima, la cual se ha reducido proporcionalmente con los asentamientos por consolidación.

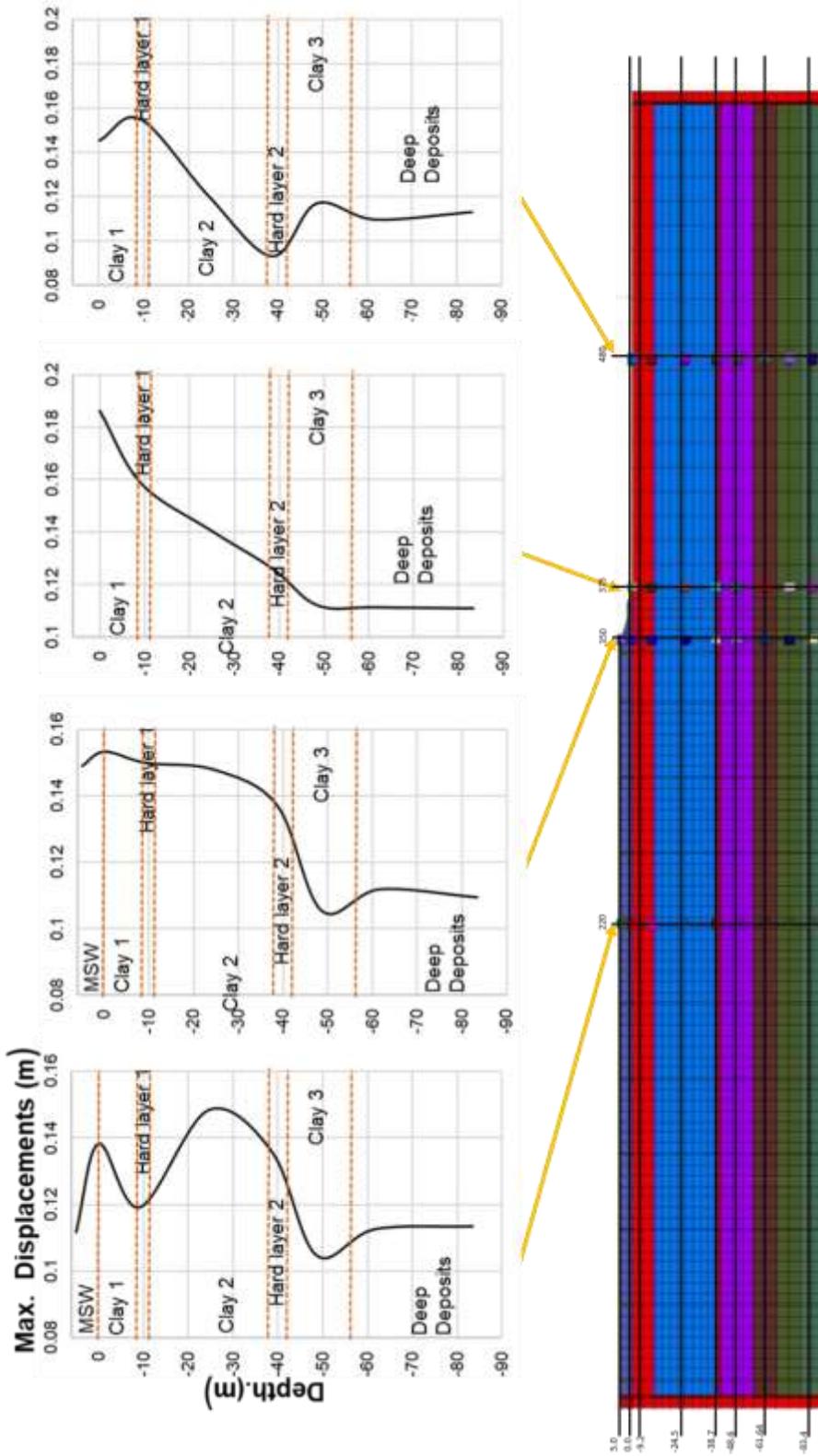




Figura 5.6. Desplazamientos máximos en cada estrato para el sismo de 1985. Esquema general.

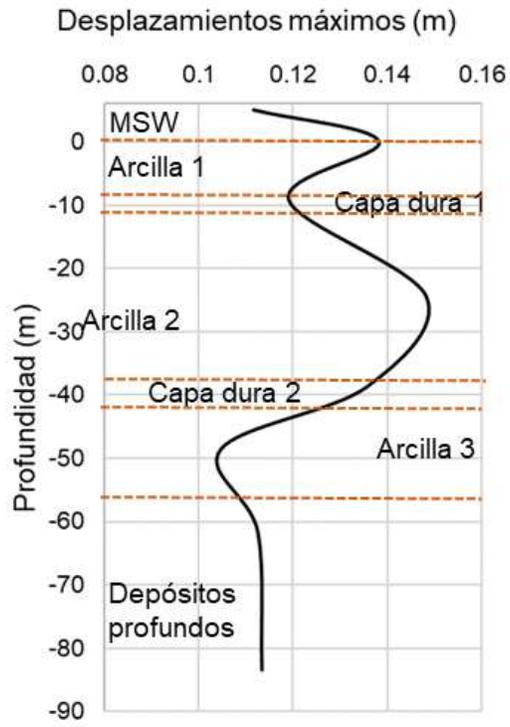


Figura 5.7. Desplazamientos máximos en cada estrato, x=220 m; sismo Michoacán, 1985.

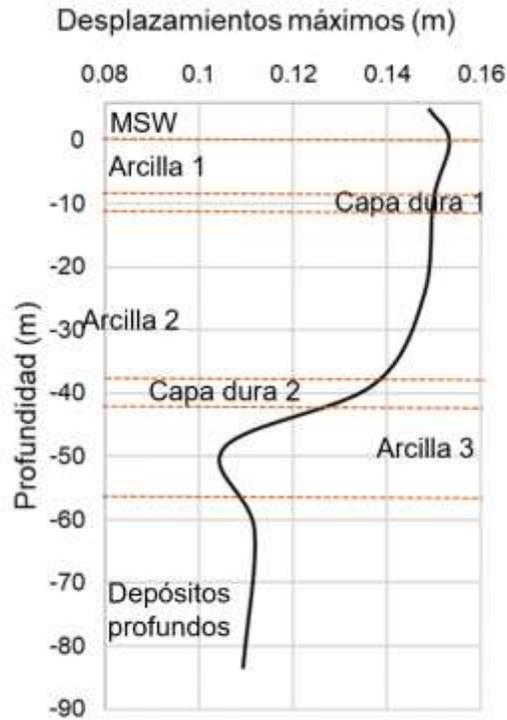


Figura 5.8. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=350$  m; sismo Michoacán, 1985.

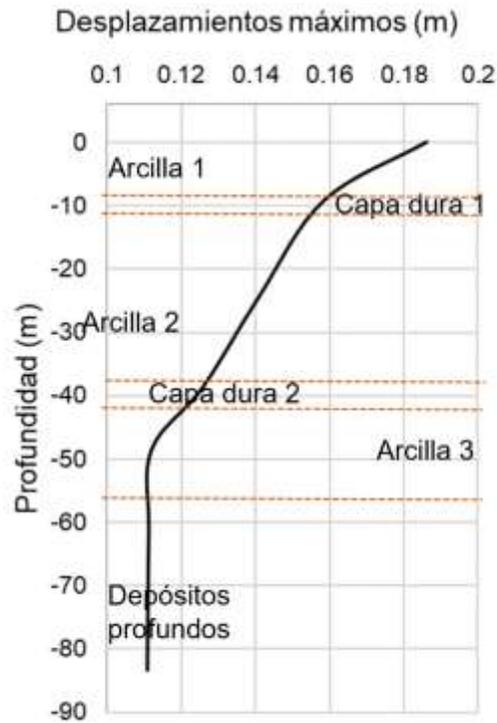


Figura 5.9. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=375$  m; sismo Michoacán, 1985.

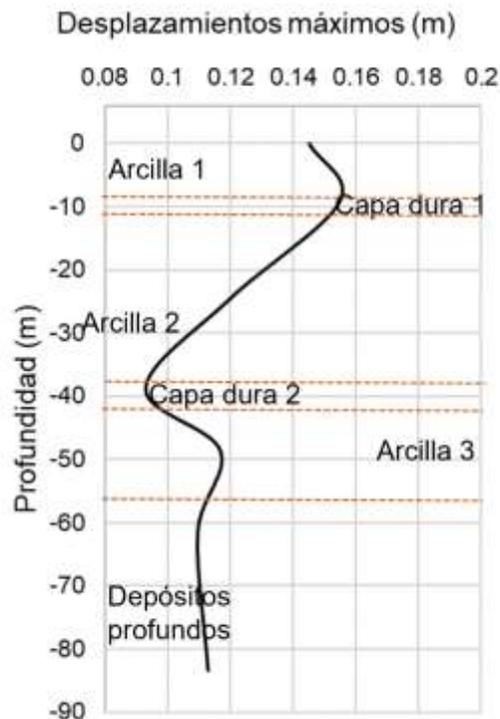


Figura 5.10. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=480$  m; sismo Michoacán, 1985.

La primera capa dura reduce los desplazamientos ocasionados por las cargas dinámicas del sismo hasta 0.12 metros de 0.15 metros presentados superficialmente, posteriormente se presenta un aumento de los desplazamientos en el estrato de arcilla 2 con magnitud igual a la presentada en superficie para zonas con influencia del talud. Finalmente, se reducen los desplazamientos hasta alcanzar valores de 0.117 m en los depósitos profundos (Figura 5.7 a Figura 5.10).

Para la columna de suelo ubicada en el eje  $x=350$  m mostrada en la Figura 5.8 y que corresponde a la corona del talud, se puede observar que los desplazamientos sobre la superficie del relleno se reducen y el comportamiento de la gráfica se torna hacia la izquierda, esto quiere decir que los movimientos en la corona del talud son menores en comparación con la zona de los residuos, pero en profundidades de la arcilla 1 estos desplazamientos aumentan. El estrato arcilloso 2 presenta desplazamientos de hasta 0.15 metros, los cuales se mantienen para  $x=375$  (Figura 5.9) y  $x=480$  (Figura 5.10) en dicho estrato.

Las historias de desplazamiento bajo el pie del talud del relleno sanitario (Figura 5.9) y en campo libre (Figura 5.10) presentan un comportamiento similar, dónde el estrato de arcilla 3 presenta un ligero aumento del movimiento respecto a  $x=220$  m



y  $x=350$  m, sin embargo, en los depósitos profundos se mantiene la magnitud de desplazamientos.

El aumento de los desplazamientos a medida que se acerca a la superficie muestra que los depósitos arcillosos amplifican de manera importante la señal sísmica que viaja a través de la roca basal, especialmente para los suelos del lago de Texcoco, lo que puede ocasionar daños importantes en las estructuras sobre esta zona y sobre el relleno sanitario.

### *5.2.2 Sismo Morelos de 2017*

Ahora se presentan las historias de desplazamientos para el sismo de Morelos ocurrido en 2017 de la Figura 5.11 a la Figura 5.14, al igual que para el sismo de 1985 se presentan para las mismas columnas de suelo y a las mismas profundidades, esto con el objetivo de comparar adecuadamente el comportamiento del Bordo Poniente etapa IV para ambos sismos.

También se realiza la toma de datos de la parte de mayor liberación de energía, que ocurre hasta los 12 segundos del tiempo, aunque las historias de desplazamientos presentan menor tendencia en las amplitudes de desplazamientos que para el sismo de 1985.

Como puede observarse en las historias de desplazamientos, las amplitudes de estas son menores a medida que se aumenta en la profundidad, esto concuerda con las historias del sismo de 1985.

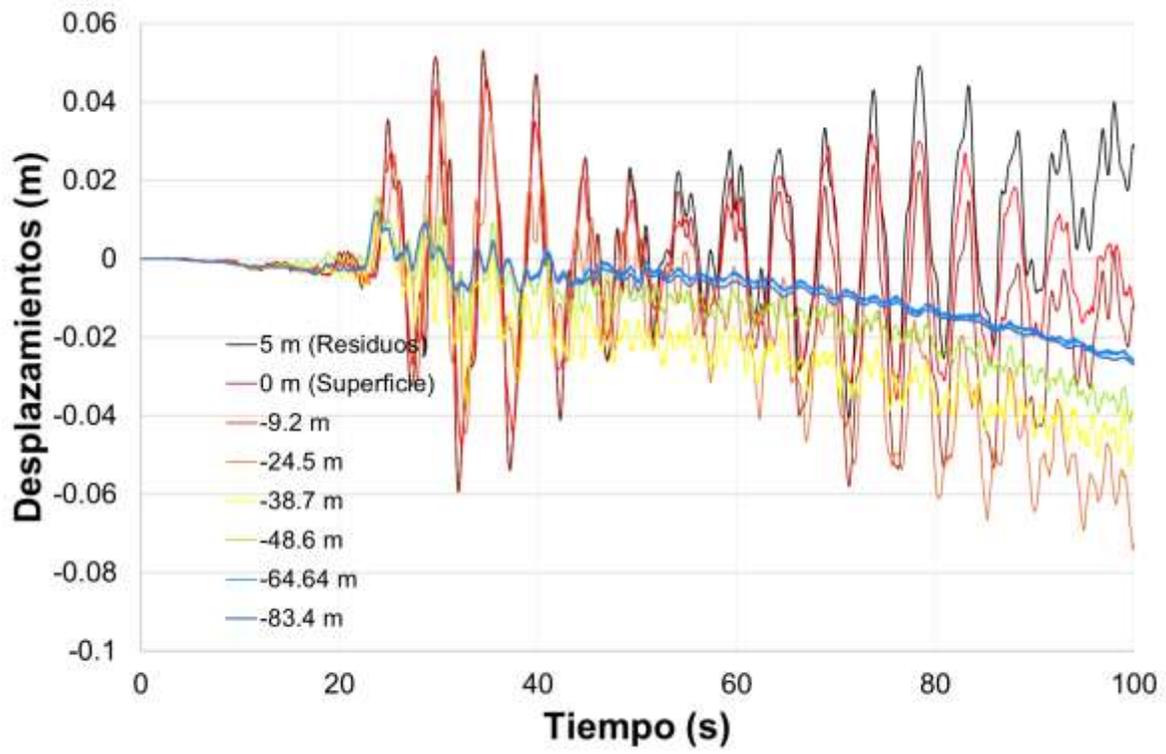


Figura 5.11. Historias de desplazamientos de la columna  $x=220$  m; sismo Morelos, 2017.

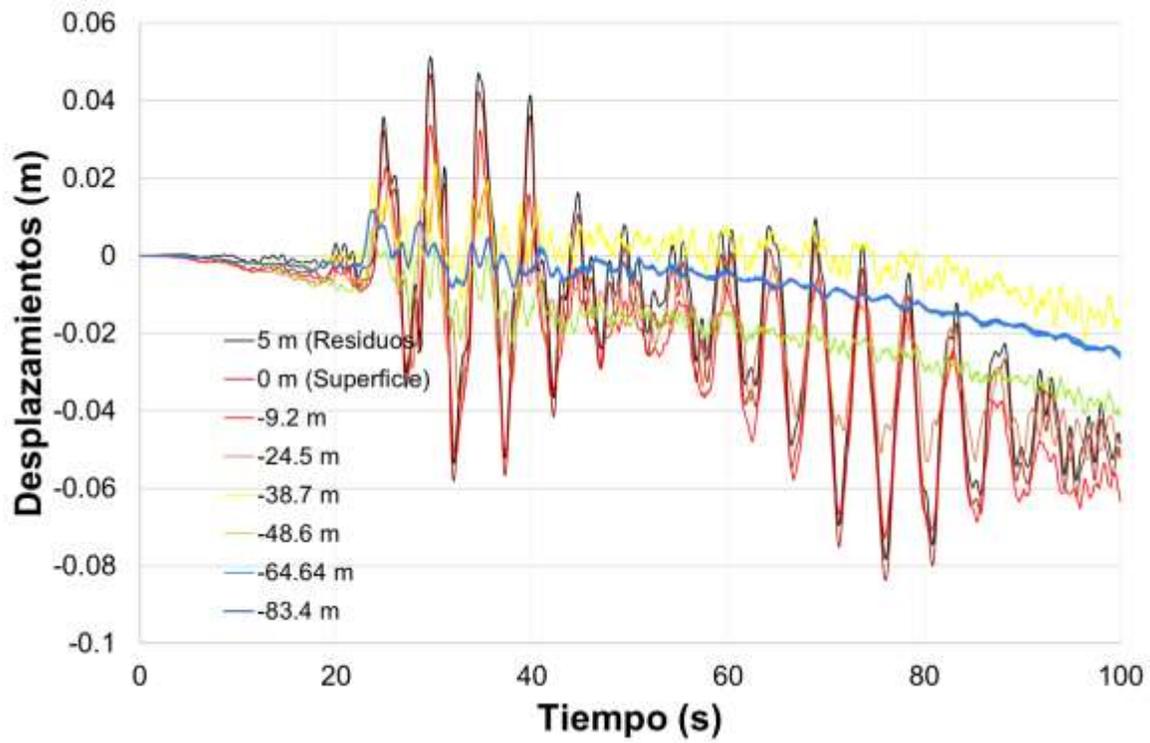


Figura 5.12. Historias de desplazamientos de la columna  $x=350$  m; sismo Morelos, 2017.

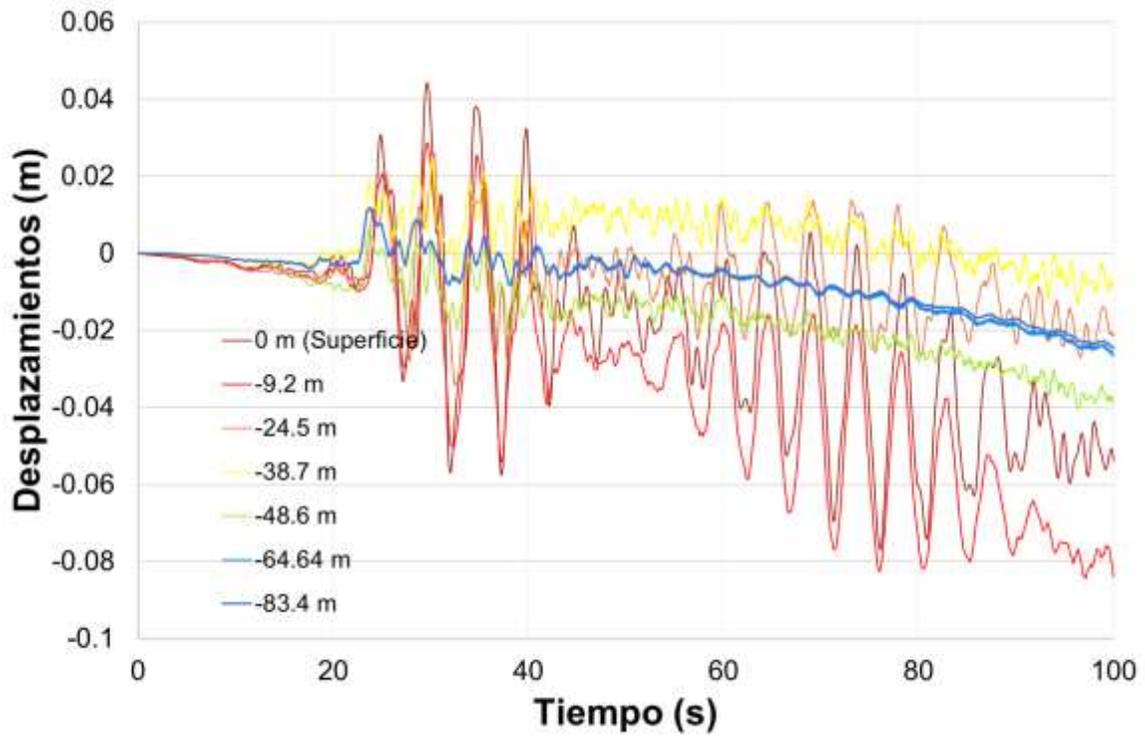


Figura 5.13. Historias de desplazamientos de la columna  $x=375$  m; sismo Morelos, 2017.

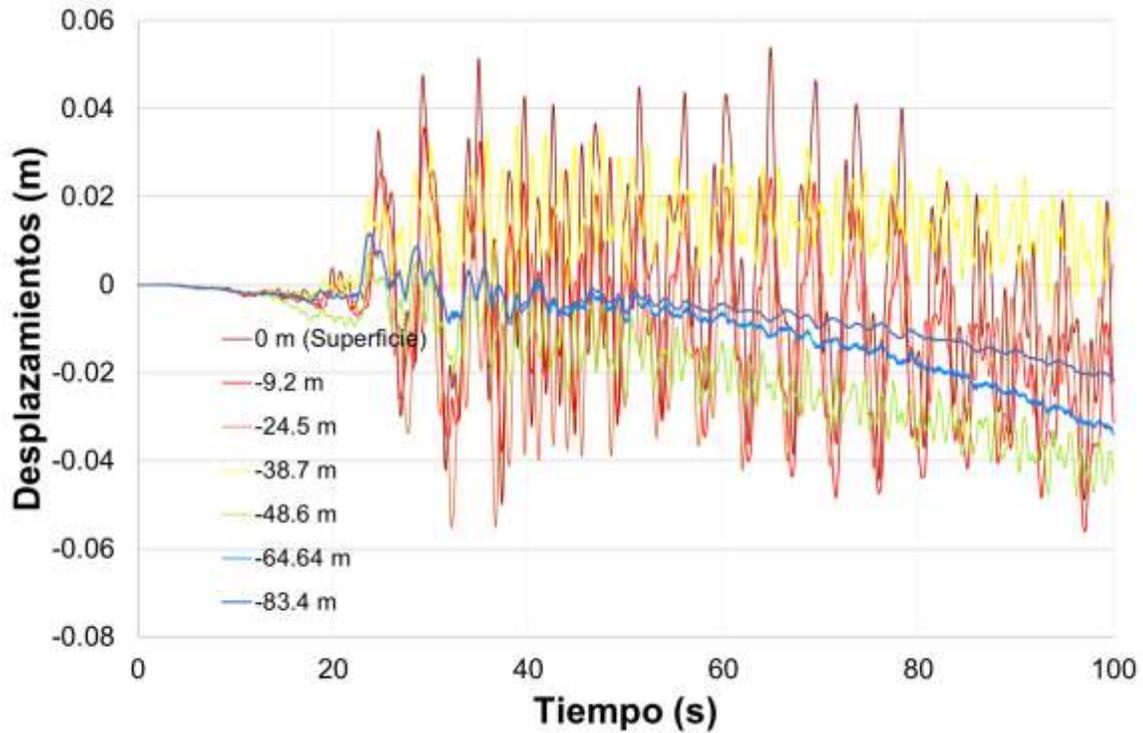


Figura 5.14. Historias de desplazamientos de la columna  $x=480$  m; sismo Morelos, 2017.

A partir de las historias de desplazamientos para el sismo de Morelos de 2017, se extraen las máximas amplitudes para las columnas de suelo e igualmente que para el sismo de 1985, para las mismas profundidades. De la Figura 5.16 a la Figura 5.19 se presentan las gráficas de desplazamientos máximos vs profundidad.

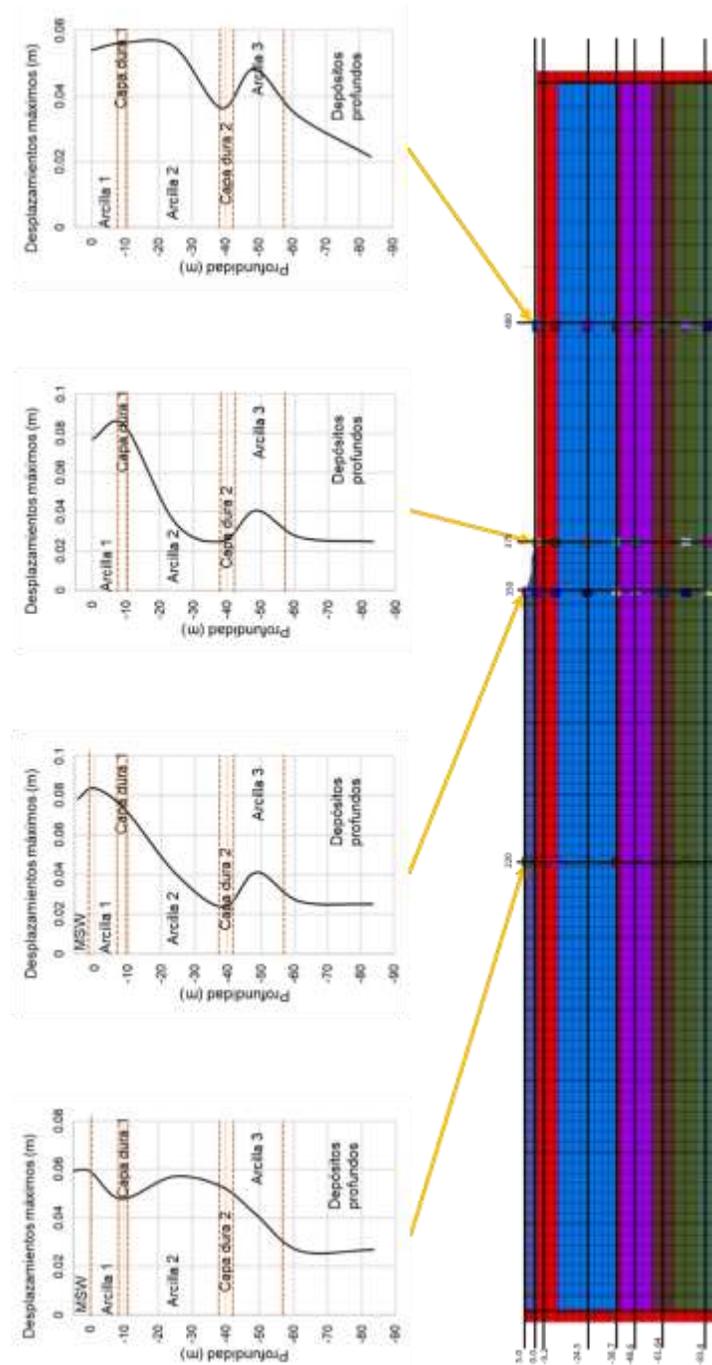


Figura 5.15. Desplazamientos máximos en cada estrato para el sismo de 2017. Esquema general.

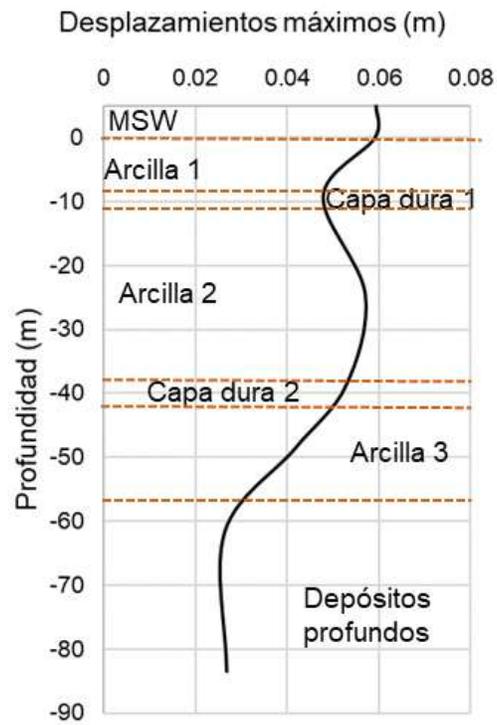


Figura 5.16. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=220$  m; sismo Morelos, 2017.

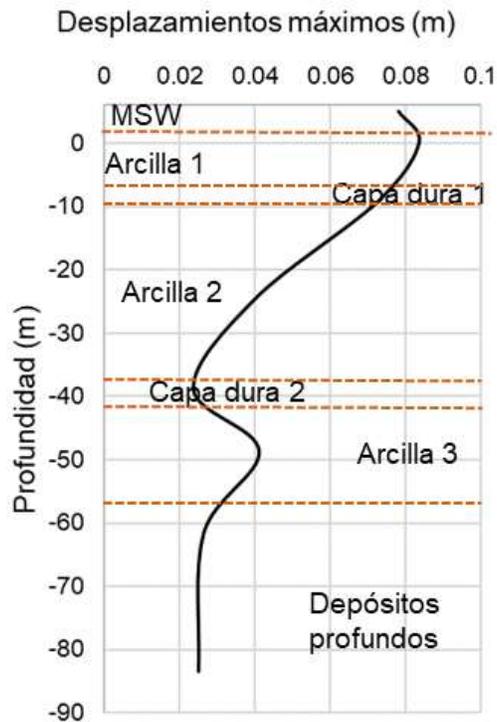




Figura 5.17. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=350$  m; sismo Morelos, 2017.

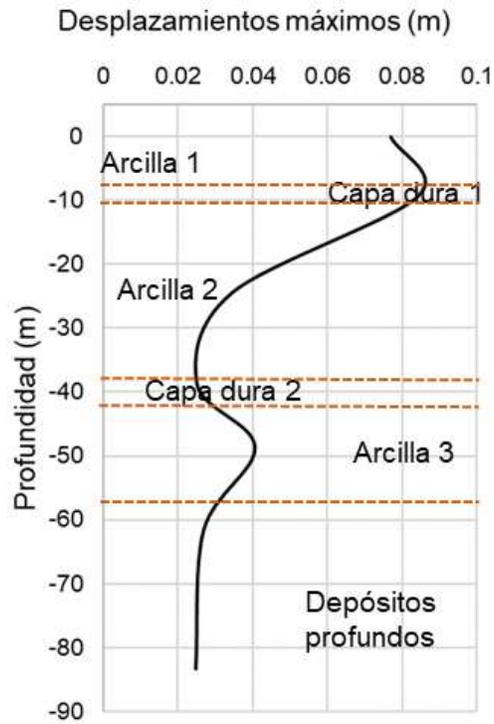


Figura 5.18. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=375$  m; sismo Morelos, 2017.

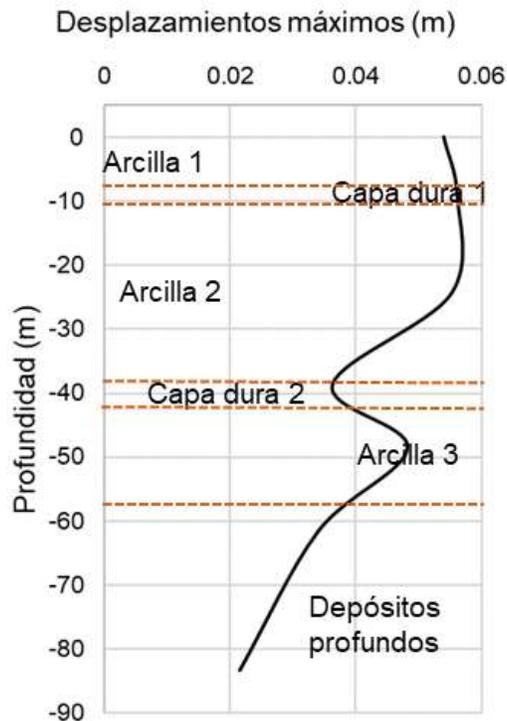


Figura 5.19. Desplazamientos máximos en cada estrato,  $x=480$  m; sismo Morelos, 2017.

Los desplazamientos horizontales máximos muestran que el sismo de Morelos de 2017 ocasiona movimientos en fase, contrario al sismo de Michoacán 1985, el cual produce que el sistema suelo – relleno sanitario presente movimientos fuera de fase en distintas direcciones lo cual puede ocasionar rompimientos y agrietamientos leves principalmente en la superficie de campo libre y ciertos puntos del relleno, aunque en áreas cercanas al talud los desplazamientos son menores.

### 5.3 Perfiles de aceleración horizontal máxima

En la Figura 5.20 se muestran las aceleraciones máximas calculadas para cada zona de interés del modelo para el sismo de Michoacán 1985, mientras que en la Figura 5.21 para el sismo de Morelos, 2017. En ambos se puede observar una amplificación en superficie respecto a la base, además de la influencia del talud en cuanto a la reducción de las aceleraciones.

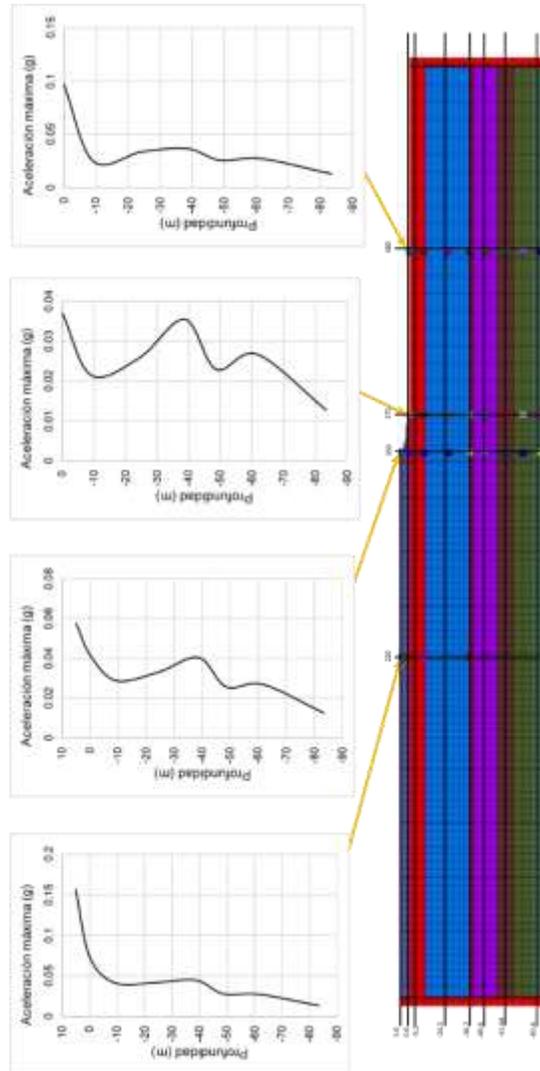


Figura 5.20. Perfiles de aceleración horizontal máxima para el sismo de Michoacán, 1985.

Las capas arcillosas 1 y 2 predominan en la variación de las aceleraciones horizontales, siendo estas las responsables de los valores máximos presentados, principalmente en superficie.

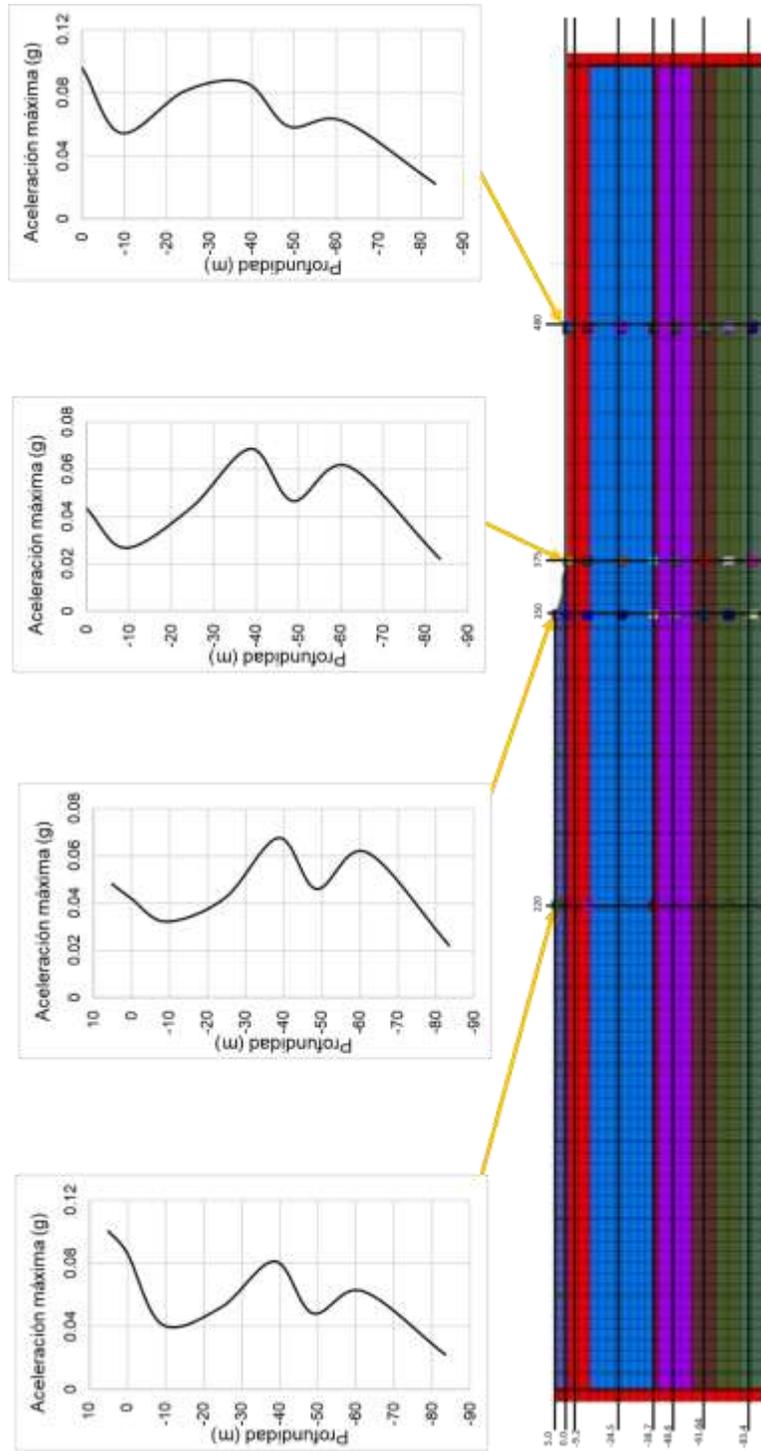


Figura 5.21. Perfiles de aceleración horizontal máxima para el sismo de Morelos, 2017.

#### 5.4 Espectros de respuesta calculados



De acuerdo con los resultados obtenidos de la modelación numérica realizada con FLAC3D de la etapa IV del relleno sanitario Bordo Poniente, se presenta la respuesta con base a los espectros de pseudoaceleración para los sismos de Michoacán 1985 y Morelos 2017. Al igual que para las historias de desplazamientos, se calcularon los espectros de las historias de aceleración a profundidades medias de cada estrato y en las columnas de suelo correspondientes a cierta distancia de la corona del talud del relleno, sobre la corona y pie del talud y en campo libre para estudiar el comportamiento de las ondas desde el lecho rocoso hasta la superficie.

#### 5.4.1 Sismo Michoacán de 1985

Inicialmente, se presentan y analizan los espectros para el sismo de Michoacán 1985, el cual representa movimientos de subducción de fuente lejana. En la Figura 5.22 se presentan los espectros de respuesta para  $x=220$  m, es decir, para una ubicación sobre los residuos lejos de la influencia del talud del relleno.

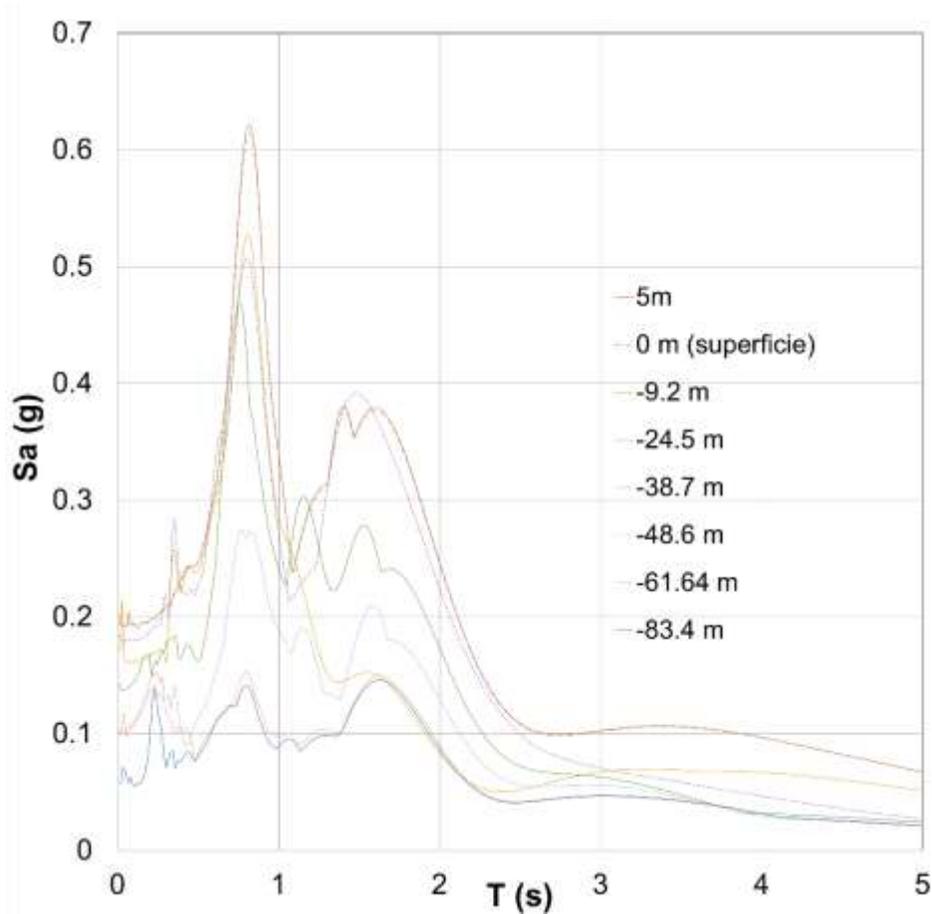


Figura 5.22. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=220$  m; sismo Michoacán, 1985.



En la Figura 5.22 se observa una amplificación típica de la zona del lago de Texcoco debido a las propiedades del suelo, en donde el sistema relleno sanitario y suelo de desplante presentan un periodo de 0.85 segundos con una aceleración espectral máxima de 0.62 g. También aparece un segundo pico correspondiente al segundo periodo dominante de dicho sistema, aunque esto se explica más adelante.

Para los espectros de respuesta sobre la corona del talud del relleno sanitario, las aceleraciones espectrales máximas se reducen cerca de 0.09 g conservando el mismo periodo predominante, aunque aparecen amplificaciones en el estrato arcilloso 2 con profundidades entre 10 y 38 metros, mostrando unas diferencias de aceleraciones de hasta 0.06 g (Figura 5.24).

Entre el pie y la corona del talud del vertedero se observa una deamplificación, por lo que en esta zona las diferencias de aceleraciones alcanzan valores de 0.05 g, siendo mayor en el pie del talud. El espectro para el campo libre (Figura 5.25) presenta los mayores valores de aceleración espectral, mostrando que el relleno produce una disminución del 23 % en dichos valores de aceleración. También se aprecia que la amplificación tiene mayor influencia en el pico correspondiente al segundo periodo dominante de 1.5 segundos con una amplificación del 34 %.

De los espectros presentados, se destaca la influencia del relleno sanitario sobre el subsuelo de la zona de lago de Texcoco de modo que cambian los espectros. En la Figura 5.22 el pico predominante en un periodo de 0.83 segundos, que se mantiene para todos los picos en las columnas de suelo analizadas; sin embargo, las aceleraciones espectrales máximas aumentan conforme se acerca más al campo libre y cuanto más se aleja del relleno.

Al mismo tiempo, el segundo pico correspondiente al segundo periodo o frecuencia predominante del suelo aumenta conforme más se acerca al campo libre y mantiene un periodo de 1.5 segundos.

La zona del lago de Texcoco se caracteriza por tener periodos con dos picos correspondientes a primero y segundos periodos dominantes, los cuales varían dependiendo de la zona, sin embargo, entre mayor espesor del estrato de arcilla, el periodo tiende a aumentar y a mostrar un comportamiento más flexible.

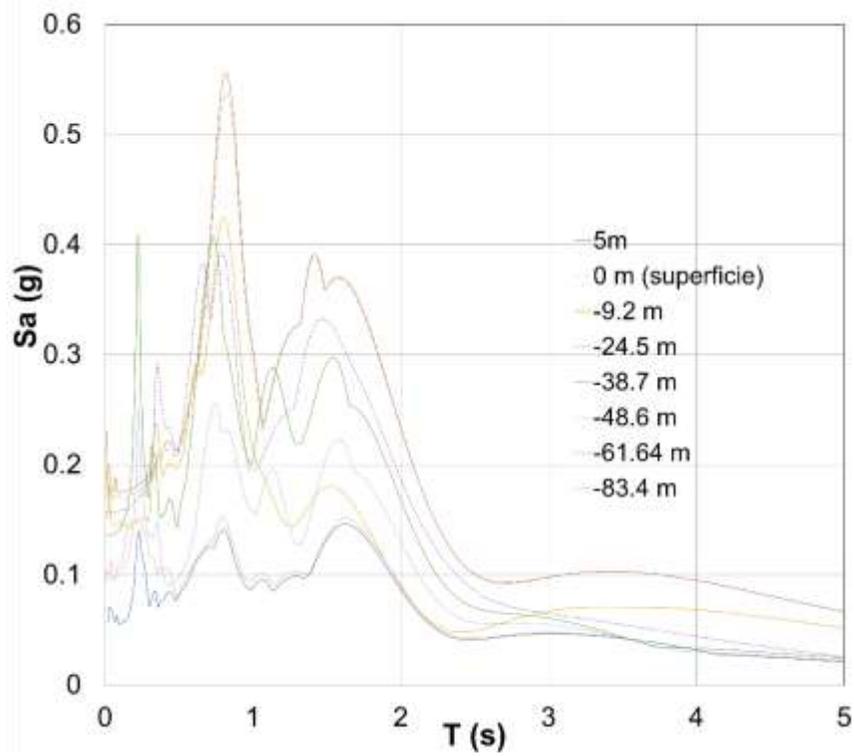


Figura 5.23. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=350$  m; sismo Michoacán, 1985.

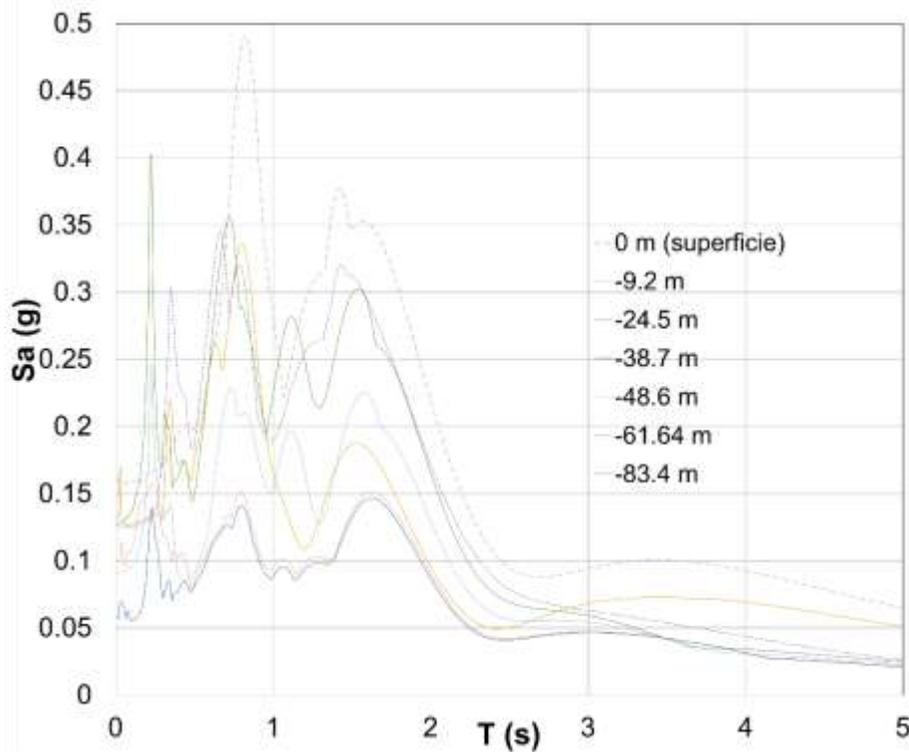


Figura 5.24. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=375$  m; sismo Michoacán, 1985.

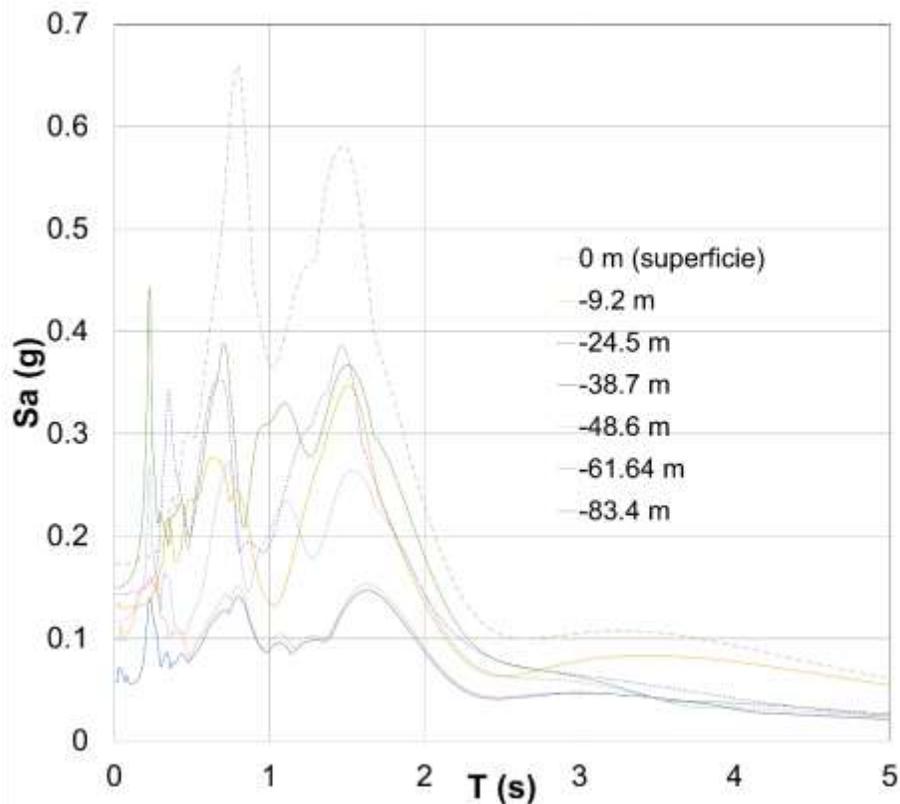


Figura 5.25. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=480$  m; sismo Michoacán, 1985.

En este sentido, queda claro que cuanto más cerca del relleno, en dirección horizontal, los estratos del subsuelo se van a ver más influenciados por la endentación del relleno sanitario, la cual se observó continuamente durante la operación del Bordo Poniente, donde en cuanto más se agregaban residuos y sus respectivas capas de cobertura, no se ganaba altura por dicho fenómeno. Esto se refleja con el estado actual de la etapa IV del Bordo Poniente y las investigaciones realizadas por Parra (2012).

A mayor profundidad, menor es la variación de los picos del espectro, pero aun manteniendo sus periodos dominantes; por lo tanto, la influencia importante del relleno alcanza profundidades hasta de 50 metros, sobre el estrato de arcilla 3 mencionado anteriormente. Lo anterior también se evidencia al comparar los espectros a profundidades mayores a 50 metros, dónde no se observan variaciones significativas en ellos.

En las zonas próximas al talud, tanto en el pie como en la corona se presentan valores menores de aceleración espectral sobre los residuos y en la superficie de la arcilla contigua al pie, incluso menores que las aceleraciones presentadas en los espectros de  $x=220$  m; por lo que la amplificación del sismo es menor en esta zona.



También debe destacarse que, tiene atribución el envejecimiento de los residuos, los cuales aumentan los esfuerzos cortantes y la densidad de estos.

Con los análisis realizados con base en los espectros, se pueden establecer periodos dominantes del relleno cercanos a 0.8 segundos y para el depósito del suelo de 1.5 segundos (Figura 5.25), además, el periodo fundamental del sismo medido en roca basáltica es de 0.95 segundos. Esto nos dice que es probable llegar a resonancia entre los periodos del suelo y del relleno, asimismo entre el suelo y el sismo. Está claro que el periodo fundamental del movimiento sísmico puede variar de acuerdo con su contenido de frecuencia, aunque para el sismo de 2017 dichos periodos fueron aún menores.

En base a la Figura 4.13, los sismos medidos sobre la zona de estudio del Bordo Poniente también presentan periodos cercanos a 0.98 segundos, lo que hace evidente el periodo del relleno, el cual puede disminuir aún más con el paso del tiempo que ocasiona la degradación de los residuos sumado al fenómeno de endentación mencionado.

El modelado numérico se realizó para una altura media de 6 metros, sin embargo, se ejecutaron modelos adicionando 3 metros más para identificar la influencia de los residuos suponiendo una reactivación del Bordo Poniente.

En la Figura 5.26 se presenta la modificación de la geometría del relleno sanitario, aumentado su altura en 3 metros. Los residuos producen una deamplificación como se ha comentado de aproximadamente 0.1 g, una magnitud considerable. Cabe resaltar que no siempre ha ocurrido de la misma manera, en Kazavanjian & Matasovic., (1995) se concluyó que el relleno sanitario Oll ubicado en California, USA, presentó una amplificación en sus aceleraciones.

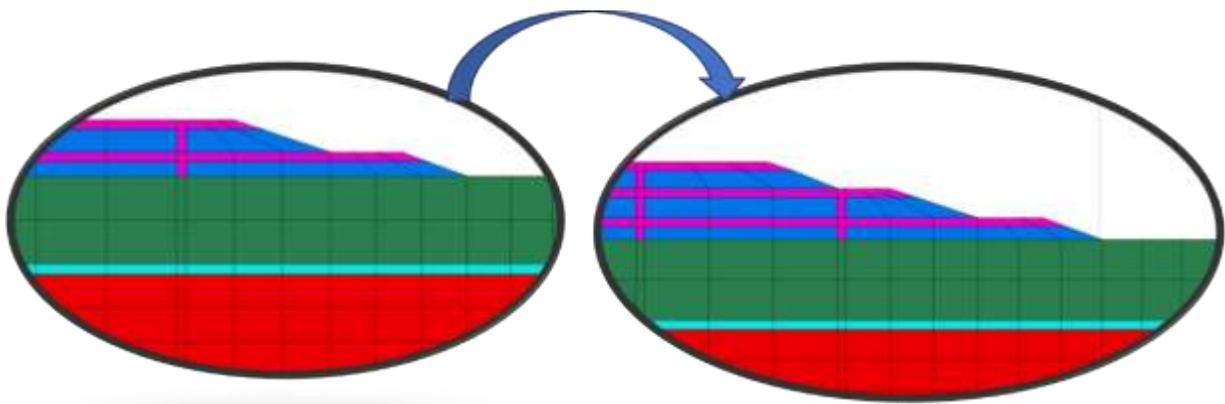


Figura 5.26. Aumento de altura del relleno sanitario.



De la Figura 5.27 se puede observar que los espectros calculados para 6 metros de altura del relleno y los superficiales ajustan apropiadamente, aunque con una ligera diferencia de aceleraciones en el periodo fundamental del sistema suelo – relleno sanitario.

Esta diferencia muestra una tendencia a amplificar del relleno, sin embargo, para los resultados a 9 metros de altura; la etapa IV del relleno sanitario Bordo Poniente no se amplifican las señales sísmicas en comparación con alturas de 6 metros, ya que los residuos viejos presentan valores de velocidad de onda cortante mayores a los residuos más nuevos, por lo que una amplificación en los movimientos sísmicos puede ser menores en función de la edad de los residuos.

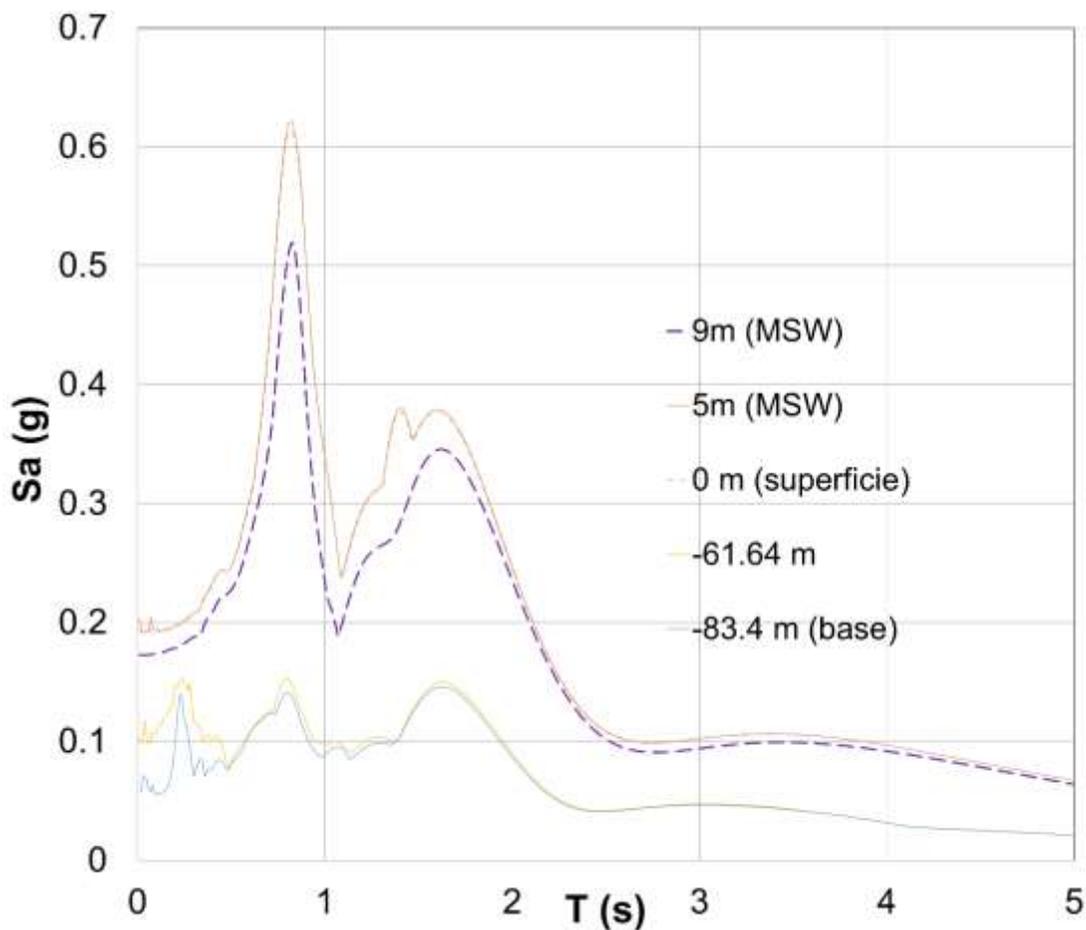


Figura 5.27. Espectros de respuesta para sismo Michoacán 1985 en estratos inferiores y superiores introduciendo respuesta del relleno a 9 metros de altura.

#### 5.4.2 Sismo Morelos de 2017

Al igual que para el sismo de Michoacán de 1985, el sismo de Morelos de 2017 produjo amplificaciones de los movimientos sísmicos en la zona de estudio. La Figura 5.28 presenta los espectros para la columna  $x=220$  m, con periodos



predominantes de 0.99 segundos y aceleraciones máximas espectrales de 0.23 g; este periodo se mantiene para todas las distancias  $x$ , aunque se deamplifica en la corona del talud y aún más, en el pie.

También se presenta la aparición de un pico que incrementa en cercanías con el campo libre, el cual se debe al contenido de frecuencias del movimiento sísmico.

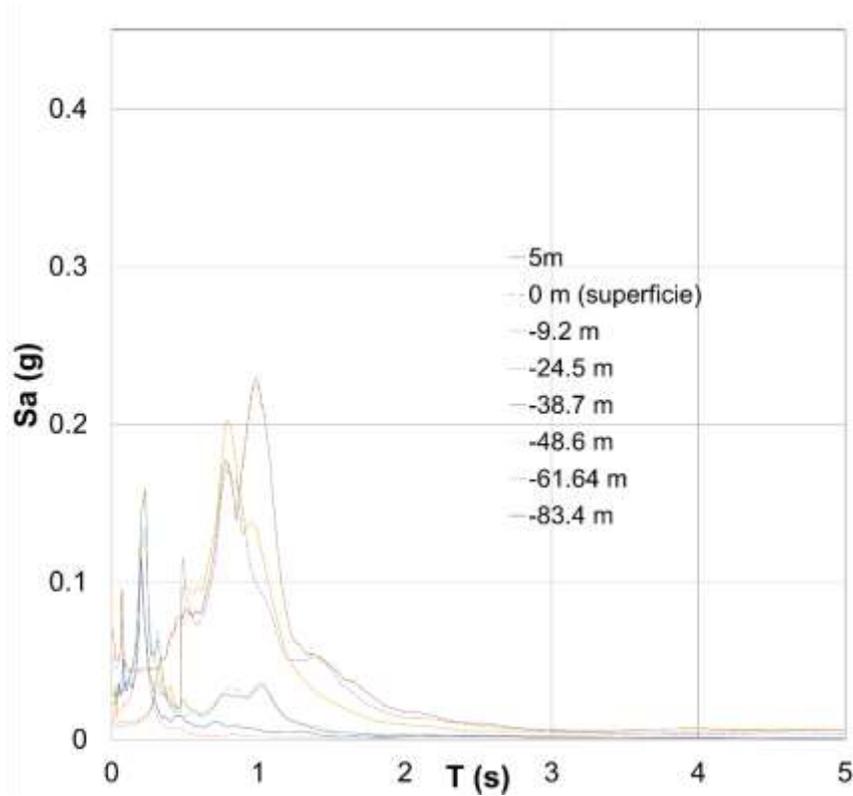


Figura 5.28. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=220$  m; sismo Morelos, 2017.

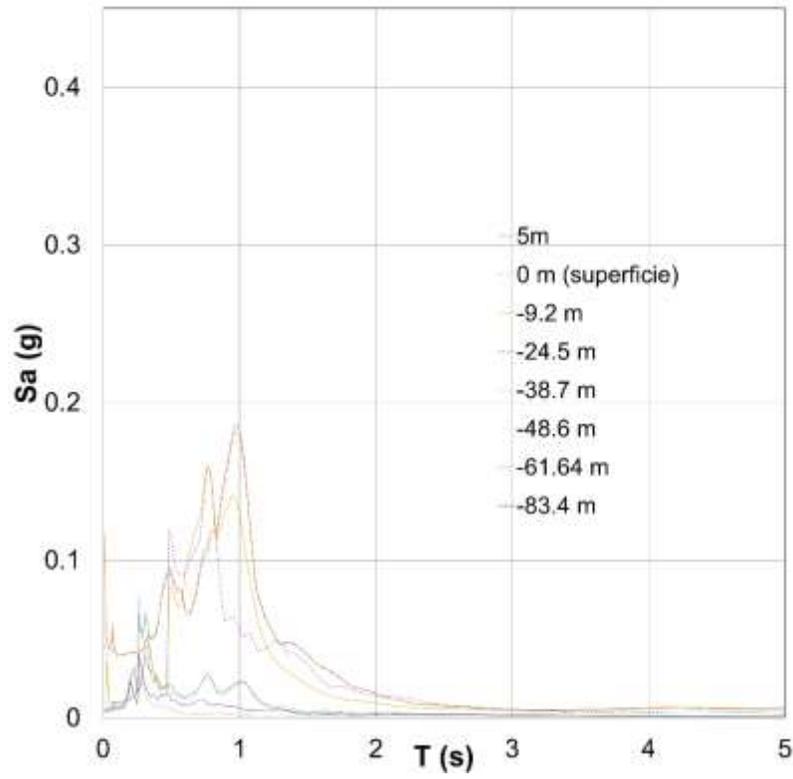


Figura 5.29. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=350$  m; sismo Morelos, 2017.

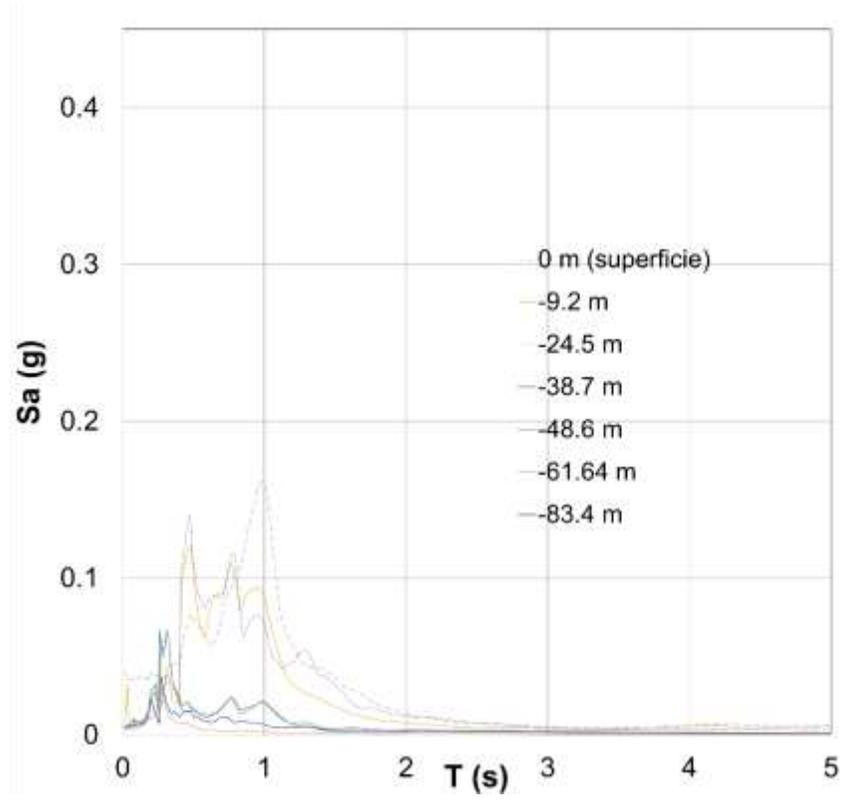


Figura 5.30. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=375$  m; sismo Morelos, 2017.

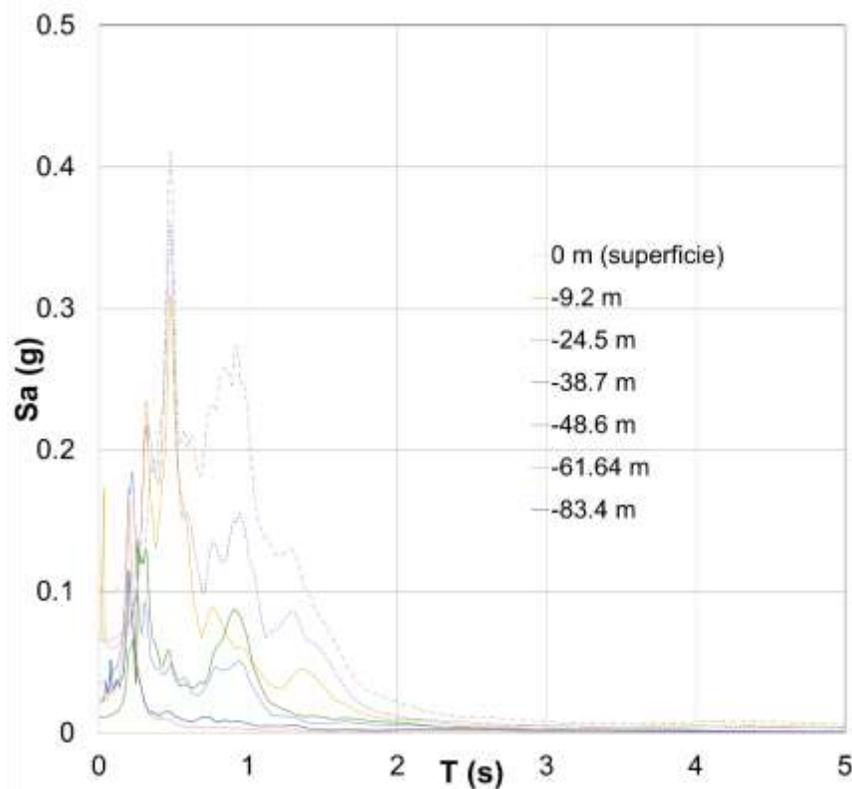


Figura 5.31. Espectros de respuesta para cada estrato,  $x=480$  m; sismo Morelos, 2017.

Para el sismo de 2017 se puede observar una atenuación de los movimientos sísmicos provocada por la presencia del relleno, que al compararla con el sismo de 1985 es mayor, es decir, la deamplificación para movimientos de fuente cercana y fallamiento normal es mayor que para sismos de fuente lejana de subducción de casi un 66.6 %. Al contrastar la respuesta de la corona y el pie del talud del relleno, se observa una amplificación en la corona, contrario a lo presentado en campo libre; de lo que se puede concluir que en este tipo de sismos si se produce una amplificación del pie a la corona del talud, sin embargo, como se presenta en la Figura 5.32, los residuos deamplifican las señales sísmicas incluso para los taludes.

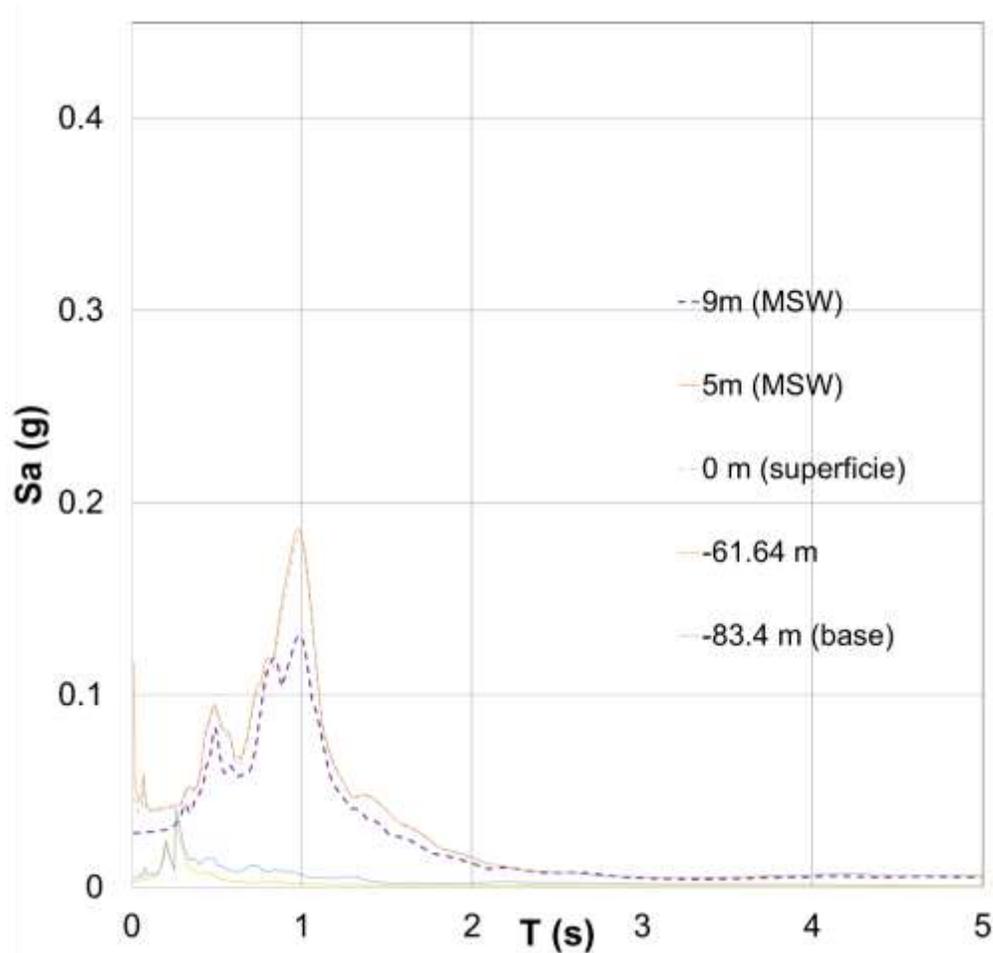


Figura 5.32. Espectros de respuesta para sismo Morelos 2017 en estratos inferiores y superiores introduciendo respuesta del relleno a 9 metros de altura.

De los espectros también se puede observar que los periodos se recorren hacia la izquierda a medida que se alejan del relleno sanitario contrario con los presentados para el sismo de 1985. Esto se debe al contenido de frecuencias del movimiento sísmico, que como es bien sabido contiene su energía concentrada en periodos menores a 1 segundo y se muestra en la Figura 4.20.

Ya que a el relleno sanitario presenta periodos cercanos a 1 segundo y el sismo de 2017 también, puede concluirse que, bajo contenidos de frecuencia de sismos de fuente cercana con fallamiento normal, el relleno puede llegar a presentar mayores daños que sismos con periodos fundamentales como el del sismo 1985. Sin embargo, no se evidenciaron grandes daños en el Bordo Poniente ante el sismo de 2017 y no se pudo observar el comportamiento durante el sismo de 1985, pues para ese año empezaba sus operaciones.



El sismo de Morelos de 2017 tiene mayor influencia en los estratos más profundos, dado que los espectros en dichas zonas varían para el campo libre y bajo la influencia de los residuos. Aparece una deamplificación del movimiento sísmico justo bajo el talud en los estratos de suelo que pasa a ser amplificación en el campo libre con diferencias de 0.065 g en las arcillas, sin embargo, se mantiene casi igual para depósitos profundos.

Según Psarropoulos *et al.*, (2006) la amplificación no solo depende del PGA del movimiento, si no de la relación entre los periodos dominantes de las estructura tanto del suelo como del relleno y el periodo fundamental del movimiento y del grado de no linealidad del sistema (suelo de desplante y relleno sanitario) por lo que cuándo se presenta la siguiente condición: periodo predominante del suelo mayor al del relleno sanitario y cercano al del movimiento de entrada, ocasiona una fuerte no linealidad asociada a la amplificación de las ondas. De acuerdo con los resultados se observa una amplificación en los espectros calculados para ambos sismos respecto a los de entrada, mostrando que el subsuelo de la zona del lago de Texcoco presenta una gran no linealidad debido a su naturaleza altamente plástica y con grandes contenidos de agua entre 100 % y 300 %.

La Figura 5.33 muestra la relación entre las aceleraciones pico horizontales en la cubierta (medidas) y en roca (calculadas mediante relaciones de atenuación de Idriss, 1993). También la curva desarrollada por Harder (1991) para presas. Se observa que PHGA tanto de fuentes lejanas como cercanas pueden amplificarse. Este fenómeno también se observa en el Bordo Poniente, aunque la mayor influencia de amplificación está dada por el subsuelo y no por el relleno sanitario como se muestra en la Figura 5.27 y la Figura 5.32 para 1985 y 2017 respectivamente y para rellenos de 9 m de altura.

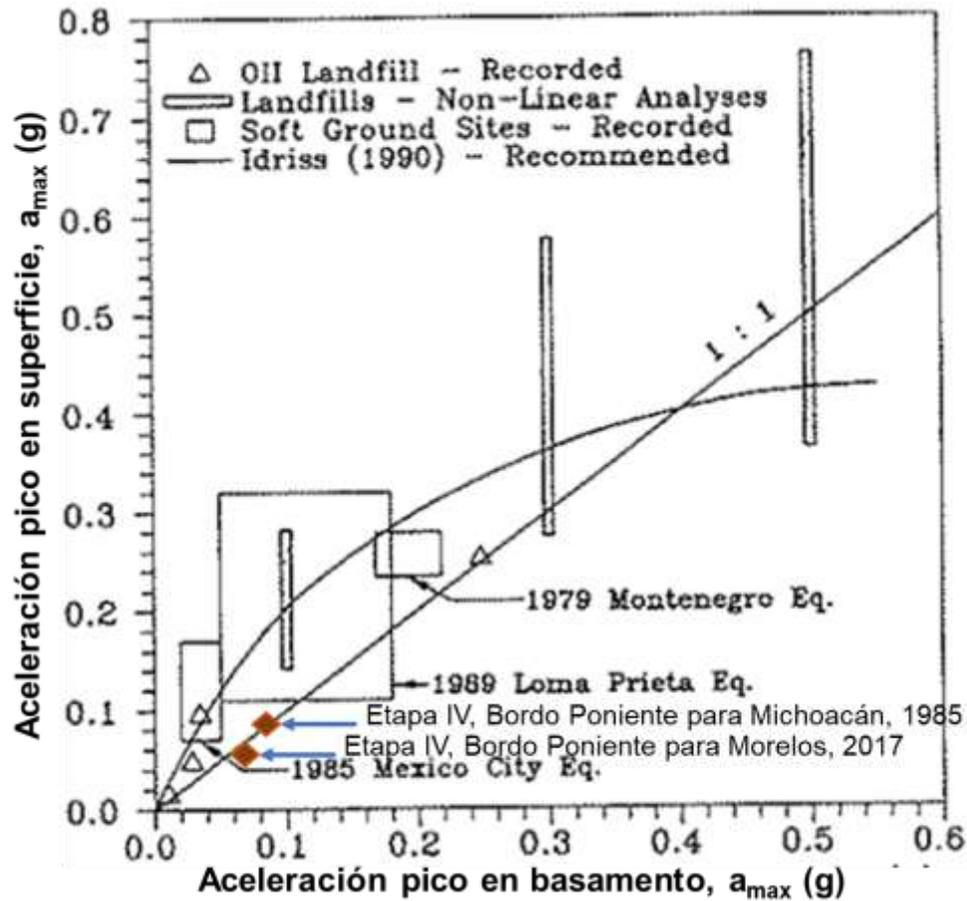


Figura 5.33. Amplificación de la aceleración pico horizontal (Kazavanjian & Matasovic., 1995).

El relleno sanitario Bordo Poniente, es el único relleno documentado que se encuentra cimentado sobre un suelo tan peculiar en el mundo (Parra, 2012), por lo que la amplificación no se debe a los materiales de residuos, sino principalmente a la problemática de amplificación presentada en el Valle de México, especialmente para el lago de Texcoco. La Figura 5.33 también presenta una modificación para la respuesta en el Bordo Poniente, la cual se ajusta a la recta desarrollada en Idriss (1990).



## 6 CONCLUSIONES

Gracias a la información presentada en Parra (2012), se continua con la investigación del comportamiento del relleno sanitario Bordo Poniente, el cual operó hasta el año 2011 y alcanzó alturas entre 5 y 8 metros que varían espacialmente de acuerdo con el nivel de endentación o hundimiento general en estratos arcillosos con las características peculiares del subsuelo del lago Texcoco.

### ***Materiales utilizados para el modelado***

El trabajo realizado en este documento se basó en materiales presentados en la bibliografía, por lo que se efectuó una exhaustiva revisión documental para sustentar el modelo numérico. Para ello, se recurrió a múltiples investigaciones que aportaron información tanto de los residuos como del subsuelo de desplante.

### ***Calibración***

De acuerdo con las mediciones tomadas entre 2005 y 2009 en la etapa IV del Bordo Poniente, las cuales se ubicaron en pozos a profundidades de 40 m y 100 m, superficie y sobre los residuos a alturas de 3 y 6 metros; se calibraron los parámetros iniciales gracias a la teoría de propagación de ondas (o deconvolución) y comparando los espectros de respuesta medidos y calculados mediante el software SHAKE. Es bien sabido la transmisión de ondas unidimensional subestima o sobrestima los espectros de respuesta en función de la no linealidad del suelo y el contenido de frecuencias del sismo, sin embargo, los movimientos registrados se encuentran en el rango de las bajas deformaciones las cuales no aportan no linealidad al modelo. Los parámetros utilizados en la modelación con FLAC3D son tomados de las iteraciones que realizó SHAKE según el método lineal equivalente, que no se diferencia mucho del no lineal a bajas deformaciones.

### ***Desplazamientos***

Para el sismo de 1985, los desplazamientos aumentan conforme se acercan a la superficie, mientras que en los depósitos profundos se mantiene un valor de 0.117 m y para Morelos 2017 los desplazamientos en estos estratos son de 0.025 m. A partir de los depósitos de arcilla se aumentan los desplazamientos hasta la superficie, que presentan desplazamientos de 0.15 m en campo libre y de 0.14 m



por la influencia del relleno, sin embargo, se presenta una tendencia de reducción de desplazamientos. Para el sismo de fallamiento normal, se obtuvieron valores de desplazamientos en superficies menores (0.08 m en los residuos y 0.055 m sobre campo libre), además se observó que el estrato de arcilla 2 presenta comportamientos diferentes para ambos sismos, dónde Michoacán 1985 aumenta los desplazamientos hasta 0.15 m por la influencia de los residuos y Morelos 2017 los disminuye hasta 0.05 m.

Los desplazamientos en la zona del talud, principalmente en el pie aumentan hasta 0.18 m para Michoacán y 0.084 m para Morelos 2017 y se reducen tanto para zona del relleno cómo para el campo libre.

### ***Espectros de respuesta***

Las ubicaciones espaciales para las historias de desplazamientos también se utilizaron para los espectros de respuesta y para los sismos de Michoacán 1985 y Morelos 2017. De la información obtenida del modelado numérico se determina que para ambos sismos existe una amplificación de los movimientos sísmicos que se deben a las características y propiedades especiales del subsuelo del lago de Texcoco, los cuales se han documentado en múltiples estudios y mediciones; sin embargo, está claro que la estructura del relleno sanitario deamplifica los movimientos sísmicos y esto puede deberse a dos razones:

- Las interfases que se producen en el relleno sanitario se componen de los materiales de cobertura, los geosintéticos (aunque para Bordo Poniente solo están presentes en la interfaz suelo - residuos) y los materiales fibrosos (correspondientes a materiales inertes como el papel y el plástico). Todos ellos pueden producir superficies de falla que no generan una inestabilidad general, si no que ante movimientos sísmicos pueden actuar como sistemas aisladores de base friccionante para edificaciones (USC, 1994). Esto se relaciona a bajos esfuerzos cortantes que permiten que los bloques se deslicen entre sí, liberando energía poco a poco y siendo beneficioso para la seguridad del relleno. También puede llegar a ser contraproducente ante condiciones estáticas y/o dinámicas (en función del contenido de frecuencia del sismo y el modo de vibrar del sistema).
- El envejecimiento de los residuos ocasionado por su degradación en función del tiempo y los componentes de la basura, lo que produce que estos materiales presenten mayores velocidades de onda cortante y a su vez, mayor rigidez, reduciendo así los periodos predominantes.

Los puntos anteriores explican la atenuación de los movimientos exhibidos en los materiales de residuos, sin embargo, también se observó que la endentación del relleno en el suelo de desplante ocasiona una densificación de este, ya que,



comparando los espectros de respuesta calculados bajo el relleno y en campo libre, se obtienen amplificaciones del 6 % para sismos de fuente lejana de fallamiento de subducción y de 18.5 % para sismo de fuente cercana de fallamiento normal.

La zona cercana al talud, sobre las columnas de análisis correspondientes a  $x=350$  m y  $x=375$  m exhiben menores aceleraciones espectrales pico y similares entre sí, siendo mayores para el pie del talud; este comportamiento. Esto se observó en Idriss & Seed (1967) pero en taludes de presas de tierra.

Es difícil pero no imposible llegar a la resonancia, ya que los periodos predominantes del suelo están entre 1 y 1.5 segundos, mientras que para el relleno se encuentran entre 0.82 y 0.98 segundos, sin embargo, al compararlos con los periodos fundamentales de los sismos se pueden presentar las siguientes situaciones:

- Para movimientos de fuente lejana y fallamiento de subducción, se presenta un amplio rango de periodos que pueden afectar el relleno, además que el movimiento de entrada exhibe un periodo fundamental cercano a 1 segundo, 0.2 segundos mayor al periodo dominante del relleno. Esto muestra que algunos tipos de terremotos pueden llegar a producir daños considerables en el Bordo Poniente.
- El movimiento de Michoacán 2017, correspondiente a fallamiento normal y fuente cercana tiene un periodo fundamental de 0.3 segundos, el cual se aleja de los periodos dominantes del relleno y el suelo de desplante.

El sismo de Morelos de 2017 tiene mayor influencia en los estratos más profundos que el sismo de 1985, dado que los espectros en estas zonas varían para el campo libre y bajo la influencia de los residuos. la amplificación no solo depende del PGA del movimiento, si no de la relación entre los periodos dominantes de las estructura tanto del suelo como del relleno y la fundamental del movimiento, adicionalmente también depende del grado de no linealidad del sistema (suelo de desplante y relleno sanitario) por lo que cuándo se presenta la siguiente condición: periodo predominante del suelo mayor al del relleno sanitario y cercano al del movimiento de entrada, ocasiona una fuerte no linealidad asociada a la amplificación de las ondas, esto se observa claramente en los espectros calculados para ambos sismos, mostrando que el subsuelo de la zona del lago de Texcoco presenta una gran no linealidad debido a su naturaleza altamente plástica y con grandes contenidos de agua entre 100 % y 300 %.

El relleno sanitario Bordo Poniente, es el único relleno documentado que se encuentra cimentado sobre un suelo tan peculiar en el mundo (Parra, 2012), por lo que la amplificación no se debe a los materiales de residuos, si no principalmente a la problemática de amplificación presentada en el Valle de México, especialmente para el lago de Texcoco.



## REFERENCIAS

- Agencia de Cooperación Internacional del Japon (JICA). (1999). *Estudio sobre el Manejo de Residuos Sólidos para la Ciudad de Mexico de los Estados Unidos Mexicanos*. Mexico.
- Alidoust, P., Keramati, M., & Shariatmadari, N. (2018). Laboratory studies on effect of fiber content on dynamic characteristics. *EL SEVIER*, 1-12.
- Aguello, A., Bray, J., Seed, R., & Matasovic, N. (1995). Evaluation of solid waste landfill performance during the northridge Earthquake. *ASCE*, 1-36.
- Bolton Seed, H., & Idriss, I. M. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. 1-48.
- Bommer, J. J., & Boore, D. M. (2005). Engineering Geology/ Seismology. 499-515.
- Botero Jaramillo, E. (1999). Comportamiento Dinámico de Rellenos de Desechos Solidos Municipales. 1-148.
- Bray, J., Rathje, E., Augello, A., & Merr. (1998). *Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid-waste landfills*. Geosynthetics International.
- Cabrera Velazques, M. (2009). *Evaluación de la seguridad del relleno de desechos sólidos de la IV etapa del Bordo Poniente: Evaluar cuanto más se puede sobreelevar el relleno sanitario Bordo Poniente*. Mexico: UNAM.
- Cavallaro, A., Ferraro, A., Grasso, S., & Puccia, A. (2021). 2-D Seismic Response Analysis of a Slope in the Tyrrhenian Area (Italy). 1-23.
- Cerrud Gonzalez, Y. (2002). Evolución de las Propiedades y la Respuesta Sismica de la Arcilla del Ex Lago de Texcoco por el Hundimiento Regional. 1-108.
- Chopra, A. (s.f.). *Dinámica de Estructuras 4th edition*. Pearson.
- Choudhury, D., & Purnanand, S. (2009). Simplified method to characterize municipal solid waste properties under seismic conditions. *EL SEVIER*, 1-10.
- Cossu, R., & Stegmann, R. (2018). Solid waste landfilling: concepts, processes, technology. *Elsevier*.
- Cossu, R., & Stegmann, R. (2019). *Solid Waste Landfilling Concepts, Processes, Technologies*. Amsterdam, Netherlands: EL SEVIER.
- Cowland , J., & Wong, S. (1993). Performance of a road embankment on soft clay supported on a geocell mattress foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(8), 687-705.



- Díaz Fañas, G., Nikolaou, S., Ktenidou, O. J., Garini, E., Gazetas, G., & Ma, X. (2019). Mexico City 1985 and 2017 Earthquakes Soil Response and Code Lessons. 1-11.
- Díaz Rodríguez, J. A. (2005). Los Suelos Lacustres de la Ciudad de Mexico. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 6, 111-130.
- Dixon, N., Murray, E. J., & Jones, D. R. (1998). *Geotechnical Engineering of Landfills*. London: Thomas Telford Ltd.
- Elgamal, A., & He, L. (2004). *Vertical earthquake ground motion records: an overview*. Journal of Earthquake Engineering.
- Ferrari, G. (2011). Three-Dimensional Earthquake Response of Slopes. 1-147.
- FLAC3D. (2019). Modeling Considerations Dinamic. Itasca. Obtenido de [FLAC3D: docs.itascacg.com/flac3d700/flac3d/docproject/source/options/dynamic/considerations/considerations.html](https://docs.itascacg.com/flac3d700/flac3d/docproject/source/options/dynamic/considerations/considerations.html)
- Flores Estrella, H., Cardenas Soto, M., & Lomnitz, C. (2009). Respuesta Sísmica En El Lago De Texcoco. Resultados A Partir De Registros De Movimientos Fuertes. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 81*, 37-51.
- GeoSyntec. (1996). Análisis de respuesta del sitio sísmico, vertedero de Operating Industries. *GeoSyntec Consultants, Huntington Beach, California*.
- Gomez, C., Lopez, L., & Oliveira, P. (2014). Stiffness parameters of municipal solid waste. *Springer*, 1073-1086.
- Gonzalez Blandon, C. M., & Romo Organista, M. P. (2011). Estimación de Propiedades Dinámicas de Arcillas. *Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal*, 1-23.
- Gundle Lining Systems Inc. (1990). Extrusion Fillet Welding of Geomembranes. England: Elsevier Science Publishers.
- Han, Y., & Hart, R. (2005). Application of a simple hysteretic damping formulation in dynamic continuum simulations. *4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics – 2006 – Hart & Varona (eds.)* (págs. 1-9). Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Hossain, M., & Randolph, M. (2009). Efecto de la velocidad de deformación y el ablandamiento de la deformación sobre la resistencia a la penetración de cimentaciones spudcan sobre arcilla. *Revista Internacional de Geomecánica*, 9 (3), 122-132.



- Idriss, I., & Seed, H. (1968). Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(4), 1003-1031.
- Idriss, I., & Sun, J. (1992). A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. *Center for geotechnical modeling – University of California*.
- Jafari, N. H., Stark, T. D., & Scott, M. (2009). The July 10 2000 Payatas Landfill Slope Failure. *International Journal of Geoenvironment Case Histories*, Vol. 2, 1-22.
- James, M., Chang, M., & Seed, R. (1993). The Kettleman Hills Landfill Failure: A Retrospective View of the Failure Investigations and Lessons Learned. 1379-1392.
- Kanai, K., & Tanaka, T. (1951). Observaciones del movimiento de terremotos a diferentes profundidades de la tierra. *Toro. Tierraq. Res. Inst.*
- KANAI, K., OSADA, K., & YOSHIZAWA, S. (1951). The Relation between the Amplitude and the Period of Earthquake Motion. *Toro. Tierraq. Res. Inst.*, 29, 469.
- Kavazanjian, E., & Matasovic, N. (1995). Seismic Analysis of Solid Waste Landfill. *ASCE*, 1066-1081.
- Kavazanjian, E., & Matasovic, N. (1995). Seismic analysis of solid waste landfills. In *Proceedings of the Specialty Conference on Geotechnical Practice in Waste Disposal*. (págs. Part 1 (of 2) (pp. 1066-1080)). ASCE.
- Kavazanjian, E., Matasovic, N., Bonaparte, R., & Schmertman, G. R. (1995). Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis. *Geotechnical Special Publication No.46*, 1-10.
- Koerner, R., & Daniel, D. E. (1997). *Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake engineering*.
- Krishna, M. (2009). Seismic Design and Analysis of Landfill Slopes. *QIP Short Term Course on Role of Environmental Geotechnology in Waste Management*, 1-17.
- Lysmer, J., Bolton Seed, H., & Schnabel, P. (1971). Influence of base-rock characteristics on ground response. *Bulletin of the Seismological Society of America*.



- Macedo, J., & Aguilar, Z. (2011). Calibration of a dynamic model for Yuracmayo earth dam. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 1-9.
- Mánica, M., Ovando, E., & Botero, E. (2014). Assessment of damping models in FLAC. *EL SEVIER*, 1-20.
- Matasovic, N., & Kavazanjian, E. (1998). Cyclic Characterization Of 011 Landfill Solid Waste. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1-14.
- Matasovic, N., Kavazanjian, E., Auguello, A., & Bray, J. (1994). Solid Waste Landfill Damage Caused by 17 January 1994 Northridge Earthquake. 221-228.
- Mayoral, J. M., Asimaki, D., Tepalcapa, S., Wood, C., Roman de la Sancha, A., Hutchinson, T., . . . Montalva, G. (2019). Soil Dynamics and Earthquake Engineering. *EL SEVIER*, 369-382.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P., & Osorio, L. (2007). Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico. *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, 1-15.
- Michael, L., Benham, H., & Brown, S. (s.f.). Earthquake engineering for Landfills. 1-13.
- Morochnik, V., Bardet, t., & Hushmand, B. (1998). *Identification of dynamic properties of Oil landfill*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*,.
- Ordoñez Ante, C. A., & Villarraga Herrera, M. R. (2007). Resistencia al Corte de Residuos Sólidos Urbanos: estado del Arte. 113-121.
- Osorio Florez, L. (2007). Caracterización de Parametros Sísmicos en el Lago de Texcoco. 1-122.
- Osorio Florez, L. (2019). Microzonificación Sísmica de la Zona del Ex Lago Texcoco. 1-190.
- Oweis, I., & Khera, R. (1998). *Geotechnology of Waste Management*, Cengage Learning.
- Parra Piedrahita, N. (2012). *Aspectos geotécnicos para evaluar el comportamiento de la IV Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente*. Mexico: UNAM.
- Parra Piedrahita, N. D. (2012). Aspectos Geotecnicos para Evaluar el Comportamiento de la IV etapa del Relleno Sanitario Bordo Poniente. 1-279.
- Pelecanos, L. (2013). Seismic Reponse and Analysis of Earth Dams. 1-369.



- Psarropoulos, P. N., Tsompanakis, Y., & Karabatsos, Y. (2006). Effects of local site conditions on the seismic response of municipal solid waste landfills. *EL SEVIER*, 553-563.
- Rathje, E. M., & Bray, J. D. (2001). One- and two-dimensional seismic analysis of solid-waste landfills. 850-861.
- Rawat, P., & Muhanty, S. (2021). 1D and 2D Dynamic Site Response of Landfill Site through Numerical Analysis. 1-13.
- Rix, G., Lai, C., Foti, S., & Zywicki, D. (1998). Surface wave tests in landfills and embankments. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. Geotechnical Special Publication No. 75*, (pp. 1008-1019).
- Romo, M. (1995). Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City. Ciudad de Mexico.
- Romo, M., & Ovando, E. (1996). Modelando el comportamiento dinámico de arcillas mexicanas. En Proc. XI Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica. *Modelando el comportamiento dinámico de arcillas mexicanas. En Proc. XI Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica*. Acapulco, Mexico. Obtenido de [http://www.iitk.c.a.nicee/wcee/article/11\\_1028](http://www.iitk.c.a.nicee/wcee/article/11_1028). PDF .
- Romo, M., Bolton Seed, H., & Sun, J. (1987). Relationships Between Soil Conditions And Earthquake Ground Conditions And Earthquake Ground Earthquake Of Sept. 19, 1985. *the National Science Foundation*, 1-248.
- Sahadewa, A., Zekkos, D., Lobbestael, A., & Woods, R. D. (2011). Shear Wave Velocity Measurements at Municipal Solid Waste Landfills in Michigan. *Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)*, 1-9.
- Schnabel, L. (1992). Shake91 User Manual.
- Schnabel, P., Seed, H., & Lysmer, J. (1972). Modificación de registros sismógrafos por efectos de las condiciones locales del suelo. *Boletín de la Sociedad Sismológica de América*, (págs. 62 (6), 1649-1664.).
- Seed, H., Wong, R., Idriss, I., & Tokimat. (1970). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering*,, 112(11), 1016-1032.
- Shelley, E. O. (2009). Evaluación de la Seguridad del Relleno de Desechos Sólidos de la Etapa Iv del Bordo Poniente. *Universidad Nacional Autónoma De México*.
- Singh, S., & Murphy, B. (1990). *Evaluación de la estabilidad de rellenos sanitarios*. Publicación técnica especial ASTM , (1070), 240-258.



- Singh, S. K. (s.f.). The Mexico Earthquake of September 19, 1985- A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site. 653-672.
- Tchobanoglous, G., & Kreith, F. (2002). *Handbook of the Solid Waste Management -Second Edition*. McGRAW-HILL.
- Tepalcapa San Miguel, S. (2017). Propiedades Dinámicas de los Suelos de Alta Plasticidad Encontrados en el Lago de Texcoco. 1-171.
- Towhata, I., Kawano, Y., Yonai, Y., & Koelsh, F. (2004). *Laboratory tests on dynamic properties of municipal wastes*. In Proceedings of the 11th Conference in Soil Dynamics and Earthquake Engineering and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (Vol. 1, pp. 688-693).
- Townsend, T. G., Powell, J., Pradeep, J., Xu, Q., Tolaymat, T., & Reinhart, D. (2015). *Sustainable Practices for Landfill Design and Operation*. New York: Springer.
- Whitman , R., Roesset , J., Dobry , R., & Ayestaran, L. (1972). Precisión de la superposición modal para análisis de amplificación de suelo unidimensional. Seattle: En Proc. En t. Conf. sobre microzonificación.
- Yegian, M. K., Harb, J. N., & Kadakal, U. (1998). Dynamic Response Analysis Procedure for Landfills With Geosynthetic Liners. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1-7.
- Youd, T., & Idriss, I. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. (págs. 127(4), 297). *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*,.
- Yuan, P., Kavazanjian, E., Chen, W., & Seo, B. (2011). Compositional effects on the dynamic properties of municipal solid waste. *EL SEVIER*, 2380-2390.
- Zekkos, D., Bray, J. D., Kazavanjia, E., Matasovic, N., Rathje, E. M., Riemer, M. F., & Stokoe, K. H. (2006). Unit Weight of Municipal Solid Waste. *ASCE*, 1-12.
- Zekkos, D., Bray, J., & Riemer, M. (2008). *Shear modulus and material damping of municipal solid waste based on large-scale cyclic triaxial testing*. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(1), 45-58.
- Zekkos, D., Bray, J., & Riemer, M. F. (2006). Shear Modulus Reduction and Material Damping Relations. *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 1-10.



- Zekkos, D., Bray, J., Kavazanjian, E., Matasovic, N., Rathje, E. M., Riemer, M., & Stokoe, K. (2006). Unit Weight of Municipal Solid Waste. *ASCE*, 1-12.
- Zekkos, D., Matasovic, N., El-Sherbiny, R., Athanasopoulos, A., Towhata, I., & Maugeri, M. (2011). Dynamic Properties of Municipal Solid Waste. 1-25.
- Zekkos, D., Stokoe, K., & Matasovic, N. (2013). In situ Assessment of the Nonlinear Shear Modulus of Municipal Solid Waste. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (págs. 1663-1666). Paris.