



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
(INGENIERÍA CIVIL) – (GEOTECNIA)

EVOLUCIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA EN EL TIEMPO POR EFECTO
DEL HUNDIMIENTO REGIONAL CONSIDERANDO UN SISTEMA SUELO-
ESTRUCTURA ATÍPICO

TESIS
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
LAURA SIERRA GARCÍA

TUTOR
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MEXICO, DF. JUNIO DE 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO
1^{er}. Suplente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
2^{do}. Suplente: DRA ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

FIRMA

RESUMEN

La línea 12 del Metro de la ciudad de México atraviesa la ciudad de oriente a occidente, pasando por diversas zonas geotécnicas a distancias relativamente cortas. Los depósitos que subyacen la ciudad presentan diferentes problemas geotécnicos, dos de ellos estudiados en el presente trabajo: el hundimiento regional y el ambiente sísmico. El hundimiento regional se debe a la extracción de agua de los depósitos profundos, acelerando el proceso de consolidación por el abatimiento de la presión de poro dentro de la masa de suelo, y generando un cambio de las propiedades estáticas y dinámicas en los materiales térreos. Adicionalmente, los problemas de carácter sísmico se deben a que los depósitos blandos de la ciudad sufren una gran amplificación ante un evento sísmico.

Para este trabajo se plantó un modelo tridimensional de diferencias finitas en la plataforma *FLAC^{3D}*, de un tramo de la línea 12 del metro, comprendido entre las estaciones Zapata y Parque de los Venados. El modelo incluye las dos estaciones y el túnel que las conecta, además del depósito de suelo estratificado. En este se tuvo en cuenta la geometría y el alineamiento del tramo estudiado, además de la variación longitudinal de la estratigrafía.

Para determinar la evolución de las propiedades en el tiempo (50 años) se empleó un modelo acoplado de consolidación (Yin & Graham, 1996). Las propiedades iniciales se definieron mediante sondeos de penetración estándar, como eléctrico y pruebas geofísicas tipo *Down-Hole*. Las velocidades de abatimiento se determinaron de los registros de estaciones piezométricas cerca de la zona en estudio.

Se realizó un estudio del ambiente sísmico de la zona, identificando las estaciones acelerográficas cercanas, y determinando la envolvente de los espectros de los sismos históricos registrados en superficie. Este espectro fue deconvuelto en la base del modelo y partir de este, se calculó una señal sintética en el dominio del tiempo. Ésta fue usada como excitación en la base del modelo tridimensional de diferencias finitas.

Como resultados de los análisis realizados, se observó la evolución de la respuesta sísmica en superficie, tanto para el modelo de campo libre como para el de interacción suelo-estructura, además se identificó las diferencias en la respuesta entre estos dos modelos, en las zonas de las dos estaciones subterráneas comprendidas en el tramo. Adicionalmente se identificó la evolución en la respuesta de los depósitos de suelo del modelo de interacción suelo-estructura mediante un análisis de aceleraciones, desplazamientos y esfuerzos, para varios puntos considerados de interés en el modelo.

Finalmente, se observó que la respuesta dinámica del sistema del modelo de interacción se ve fuertemente influenciada por las características de la estructura (masa y rigidez) y las propiedades de los depósitos. Adicionalmente, se concluyó que influyen diversos factores en la evolución de la respuesta dinámica de un modelo de interacción suelo-estructura en el tiempo, lo cual impide presentar una ley de comportamiento futuro, haciendo necesario la realización de estos estudios detallados.

ABSTRACT

Metro Line 12 of the Mexico City crosses the city from east to west, passing through various geotechnical zones at relatively short distances. Deposits underlying the city have different geotechnical problems, two of them were studied in this work: regional subsidence and seismic environment. Regional subsidence is due to pumping water from deep deposits. It can accelerate the consolidation process for the reduction of pore pressure in the soil mass, and generate a change in the static and dynamic properties of earth materials. Additionally, seismic problems are due to the soft soil deposits of the city that suffer great amplification in a seismic event.

For this work, a three-dimensional model was built in finite difference program called *FLAC^{3D}*. It is a section of the underground metro line 12, between *Zapata* and *Parque de los Venados* stations. The model includes the two stations and the tunnel that connect them in a stratified media. It took into account the geometry and alignment of the section studied, besides the longitudinal variation of the stratigraphy.

To determine the evolution of properties over time (50 years) a coupled consolidation model (Yin & Graham, 1996) was used. The initial properties were defined using standard penetration test, electric cone test and geophysical test like Down - Hole. Pore pressure decay rates were determined from the records of piezometric stations near the study area.

A study of the seismic environment of the area was conducted identifying accelerographic stations nearby, and determining the envelope of the spectra of historical earthquakes recorded at the surface. A deconvolution process was made to bring the spectrum from the surface to the base of the model. Then, a synthetic signal in the time domain was calculated. This was used as excitation at the base of the numerical model.

Results of the analysis showed the evolution of the surface response for both models, free field and interaction soil-structure. Differences in response between these models was identified in the zones of the two underground stations. Further, the evolution of in the response of soil deposits model soil-structure interaction in time was identified by analyzing accelerations, displacements and stress on some points of interest considered in the model.

Finally, it is noted that the dynamic response of the interaction model is strongly influenced by the characteristics of the structure (mass and stiffness) and the properties of the deposits. Additionally, it was concluded that several factors influence the evolution of the dynamic response of a model soil-structure interaction in time, which prevents determine a law of future behavior. Due to this, implementing of these detailed studies are necessary.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por el apoyo incondicional, por ser el motor para seguir adelante.

A mi tutor de tesis, Dr. Eduardo Botero, por la asesoría y ayuda proporcionada para el desarrollo de este trabajo de tesis.

A la Dra Alexandra Ossa por su invaluable ayuda y asesoría brindada.

Al Dr. Efraín Ovando por sus comentarios y correcciones, que fueron grandes contribuciones para este trabajo.

Al M. I Agustín Deméneghi y al Dr Rigoberto Rivera por la lectura y revisión de esta tesis, enriqueciéndola con sus grandiosos aportes.

A todos mis amigos y compañeros que hicieron parte de este período de mi vida, en especial a Verónica Giraldo y Daniel Palencia, por la amistad, la compañía y el apoyo incondicional.

A CONACYT y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo económico para la realización de esta tesis de maestría.

CONTENIDO

RESUMEN.....	V
ABSTRACT	VII
AGRADECIMIENTOS	IX
CONTENIDO	XI
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.1.1 Condiciones geológicas y geotécnicas de la cuenca.....	1
1.1.2 Hundimiento regional	2
1.1.3 Evolución de las propiedades dinámicas en el tiempo	4
1.2 OBJETIVOS.....	14
1.2.1 Objetivo Principal	14
1.2.2 Objetivos secundarios	14
1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES	15
CAPÍTULO 2 CONDICIONES SÍSMICAS.....	17
2.1 SISMICIDAD.....	17
2.2 COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MÉXICO ANTE CARGA CÍCLICA	20
2.2.1 Módulo de rigidez al corte	20
2.2.2 Amortiguamiento histórico.....	22
2.2.3 Resistencia a la falla dinámica	23
2.2.4 Respuesta esfuerzo-deformación.....	23
2.2.5 Presión de poro dinámica	23
2.3 EFECTO DE SITIO.....	24
CAPÍTULO 3 INTERACCION DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	27
3.1 METODOS DE SUBESTRUCTURA.....	27
3.2 METODOS DIRECTOS	28
3.3 INTERACCIÓN DINÁMICA EN ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS.....	29
3.3.1 Método de deformación de campo libre.....	30
3.3.2 Método de interacción suelo-estructura	31
CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA	33
4.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	33
4.1.1 Localización.....	33
4.1.2 Exploración geotécnica	34
4.1.3 Pruebas de campo	35
4.1.4 Perfil estratigráfico.....	35
4.2 DETERMINACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO.....	39
4.2.1 Determinación de los espectros de respuesta	41
4.2.2 Deconvolución de del espectro en superficie	42
4.2.3 Determinación de la señal sintética	44
4.3 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL TIEMPO.....	47
4.3.1 Evolución de la presión de poro	48
4.3.2 Evolución de la velocidad propagación de onda de corte.....	49
4.3.3 Evolución de las propiedades dinámicas para el modelo numérico	51
4.4 MODELO TRIDIMENSIONAL DE DIFERENCIAS FINITAS	53
4.4.1 Formulación teórica del programa <i>FLAC^{3D}</i>	53

4.4.2	Formulación dinámica.....	56
4.4.3	Características generales del modelo	57
4.4.4	Modelo del depósito de suelo.....	60
4.4.5	Modelo de las estaciones y el túnel.....	62
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS		65
5.1	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE CAMPO LIBRE E INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	65
5.2	EVOLUCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EL TIEMPO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	72
5.2.1	Análisis de aceleraciones	72
5.2.2	Análisis de desplazamientos	84
5.2.3	Análisis de esfuerzos.....	86
5.2.3.1	Esfuerzos Normales	86
5.2.3.2	Esfuerzos Cortantes	90
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES.....		97
REFERENCIAS		99

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Este subcapítulo tiene el fin de contextualizar el problema sobre las condiciones geológicas y geotécnicas de la cuenca del valle de México, y el fenómeno de hundimiento regional que sufre la ciudad de México. Finalmente, se hace un recorrido por los trabajos que han tratado el tema de la evolución de las propiedades dinámicas de los materiales por el fenómeno de hundimiento regional.

1.1.1 Condiciones geológicas y geotécnicas de la cuenca

La ciudad de México está situada en un valle endorreico que cuenta con un área de 9 600 km² aproximadamente y con una altura promedio de 2 250 msnm. El valle se encuentra rodeado por montañas y cerros en sus cuatro costados (Figura 1.1), en el norte por las sierras de Pachuca, Tepotzotlán y Tezontlalpan, hacia el este la sierra Nevada, al oeste la sierra de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, y al sur, la Sierra de Chichinautzin y el Ajusco (Auvinet & Juárez, 2011).

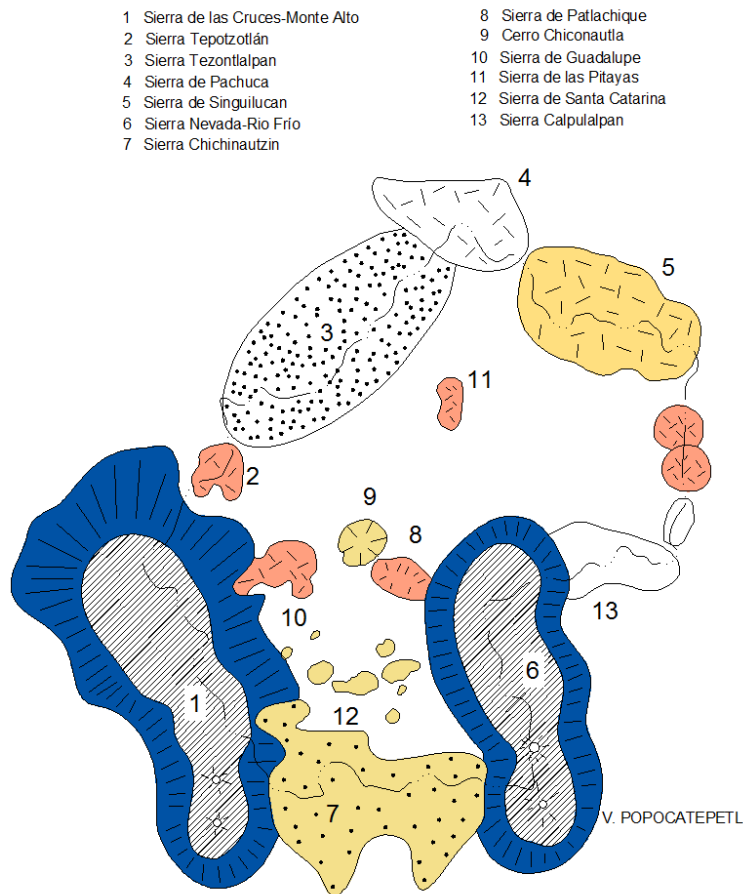


Figura 1.1 Cerros que rodean el valle de México (Santoyo Villa, Ovando-Shelley, Mooser, & León Plata, 2005)

La formación de este valle fue producto de un intenso vulcanismo en la era terciaria, el cual crea el Eje Volcánico Transmexicano, afectando el sitio donde se localiza la ciudad, ya que se ubica en la zona donde la placa de subducción entra en fusión. El actual valle fue en el pasado una cuenca abierta la cual drenaba hacia el sur, pero a finales del Plioceno (hace aproximadamente 6 000 millones de años) se produce un agrietamiento cerca de la ciudad de Puebla y al sur de Toluca donde emergieron grandes cantidades de lava, formando la sierra de Chichinautzin (Mooser 1985). La formación de la sierra del Chichinautzin cierra la cuenca, impidiendo la evacuación del agua procedente de los cerros.

A partir de ahí el valle ha sido modificado por los agentes atmosféricos como el clima, la erosión, transporte y depositación de sedimentos, además de estar formado en un ambiente volcánico, donde la deyección de cenizas, lava y arrastre de vegetación juegan un papel importante en la formación de los depósitos de suelo que hoy subyacen a la ciudad. La alteración fisicoquímica de materiales eólicos y aluviales, y la formación de costras endurecidas por deshidratación de los materiales en las épocas de sequía, han generado un depósito de suelo de distintos espesores y materiales con propiedades altamente variables. (Mooser 1985).

Los profesores Raúl Marsal y Marcos Mazari, iniciaron un arduo proceso de investigación del subsuelo del Valle de México, en conjunto con Solum y finalmente en el Instituto de Ingeniería de la UNAM publicaron su libro *El subsuelo de la ciudad de México* el cual incluye un plano de la zonificación geotécnica del subsuelo del valle (Marsal & Mazari, 1959), el cual comprende *la zona (I) de lomas, la zona (II) de transición y la zona (III) de lago*. A partir de esta zonificación se han presentado diferentes zonificaciones de la ciudad. Según las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, las zonas las componen los materiales descritos a continuación.

La zona I, *Lomas*, corresponde a las faldas de los cerros del oeste de la ciudad y del estado de México, formada por lavas basálticas y arenas, en general suelos firmes que pueden llegar a presentar oquedades o cavernas con rellenos antrópicos no controlados. La zona II, *Transición*, se denominada de esta manera debido a que corresponden a las zonas donde se presenta el cambio gradual de la zona de Lomas a la zona de Lago. Esta zona está compuesta por arcillas blandas en superficie y suelos un poco más rígidos que se encuentran a 20 m de profundidad o menos, constituidos por estratos arenosos y limo arenosos. La zona III o *Lacustre*, se encuentra integrada por depósitos de arcilla altamente compresibles, intercaladas con capas areno-limosas de espesores variables, donde el espesor de todo el conjunto alcanza profundidades de 50 m o mayores. Estas zonas suelen estar cubiertas superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales.

1.1.2 Hundimiento regional

La ciudad Azteca de México, Tenochtitlan, fue fundada en 1352 en medio del lago de Texcoco, cimentada sobre arcillas y limos arcillosos producto de la meteorización de materiales piroclásticos. En 1521, los españoles conquistaron y arrasaron Tenochtitlan, construyeron sobre las edificaciones prehispánicas y adoptaron las técnicas de cimentaciones de los aztecas para construir sus obras. Éstas consistían en estacas cortas de madera sobre cabezales de piedra plana (Ovando Shelley, Ossa, & Santoyo, 2013).

La ciudad comenzó a tener grandes inundaciones en el siglo XVII, debido a la destrucción, por parte de los españoles, de las presas y estructuras de control de agua prehispánicas, las cuales impedían que el lago entrara a la ciudad en los fuertes períodos de lluvias, cuando se elevaba el nivel de lago (Ovando Shelley, Ossa, & Santoyo, 2013). La solución implementada en el siglo XVIII fue el drenaje del lago mediante el tajo de Nochistongo, que dirigía el flujo de los ríos que alimentaban al lago hacia las montañas del norte, el cual fue completado en 1789. Durante el siglo XX, los lagos fueron drenados a través del túnel de Tequisquiác y el Gran Canal de Desagüe, terminados en 1900 (Baltazar García, 2012).

El ingeniero Roberto Gayol es el primero en notar que la ciudad se hundió en 1925. Le informa a la sociedad de ingenieros y arquitectos sus apreciaciones en nivelaciones realizadas en el centro de la ciudad y el lago de Texcoco, y adjudica el hundimiento al drenaje de la ciudad por la construcción del Gran Canal (Franco Casas, 2002).

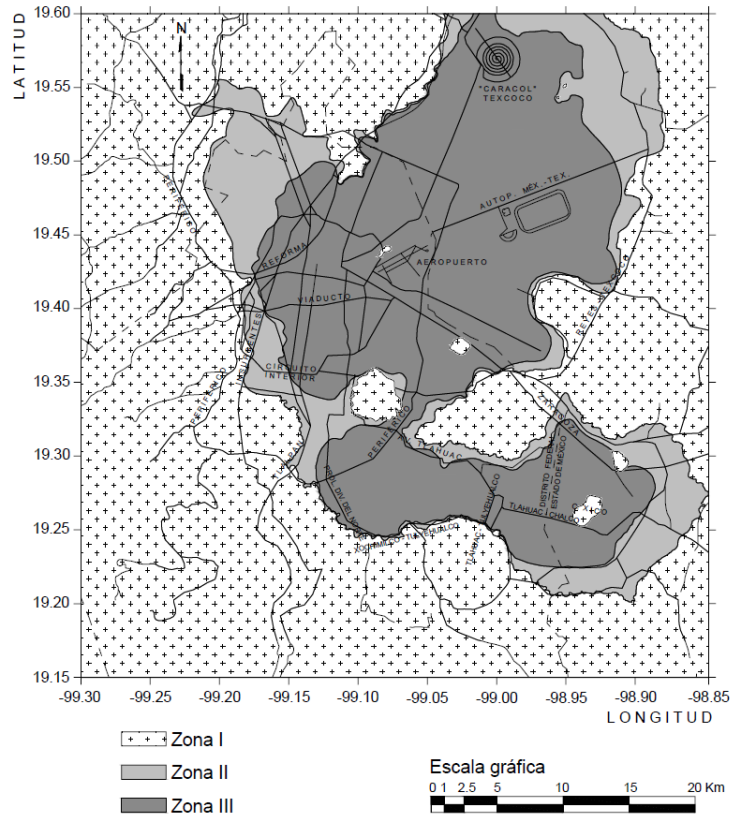


Figura 1.2 Zonificación geotécnica de la ciudad de México (NTC, 2004)

Más adelante, con el crecimiento demográfico, se incrementa la extracción del agua del subsuelo para suplir abastecimiento de agua potable requerido en la ciudad, incrementado el hundimiento y deteriorando el sistema de drenaje. El ingeniero José A. Cuevas le propone a Nabor Carrillo estudiar la influencia de la explotación de los pozos en el hundimiento de la ciudad. En 1947, Nabor Carrillo (Carrillo, 1947) proporciona una demostración haciendo uso de la mecánica de suelos, explicando cómo se genera el proceso de consolidación de los suelos blandos por el abatimiento de la presión de poro en los depósitos de suelo.

Más adelante Raúl Marsal y Marcos Mazari realizaron un estudio del subsuelo de la ciudad entre los años 1947 y 1952. Estos profesores montaron el Laboratorio de Solum y dirigieron los sondeos para llevar a cabo pruebas de laboratorio, además se instalaron estaciones piezométricas, y se realizaron nivelaciones, lo cual permitió corroborar las explicaciones teóricas de Nabor Carrillo. Desde entonces la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (CHCVM) se preocupó por recopilar información técnica e instrumentar la zona urbana con estaciones piezométricas y referencias topográficas (Santoyo Villa, 2007).

De acuerdo a los datos recolectados por Tamez (Tamez, 1992), la velocidad de hundimiento de la ciudad ha variado a lo largo del tiempo. En el período comprendido entre 1900 y 1920 el hundimiento era de 3 cm/año, en los años 40 la velocidad aumentó a 13 cm/año, y cerca de los 50 alcanzó valores de 26 cm/año. Por esta razón los pozos de bombeo en el centro de la ciudad fueron clausurados y las velocidades de hundimiento se vieron reducidas a 5 cm/año. A finales de los 70 y principios de los 80 fueron puestos en operación nuevos pozos a las afueras de la ciudad, cerca de las lomas hacia el norte y sur. La velocidad de hundimiento volvió a incrementarse, en el centro histórico un valor aproximado de 7 a 10 cm/año, pero en las zonas cercanas a los pozos la velocidad de hundimiento alcanza valores que excedían 30 cm/año (Mazari Menzer, 1996).

La ciudad de México tiene una población mayor a los 20 millones, donde existen aproximadamente 1600 pozos profundos en operación con una extracción de agua de $76.6 \text{ m}^3/\text{s}$, sin considerar los innumerables pozos clandestinos de los cuales no se tiene control, para el abastecimiento de agua. Pero también deben de considerarse las pérdidas de agua en el suelo por bombeo de sótanos sin estanqueidad (cajones de cimentación),

líneas de metro, colectores y túneles del sistema de drenaje, además de pérdidas por evaporación solar, pozos abandonados y/o mal sellados (Santoyo Villa, 2007).

La extracción de agua de los depósitos genera cambios en la presión de poro de los acuíferos y variación en los esfuerzos efectivos de los depósitos, causando un cambio en las propiedades tanto estáticas como dinámicas de los materiales, las cuales modifican la respuesta sísmica de los depósitos. Estos cambios son dependientes del volumen de agua que se bombea, la velocidad de extracción, presiones de bombeo, distribución y cantidad de bombas en la ciudad. Debido a que estas condiciones son tan cambiantes e inciertas, no ha sido posible realizar predicciones precisas, solo estimaciones de posibles escenarios a futuro (Giralt, 2001).

1.1.3 Evolución de las propiedades dinámicas en el tiempo

La evolución de las propiedades tanto estáticas como dinámicas de los depósitos del Valle de México en el tiempo, así como el cambio en la respuesta sísmica de estos debido al hundimiento regional ha sido estudiada, principalmente, desde el año 2000 hasta la actualidad. Los estudios han intentado entender el problema del hundimiento regional, tratando de ajustar el comportamiento del subsuelo a modelos teóricos, empíricos y semiempíricos para determinar los asentamientos en la cuenca del valle de México. Además de predecir la variación de estado de esfuerzos y la rigidización de los depósitos, para establecer, de esta forma, el cambio de las propiedades dinámicas del subsuelo en el tiempo.

Uno de los primeros estudios que presentan aportes sobre el tema es el de Giralt y Ovando (Giralt, 2001), donde se presenta la evolución de la respuesta sísmica en la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. En este trabajo se parte de predicción del abatimiento piezométrico a 100 años en la trabajos anteriores de Blanch y Ovando (Blanch, 1999), donde se presentan las isócronas, que fueron calculadas teniendo en cuenta las mediciones de abatimientos de la presión de poro en el centro de la ciudad como condiciones de frontera. En estos trabajos se ajusta el modelo de consolidación unidimensional al comportamiento de los depósitos de suelo en la zona por el hundimiento regional mediante la Ec.(1.1).

$$\delta(t) = \sum m_{v_i} \Delta u_i(t) h_i(t) \quad (1.1)$$

Donde m_{v_i} es el módulo de compresibilidad del estrato i obtenido a partir de la correlación de la Ec (1.2), $\Delta u_i(t)$ son los valores medios de decremento de la presión de poro en el tiempo t para el estrato i , y $h_i(t)$ es el espesor de estrato i .

$$m_v = \alpha - \beta (\ln q_c) \quad (1.2)$$

Donde q_c es la resistencia a la penetración del cono eléctrico, y α y β son constantes dependientes de los esfuerzos

$$\begin{aligned} \alpha = 0.44 \quad \beta = 0.13 & \quad q_c < 1\,600 \text{ kPa} \\ \alpha = 0.253 \quad \beta = 0.06 & \quad 1\,600 \text{ kPa} < q_c < 2\,600 \text{ kPa} \\ \alpha = 0.13 \quad \beta = 0.20 & \quad q_c > 2\,600 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (1.3)$$

A partir de estas hipótesis se determinaron los asentamientos y presiones de poro; y con estos el cambio de las propiedades tanto estáticas como dinámicas de los materiales para un periodo de 100 años, en intervalos de 10 años.

El estudio de la variación de la respuesta en el tiempo se hace mediante un análisis de propagación unidimensional de ondas en suelos estratificados mediante el programa RADSH (Bárcena & Romo, 1994). En este estudio se identificaron los cambios que presenta el comportamiento del terreno en diferentes años mediante espectros de respuesta en superficie, donde se realizaron análisis lineal y lineal equivalente. Se concluye que el comportamiento cíclico de la arcilla de la ciudad de México se puede modelar mediante un análisis lineal, ya que exhibe menos amortiguamiento interno que la mayoría de arcillas; también se muestra en los resultados de

los análisis la reducción del período dominante del depósito de suelo con el incremento de la rigidez de los materiales y propone la revisión periódica de las curvas de isoperíodos para considerar en la etapa de diseño, con el fin evitar que las estructuras en superficie sufran un nivel de daño superior para el que fueron diseñadas. El trabajo tiene como limitación la utilización del programa RADSH, ya que este no tiene en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura ni las distorsiones en las ondas debido al ruido de la ciudad. Los resultados son reportados por Ovando y colaboradores en la revista *Geofísica Internacional* (Ovando Shelley, Romo, Contreras, & Giralt, 2003).

Cerrud y Ovando presentan el estudio de la evolución de las propiedades y la respuesta sísmica de la arcilla del ex lago de Texcoco por Hundimiento Regional, (Cerrud Gonzalez, 2002). Este estudio se llevó a cabo en el oriente de la ciudad de México, sitio donde se ha propuesto en varias ocasiones la construcción de un nuevo aeropuerto. Este trabajo sigue lineamientos muy similares a los de Giralt (2001), donde se ajusta el comportamiento del hundimiento en los depósitos a la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, Ec. (1.4).

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.4)$$

Donde C_v es el coeficiente de consolidación, u es el exceso de presión de poro, z es la dirección espacial y t es el tiempo. Para la solución de la Ec (1.4) hacen uso de un programa de diferencias finitas con el método de Crank-Nicholson desarrollado por (Blanch, 1999), donde se obtiene el exceso de presión de poro para diferentes períodos. Para calibrar su modelo de hundimientos usaron pruebas de bombeo realizadas entre los años 1967 y 1968 por el Profesor Raúl Marsal, partiendo de los hundimientos superficiales y la evolución de las presiones de poro registrados en la prueba. Conociendo los valores del coeficiente de consolidación de pruebas de laboratorio, la distribución de presiones de poro de estaciones piezométricas en el sitio y las tasas de abatimiento piezométricas (las cuales fueron consideradas similares a las tasas de abatimiento del Centro Histórico de la ciudad), se aplicó el modelo de consolidación para determinar los asentamientos y el cambio de las propiedades estáticas y dinámicas a 50 años.

La evolución en el tiempo de la respuesta en superficie se realiza mediante la comparación de espectros de respuesta, los cuales fueron determinados mediante el análisis unidimensional de ondas en depósitos estratificados con apoyo del programa RADSH (Bárcena & Romo, 1994), considerando una excitación (Tehuacán 1999 y Michoacán 1985) en la base del modelo y obteniendo la respuesta en superficie. Como conclusión de este trabajo se tiene que las propiedades cambian en el tiempo por la extracción de agua. Las variaciones en el módulo de rigidez fueron muy significativas, mientras que la variación del amortiguamiento fue casi imperceptible; el aumento de la rigidez de los depósitos de suelo en la ciudad genera incrementos en las velocidades de propagación de onda de corte, y disminución del período dominante de estos (de 2.40 s en el 2001 a 1.55 s en el 2051 para el sitio en estudio). También se identificó que el depósito de suelo era más vulnerable a eventos de altas frecuencias, es decir a sismos de falla normal profunda (Tehuacán 1999), ya que en estos se incrementan las ordenadas espectrales a futuro, mientras que en el sismo de Michoacán se genera una disminución de éstas (Ovando Shelley, Cerrud González, & Romo Organista, 2002).

Otro de los trabajos sobre la evolución de las propiedades de los suelos de la ciudad de México por el hundimiento regional es el de Franco y Taboada (Franco Casas, 2002). En éste se realizó una comparación de la variación de las características de los depósitos de suelo de la ciudad de México a 15 años del sismo de Michoacán en 1985. Para esto se utilizaron sondeos y pruebas de laboratorio llevados a cabo en los años 1986 y 2000, en el sitio SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, ubicada en Xola con Eje Central) donde se compararon propiedades índice, mecánicas y dinámicas del subsuelo, además de algunas pruebas de campo. En los resultados de pruebas de laboratorio se observan cambios notables en el material, tanto en las propiedades índices como en las propiedades mecánicas. El índice de plasticidad no presentó tendencias definidas, por lo que se le atribuyeron los cambios a influencia del operador. En cuanto a la resistencia por punta y la resistencia mecánica de los depósitos de suelo, éstas muestran un aumento. Los mayores cambios se observan en los estratos más profundos y en los más superficiales, es decir, en los que se encuentran más cercanos a los estratos permeables, los cuales tienen una variación más grande de la presión de poro y por tanto, del estado de esfuerzos del suelo. En los conos eléctricos puede notarse la disminución de los espesores de los estratos arcillosos, siendo el hundimiento total en el sitio de 1.05 m en este período.

En el 2003 Aguilar propuso un método empírico para determinación de los cambios en las propiedades dinámicas del suelo correlacionando datos de nivelaciones de terreno proporcionado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGOH) de 2 215 bancos de nivel distribuidos en todo el valle (Aguilar , y otros, 2003). En este trabajo también se construyeron perfiles de velocidad de ondas de corte a partir de registros de sondeos de cono eléctrico mediante las correlaciones de la resistencia de punta del cono eléctrico q_c . (Ovando & Romo, 1991). Los perfiles estudiados corresponden a los años 2002 y 2005 en un sitio localizado en la zona lacustre de la ciudad, en los que se observó que la velocidad de propagación de onda de corte incrementó del orden de 15 % en 7 años; Aguilar *et al* (2003) consideran que esta diferencia puede deberse a la sensibilidad de este tipo de ensayos, pero reconocen un incremento de la velocidad de corte. Una de las gráficas donde presenta la evolución de las propiedades de los suelos es el período dominante de vibración con el espesor de los depósitos compresibles (Figura 1.3a), considerando que estos dos se asocian mediante la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (1.5)$$

Donde T_s es el período dominante de vibración, H es el espesor del estrato compresible y V_s es la velocidad de onda de corte. Adicionalmente presentan 3 correlaciones entre propiedades dinámicas del suelo, 1.) La velocidad de hundimiento, V_H , con el período dominante de vibración, T_s (Figura 1.3b), 2.) El espesor de los estrato compresibles, H , con el período de vibración, T_s (Figura 1.3c) y 3.) La expresión matemática para relacionar la velocidad de onda de corte, v_s , (Ec. 1.5) con el período de vibración del suelo, T_s .

Por último se presenta en este trabajo un análisis de la respuesta dinámica del depósito en superficie con una función de transferencia mediante el método de Thomson-Haskell (Aki & Richards, 1980) para medios estratificados horizontales. Como ejemplo de aplicación se determinaron los espectros de respuesta para dos sitios, con periodos de 2.0 s y 3.2 s, con una estratigrafía simplificada y propiedades correspondientes a los años de 1985 y 2035. Para el período más corto (2.0 s) las aceleraciones espectrales disminuyen en el futuro (Figura 1.4a), mientras que para el sitio con período inicial de 3.2 s aumenta las ordenadas espectrales para el año 2035 (Figura 1.4b). En los dos casos se evidencia la rigidización de los depósitos por medio del desplazamiento de la aceleración máxima hacia la izquierda.

Aguilar *et al.* (2004) presentan correlaciones similares a la publicación anterior, con los mismos casos de ejemplos de aplicación. En este trabajo se adiciona un análisis de los espectros de diseño correspondientes para los dos sitios seleccionados en los años 1985 y 2035 de acuerdo a la normativa vigente en este tiempo. Para el primer sitio que corresponde a un periodo de 2.0 s en 1985, el espectro de respuesta en este año es conservador, ya que cubre el espectro para ese mismo sitio a 50 años. Para el segundo sitio, que cuenta con un período de 3.2 s en este mismo año, se muestra como el espectro a futuro (2035), presenta ordenadas espectrales mayores que en el año 1985, al considerar el cambio en la rigidez y el período dominante del suelo. Con esto los autores concluyen que algunas estructuras ubicadas en suelos con período de vibración largo pueden estar sujetas a las aceleraciones sísmicas mayores a las que fueron diseñadas, por tanto consideran necesario incluir dentro del diseño sísmico estructural la revisión de la seguridad de las construcciones a futuro (Aguilar Becerril, Galicia Dimas, Salazar Gonzalez, & Avilés López, 2004).

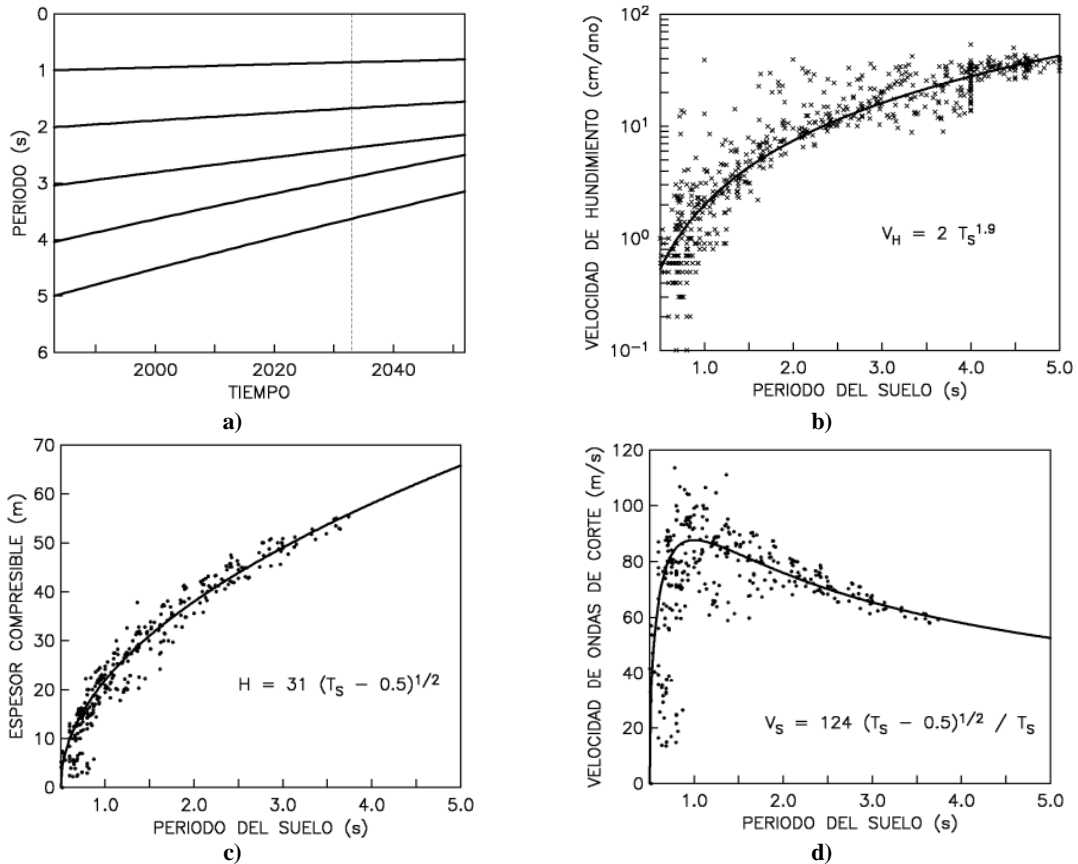


Figura 1.3 Correlaciones propiedades dinámicas (Aguilar , y otros, 2003)

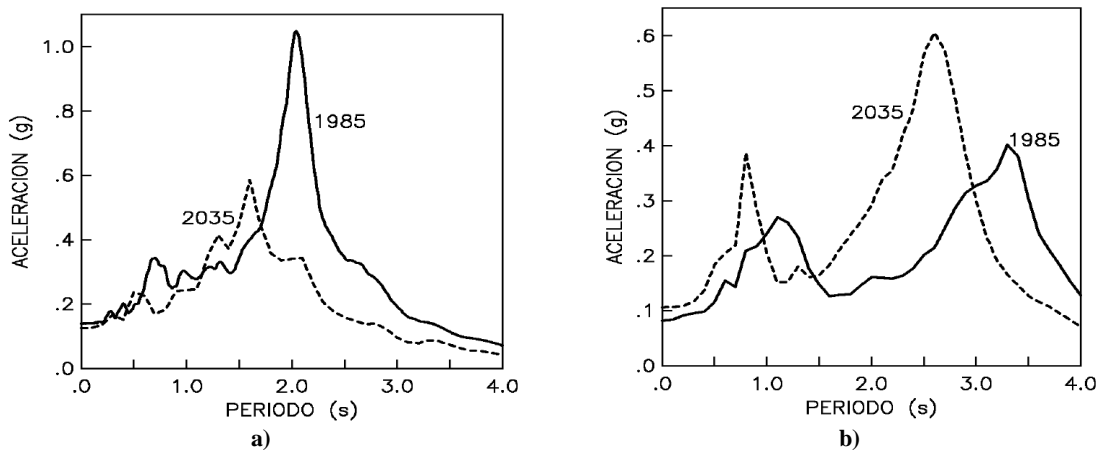


Figura 1.4 Evolución de los espectros de respuesta. a) Período de 2.0 s. b) Período de 3.2 s

Ovando, Ossa y Romo presentan un estudio sobre los efectos en las propiedades del suelo y la respuesta sísmica debido al abatimiento de la presión de poro en los depósitos de suelos de la ciudad de México (Ovando Shelley, Ossa, & Romo, 2007). El trabajo se lleva a cabo en un sitio del centro de la ciudad en donde se cuenta con lecturas piezométricas durante 10 años, y se observan diferentes velocidades de abatimiento de la presión de poro a diferentes profundidades; adicionalmente se cuenta con perfiles de contenido de agua, pesos volumétrico y resistencia no drenada en el sitio para, 1952 y 1986. Con esta información se pudo identificar que los espesores de los estratos han disminuido como consecuencia del hundimiento regional; las reducciones de los contenidos de agua es significativa por debajo de los 15 m de profundidad, consistente con el hecho de que la consolidación inducida por el bombeo se propaga desde la base de los depósitos de arcilla hasta la superficie;

los cambios en la densidad y la resistencia no drenada confirman que los estratos de suelo se densifican y ganan resistencia.

Los autores asumen que la deformación de la arcilla por el hundimiento regional es unidimensional, en el cual se considera que el suelo se comporta como un material elastoviscoplastico, siendo definido por la ecuación acoplada (Yin & Graham, 1996):

$$C_{ve} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (1.6)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_{ve} \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_z) \quad (1.7)$$

$$g(u, \varepsilon_z) = \frac{\psi/v_0}{t_0} \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_z^{vp}) \frac{v_0}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^{\lambda/\psi} \quad (1.8)$$

Donde C_{ve} es el coeficiente de consolidación asociado a las deformaciones elásticas definido en la Ec. (1.9); k es el coeficiente de permeabilidad, m_{ve} el módulo de compresibilidad volumétrica en la porción elástica de la curva de esfuerzo – deformación unidimensional, que es igual a la expresión en la Ec. (1.10), ψ/v_0 se definen en la Ec. (1.11), y finalmente λ/v_0 es la pendiente de la curva de esfuerzo – deformación unidimensional en el rango normalmente consolidado.

$$C_{ve} = \frac{k}{m_{ve}} \quad (1.9)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z^e}{\partial t} = \frac{k/v_0}{\sigma'_z} \quad (1.10)$$

$$\frac{\psi}{v_0} = \frac{C_{\alpha\varepsilon}}{2.3} \quad (1.11)$$

Donde $C_{\alpha\varepsilon}$ es la pendiente de la curva de compresibilidad en logaritmo del tiempo contra deformación. Las ecuaciones diferenciales fueron integradas mediante un algoritmo de diferencias finitas (Ovando Shelley & Ossa López, 2004). Los autores modelaron el subsuelo considerando únicamente la formación arcillosa superior, asumiendo que los cambios en los depósitos profundos no afectan significativamente la respuesta; las condiciones iniciales fueron extrapoladas con las lecturas piezométricas disponibles. Como resultado se obtuvieron las isócronas, las cuales determinan los abatimientos de los presiones de poro dentro de la masa de suelo en el tiempo. Las isócronas fueron usadas para modificar las propiedades dinámicas del suelo (módulo de rigidez G y amortiguamiento ξ), donde el módulo de rigidez máximo se determina mediante la siguiente expresión:

$$G_{max} = \rho V_s^2 = 122 p_a \left(\frac{1}{PI - I_r} \right)^{(PI - I_r)} \left(\frac{p'_0}{p_a} \right)^{0.82} \quad (1.12)$$

Donde ρ es la densidad del suelo, V_s es la velocidad de propagación de onda, p_a es la presión atmosférica, p'_0 es el esfuerzo vertical efectivo *in situ*, PI es el índice de plasticidad y I_r es la consistencia relativa.

$$V_s \approx 11 \sqrt{\frac{p_a}{\rho}} \left(\frac{1}{PI - I_r} \right)^{\left(\frac{PI - I_r}{2}\right)} \left(\frac{P'_0 + \Delta u}{p_a} \right)^{0.41} \quad (1.13)$$

La relación completa para determinar la curva de esfuerzo cortante contra deformación se determinó de la siguiente forma

$$G(\gamma) = G_{max}[1 - H(\gamma)] = G_{max} \left[1 - \frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (1.14)$$

Donde γ es el esfuerzo cortante, A y B son parámetros determinados experimentalmente que dependen de la plasticidad del suelo, y γ_r es el esfuerzo cortante de referencia. La relación de amortiguamiento se estableció de la siguiente manera:

$$\xi(\gamma) = (\xi_{max} - \xi_{min}) H(\gamma) + \xi_{min} \quad (1.15)$$

Donde ξ_{max} y ξ_{min} son los valores de la relación de amortiguamiento máxima y mínima, respectivamente.

Para el análisis de la evolución de la respuesta en el tiempo, (Ovando Shelley, Ossa, & Romo, 2007) hicieron uso de un programa de análisis de propagación de onda de corte unidimensional empleando modelos estratigráficos simplificados de los sitios de la zona lacustre de la ciudad. Los cambios en los esfuerzos efectivos fueron utilizados para modificar las propiedades dinámicas a futuro (70 años), y se estimó la respuesta sísmica del depósito usando como señal de excitación los sismos de Michoacán (1985) y Tehuacán (1999). De los resultados se muestra la reducción de los períodos dominantes de vibración reflejados en los espectros de respuesta para los dos sitios, además de aumentar el módulo de rigidez a cortante, la velocidad de propagación de ondas y en menor medida el efecto de amortiguamiento. En los espectros de respuesta de estos sitios a futuro se observan incrementos en las ordenadas espectrales para la mayoría de los casos, donde el sitio SCT tiene mayor amplificación de las aceleraciones alrededor del período de 1.6 s, mientras que el sitio CAO presenta mayor aceleración alrededor de los 2.5 s.

En una nueva publicación Aguilar *et al* (2009) presentan correlaciones derivadas de la recopilación de las nivelaciones realizadas por la DGCOH. Como primera instancia los autores determinan una relación empírica de la velocidad de hundimiento en función del espesor de los depósitos, asumiendo como hipótesis que en las zonas donde se presentan menores espesores de estratos compresibles se tiene menores velocidades de hundimiento y viceversa, de la siguiente manera (Aguilar, Avilés, & Pérez Rocha, 2009).

$$V_H = 0.0012 H^{2.4} \quad (1.16)$$

Donde V_H es la velocidad de hundimiento y H es el espesor de los depósitos de suelo compresible. En el trabajo presentan varias curvas de espesor de los estratos compresibles contra tiempo similar a la Figura 1.3a, las cuales, según los autores, se asemejan a las curvas de consolidación a largo plazo (Figura 1.5a) y deciden correlacionar el espesor de los depósitos compresibles con el tiempo (Figura 1.5b), con la cual es posible determinar hundimiento mediante la siguiente expresión:

$$H = 70 - 1.6 \left(\left(\frac{H_0 - 70}{-1.6} \right)^{1/0.52} + \frac{\Delta T}{0.85} \right)^{0.52} \quad (1.17)$$

donde H_0 es el espesor original del depósito y ΔT es el tiempo de interés. A partir de la Ec. (1.17), de la correlación (Figura 1.3), se obtienen la relación con la cual se puede determinar el período dominante del suelo T en el futuro a partir del espesor original de los estratos compresibles y el tiempo de interés mediante la expresión:

$$T = \left(2.258 - 1.6 \left(\left(\frac{H_0 - 70}{-1.6} \right)^{1/0.52} + \frac{\Delta T}{0.85} \right)^{0.52} \right)^2 + 0.5 \quad (1.18)$$

Siendo T el período dominante de vibración del suelo para un tiempo de ΔT años. Para evaluar la respuesta dinámica los autores determinaron los espectros de respuesta para dos sitios de la ciudad de México, uno con período dominante de 1.6 s y otro con 3.5 s, luego evaluaron sus cambios en propiedades para 50 años. Los

modelos fueron excitados en la base con el sismo de Michoacán de 1985 y se determinó la respuesta en superficie mediante funciones de transferencia evaluadas con el método de Thomson –Haskell (Aki & Richards, 1980), y se calcularon los espectros de respuesta usando la transformada rápida de Fourier. Para este análisis asumieron que la densidad y el amortiguamiento del suelo permanecían constantes.

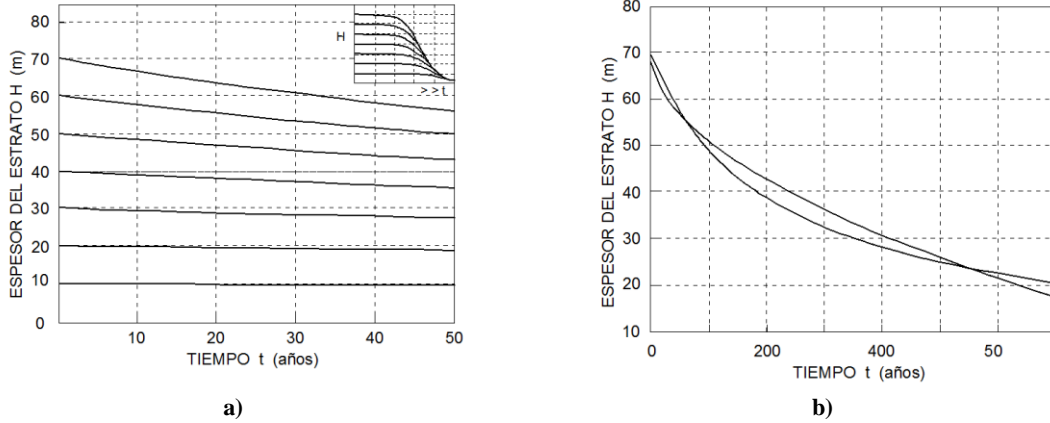


Figura 1.5 a) Cambio en el espesor de los estratos compresibles. b) Reducción del espesor de los estratos a futuro (Aguilar, Avilés, & Pérez Rocha, 2009)

De los resultados de este estudio nuevamente se observó un corrimiento hacia la izquierda del espectro de aceleraciones, asociado a la reducción del período dominante del depósito. Para el sitio de menor período dominante (1.6 s) el cambio en las propiedades de los materiales produce un beneficio ya que las aceleraciones espectrales se reducen a futuro. Para el segundo caso (período dominante de 3.5 s) el resultado de la rigidización de suelo fue desfavorable, argumentando que el valle es particularmente vulnerable a sismos provenientes de la zona del Pacífico (subducción), especialmente en los sitios donde el período dominante se encuentra alrededor de 2.0 s, por lo tanto las ordenadas espectrales aumentan en este caso, cuando el período dominante se aproxima a 2.0 s.

En el 2010 Avilés *et al.* publican un artículo sobre nuevas correlaciones, el cual es una recopilación de 100 funciones de amplificación espectral obtenidas a partir de movimientos fuertes en campo libre, complementada con 500 mediciones de microtemblores para determinar el período dominante, y de esta manera establecer un mapa de isoperíodos; otros de los datos usados para predecir los efectos de la subsidencia es la información de 960 bancos de nivel, monitoreados durante el período comprendido entre 1983 y 2005. Para determinar la velocidad de hundimiento, V_s se correlacionaron con el espesor de suelo compresible H_s Ec. (1.19), y elaboraron un mapa de curvas de iguales espesores de suelo compresible (Avilés & Pérez Rocha, 2010).

$$v_s = \frac{H_s^{1.8}}{55} \tag{1.19}$$

Donde v_s se encuentra en unidades de cm/año y H_s en m. Sin embargo los autores consideran que esta ecuación debe complementarse debido a que en algunas áreas de la ciudad la subsidencia ha disminuido, y en otras la consolidación se encuentra en sus primeras etapas, por lo tanto proponen que la velocidad de hundimiento considerando un factor de error ε

$$v_s^{\pm} = v_s(1 + \varepsilon)^{\pm 1} \tag{1.20}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{v_i - v_s}{v_s} \right)^2} \tag{1.21}$$

En este trabajo se obtuvo una nueva correlación, cercana a la de los trabajos anteriores de estos autores, entre los valores del período dominante, T_s y espesores de los estratos compresibles, H_s .

$$H_s = 27.5 (T_s - 0.5)^{1/2} \quad (1.22)$$

Los autores desarrollaron un procedimiento iterativo de cálculo para determinar el período de un depósito de suelo al final de un tiempo determinado, para este es necesario establecer la condiciones iniciales determinando el espesor del depósito H_s^0 a partir del período dominante T_s^0 del suelo (obtenido en el mapa de isoperíodos) con la Ec. (1.22). Con estos valores se calcula la velocidad de subsidencia v_s^{i-1} con la Ec. (1.19). Luego se determina el asentamiento del suelo ΔH como $\Delta H = v_s^{i-1} \Delta t$, para $\Delta t = 1$. Posteriormente se calcula la reducción del espesor de los sedimentos $H_s^i = H_s^{i-1} - \Delta H$. Como último paso se hace $i = i + 1$, y se repite la iteración hasta que se alcance el tiempo que se quiere estudiar. Finalmente, se calcula el período correspondiente a los depósitos consolidados en el tiempo t despejando T_s de la Ec. (1.22). Con esta metodología construyeron mapas de isoperíodos e isoespesores a futuro, para el año 2055.

Como resultado de este estudio los autores presentan unos gráficos de contornos de pseudoaceleraciones en los cuales afirman que se puede determinar la respuesta pico de cualquier estructura en la ciudad de México para el año 2005 (Figura 1.6a) y para 50 años a futuro (Figura 1.6b), considerando los cambios en los parámetros dinámicos en el tiempo.

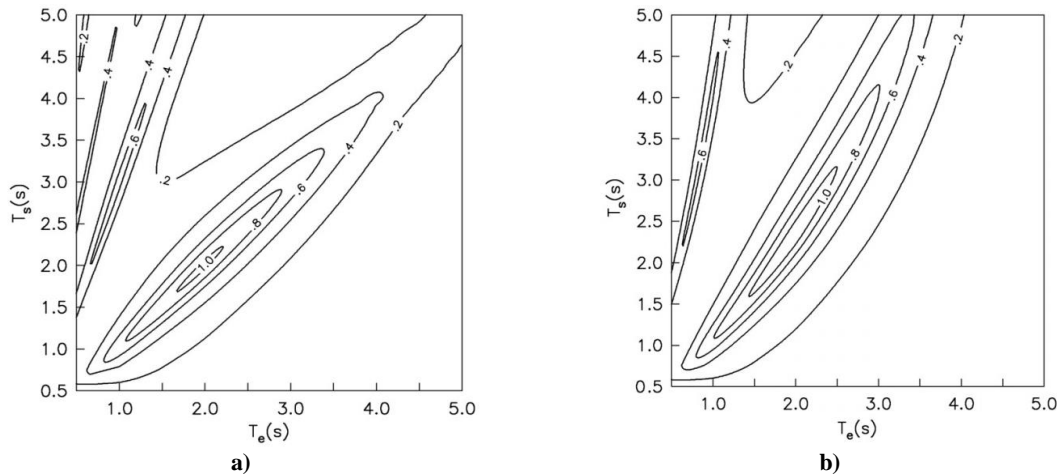


Figura 1.6 Contornos de pseudoaceleración expresada como fracción de la gravedad. a) año 2005. b) año 2055. (Avilés & Pérez Rocha, 2010)

También definieron un factor para medir el impacto de la subsidencia F_s y detectar las regiones de mayor riesgo en la ciudad. Este factor F_s es la relación de las pseudoaceleraciones del futuro (2055) y el presente (2005) y se obtienen los contornos de la Figura 1.7. Cuando los valores de $F_s > 1$ el resultado es perjudicial, y cuando $F_s < 1$ son benéficos, y representa el incremento o decremento de las ordinadas espectrales después de la modificación del período dominante de vibración y los espesores de suelo compresible.

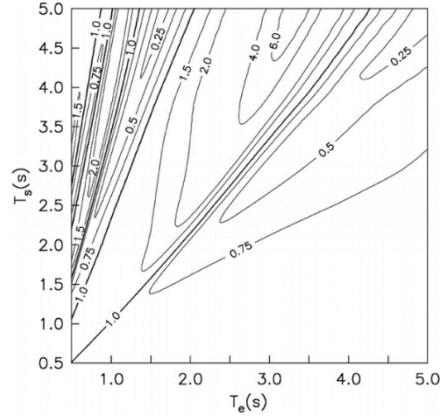


Figura 1.7 Potencial de impacto de la subsidencia (Avilés & Pérez Rocha, 2010)

En la 15ª conferencia mundial de ingeniería sísmica (15WCEE) (Martinez-González, y otros, 2012) publicaron un artículo donde presentan una expresión para determinar el período dominante del suelo de la ciudad de México debido al hundimiento regional, basado en mediciones de ruido ambiental en los años 1990 y 2011. A partir de estas mediciones obtuvieron una relación entre el período dominante en el año 2012, T_1 y en 1990, T_0 determinados a partir de las mediciones en campo. Esta relación se ajustó a una línea recta con la siguiente expresión, donde la desviación estándar es 0.5 s.

$$T_1 = 0.87T_0 - 0.05 \quad (1.23)$$

La expresión se limita a determinar los períodos dominantes de un punto para el año 2012 a partir del período dominante determinado en el año 1990. Adicionalmente, los períodos determinados con la Ec. (1.23) tienen una gran incertidumbre, debido a que la desviación estándar es un valor grande, que al considerarla en el cálculo (sumar o restar del valor resultante T_1) se obtiene otro valor con una diferencia importante, lo que puede significar una diferencia muy importante en la respuesta de los depósitos ante un evento sísmico.

Más adelante Arroyo *et al.* (2013) desarrollan un modelo semiempírico para estimar el período dominante para varios sitios de la zona de lago de la ciudad de México, presentando un método para calcular el incremento de la incertidumbre por la predicción del período dominante de vibración a largo plazo. El modelo parte de datos piezométricos suministrados por la DGCOH de 241 pozos distribuidos en la ciudad y datos geotécnicos recopilados de trabajos anteriores de Marzal y Mazari (Marsal & Mazari, 1959), y Reséndiz *et al.*, 1970. Se determinaron los cambios en el período dominante del suelo mediante el cálculo de funciones de amplificación, a partir de los espectros de respuesta de los registros acelerográficos de aproximadamente 100 estaciones distribuidas en todo el valle (Arroyo, et al., 2013).

El modelo propuesto por Arroyo (Arroyo, et al., 2013) es semiempírico y estima el periodo dominante de vibración del suelo T_s en función el tiempo. Este modelo es simplificado mediante una expresión de tipo exponencial de la forma:

$$T_s = T_{min} + a_0 e^{-a_1(y-y_{ref})} \quad (1.24)$$

Donde a_0 y a_1 son parámetros determinados mediante un análisis de regresión, y_{ref} es un año de referencia, $y \leq y_{ref}$ es el año en el cual se quiere estimar el período dominante T_s y T_{min} es un parámetro fijo, donde a largo plazo $T_s = T_{min}$.

Las hipótesis en las cuales se basa el modelo son las siguientes: se asumió un perfil estratigráfico simplificado donde se consideran las formaciones arcillosas superior e inferior y la primera capa dura; no se toma en cuenta el efecto de los llenos superficiales; el hundimiento puede ser modelado correctamente mediante un análisis lineal de la consolidación unidimensional de la formación arcillosa superior e inferior; se asume que la arcilla no admite deformaciones que impliquen una relación de vacíos menor a la mínima ($e_{min} = 0.6$); se supone que la variación en el espesor de los depósitos se debe al cambio que se presenta en presiones de poro en la masa

de suelo, que varía de la presión hidrostática a presión nula. Los cambios en el espesor de los depósitos son estimados a partir de

$$\delta_{max} = \int_H m_v(z) \Delta u(z) dz \quad (1.25)$$

Donde δ_{max} es el asentamiento máximo esperado, $m_v(z)$ es el módulo de compresibilidad volumétrica y $\Delta u(z)$ es el cambio de presión de poro en función de la profundidad del depósito. $m_v(z)$ es fijado en $0.52 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para la formación arcillosa superior y en $0.16 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para la formación arcillosa inferior. Con el valor de δ_{max} determinado en la Ec. (1.25) se puede obtener el T_{min} a partir de la siguiente expresión:

$$T_{min} = \frac{4H_{min}}{\beta_{eq}} \quad (1.26)$$

$$\beta_{eq} = \frac{\sum_i^{n_e} H_i}{\sum_{i=1}^{n_e} (H_i/\beta_i)} \quad (1.27)$$

donde $H_{min} = H - \delta_{max}$, H_i es el espesor del i -ésimo estrato asociado al H_{min} y β_i es la velocidad de propagación de la onda de corte, las cuales fueron fijadas a partir de los valores encontrados en la literatura en 64 m/s , 267 m/s y 180 m/s , correspondientes a la formación arcillosa superior, capa dura y formación arcillosa inferior. Usando un mapa de valores potenciales de T_{min} para la ciudad de México y empleando la técnica de Kriging los autores obtuvieron los valores de a_0 y a_1 , a través de los mínimos cuadrados.

Para calcular la incertidumbre en la determinación de T_s se estima mediante la predicción de la variancia, la cual se incrementa de acuerdo al intervalo de tiempo en el que se está haciendo la predicción de la siguiente manera:

$$s_p = \sqrt{\sigma_{ln}^2 + Var[\ln(a_0)] + 2(y - y_{ref})cov[\ln(a_0), a_1] + (y - y_{ref})^2 Var[a_1]} \quad (1.28)$$

Por lo que la estimación de T_s , según el modelo semiempírico planteado se determina $T_s = T_s \pm s_p$, haciendo que la incertidumbre en el valor crezca a medida que se incrementa el tiempo en el que se pretende estimar el T_s .

En este trabajo (Arroyo, et al., 2013) hacen una fuerte crítica al modelo presentado por Avilés (Avilés & Pérez Rocha, 2010), debido a que estos últimos consideran que para diferentes sitios con un mismo período dominante de vibración T_s , que el cambio que este presenta en el tiempo es el mismo para todos los sitios, lo que definitivamente no es del todo cierto; además no están de acuerdo con que todas las zonas de la ciudad tenderán a un mismo período dominante a medida que se incrementa el tiempo ($T_s = 0.5$) independientemente de la relación de vacíos y del cambio de presión de poro, considerándose como un modelo físicamente irrealista para diferentes sitios de la ciudad. Adicionalmente, concluyen que el modelo propuesto por Arroyo (Arroyo, et al., 2013) ajusta mejor a los valores observados de T_s que los del modelo de Avilés (Avilés & Pérez Rocha, 2010) ya que estos últimos solo probaron su modelo con pocos registros acelerográficos de la estación ubicada en la Alameda Central, mientras que su modelo considera gran cantidad de eventos sísmicos registrados en varias estaciones.

La autora de esta tesis considera que estos modelos empíricos y semiempíricos podrían llegar a ser de utilidad para obtener cálculos preliminares de la modificación de la respuesta sísmica en el tiempo, debido a que se realizan hipótesis simplificadoras que alejarían los resultados de las posibles condiciones reales. El modelo presentado por Avilés (Avilés & Pérez Rocha, 2010) hace simplificaciones que pueden presentar diferencias importantes en el cálculo de los asentamientos y la reducción del período dominante de vibración, pero este es mucho más sencillo de aplicar que el modelo semiempírico presentado por Arroyo (Arroyo, et al., 2013), el cual requiere de los parámetros a_0 y a_1 para el cálculo de T_s , y son obtenidos para ciertos sitios específicos de la ciudad, por lo que no es fácilmente aplicable a cualquier zona. En el método de Arroyo (Arroyo, et al., 2013) también hacen consideraciones simplificadoras que alejarían los resultados estimados de los reales, como para el caso del cálculo de T_{min} donde se fija la velocidad de onda de corte para un perfil de suelo simplificado;

adicionalmente considera que las velocidades de onda de corte no deben de considerarse iguales para todos los sitios de la ciudad debido a que en la zona de transición las velocidades de onda de los estratos compresibles son mayores que en las zona de lago, lo que generaría gran diferencia en los resultados.

Ovando y colaboradores (Ovando Shelley, Ossa, & Santoyo, 2013) publican los efectos del hundimiento y el cambio de la respuesta ante eventos sísmicos de monumentos históricos en la ciudad de México. En este se considera que el comportamiento del hundimiento de la arcilla de la ciudad se asemeja a la consolidación unidimensional, donde la evolución de la presión de poro es ajustada a un modelo elastoviscoplastico, tal como lo presentaron en trabajos anteriores (Ovando Shelley, Ossa, & Romo, 2007). Los autores analizan las estructuras coloniales que se encuentran en el centro histórico. Estas estructuras son baja altura (limitadas a 2 niveles), por lo que son rígidas, y cuentan con períodos entre 0.3 s y 0.5 s. Cuando las estructuras acumulan daños estas se vuelven más flexibles alargando los períodos de vibración de la estructura. Esto sumado al hecho que la rigidización de los depósitos de suelo acorta el período dominante de vibración del suelo (en el centro histórico varía entre 1 s y 3 s) puede reducir la diferencia entre el período estructural y el período del depósito de suelo, generando un gran efecto amplificador durante un evento sísmico.

La determinación de la respuesta sísmica en esta zona de la ciudad en ese trabajo se llevó a cabo con el método de Haskell-Thomson, que resuelve la ecuación de propagación de onda en un medio estratificado, y el cambio de las propiedades se calcularon de la misma forma que en (Ovando Shelley, Ossa, & Romo, 2007). En este caso se excitó el depósito en la base por dos grandes sismos históricos, el de Michoacán de 1985 y el de Tehuacán de 1999, ricos en componentes de bajas frecuencias, amplificando en depósitos de arcillas blandas, y altas frecuencias, para suelos más rígidos, respectivamente para estos dos sismos. La evolución de respuesta se calculó para 100 años a futuro, partiendo del año 2000, para intervalos de tiempo de 20 años.

(Ovando Shelley, Ossa, & Santoyo, 2013) concluyen en su trabajo que la combinación de los efectos del hundimiento regional y los sismos podrían poner en riesgo los monumentos históricos de la ciudad, debido también a los daños que estos tienen por los asentamiento diferenciales causados por la extracción de agua de los depósitos profundos de suelo, incrementando la vulnerabilidad de las estructuras. La respuesta dinámica de las estructuras evoluciona con el tiempo acortando el período dominante de los depósitos. Esta reducción en los períodos dominantes generará que los movimientos sísmicos más intensos migren a otras zonas de la ciudad.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Principal

Determinación de la evolución de la respuesta sísmica de un sistema suelo-estructura en el tiempo debida al fenómeno de hundimiento regional. Esta evolución será estudiada mediante un modelo tridimensional de diferencias finitas para un tramo de la línea 12 del metro de la ciudad de México, donde se presenta una variación importante de los espesores de estratos compresibles en una corta distancia.

1.2.2 Objetivos secundarios

Generar un modelo tridimensional de un tramo de la línea 12 del metro de la ciudad de México, el cual comprende dos estaciones subterráneas conectadas por un túnel en un depósito de suelo con un modelo estratigráfico bidimensional y determinar la respuesta sísmica por el método de diferencias finitas, por medio de la plataforma *FLAC*^{3D}.

Calcular mediante el ajuste de un modelo elastoviscoplastico (EVP) el comportamiento de hundimiento de los estratos compresibles que conforman los depósitos de suelo en la zona de estudio con el fin de determinar el cambio de las propiedades dinámicas en el tiempo debido al fenómeno de hundimiento regional a 50 años, en intervalos de 10 años.

Establecer las diferencias en la respuesta sísmica del modelo para el sistema de campo libre (depósito de suelo) y el sistema suelo-estructura mediante un análisis de los espectros de respuesta en superficie, además de determinar el cambio de la respuesta a 50 años.

Determinar la evolución de la respuesta sísmica de modelo tridimensional de diferencias finitas para el sistema suelo-estructura, mediante el análisis de los espectros de respuesta, desplazamientos y esfuerzos en varios puntos críticos del modelo.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

El modelo tridimensional de diferencias finitas es elaborado en el programa *FLAC*^{3D} y comprende dos estaciones subterráneas y el tramo de túnel entre estas, considerando el depósito de suelo circundante y la variación bidimensional de la estratigrafía.

Se determinan las propiedades mecánicas de los materiales que integran el perfil estratigráfico, además se caracterizan las propiedades mecánicas de los materiales mediante las pruebas y sondeos proporcionados por la Secretaría de Obras y Servicios del Distrito Federal.

El ambiente sísmico es determinado mediante el análisis de las estaciones acelerográficas cercanas a la zona de estudio, a partir de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (SMIS, 1997), y se determinan los sismos más representativos y de registro común en las estaciones cercanas, de estos se determina la envolvente de los espectros de respuesta de la estación acelerográfica más cercana, a partir del cual se generan sismos sintéticos para el análisis dinámico del modelo.

Los depósitos de la ciudad de México se pueden ajustar a un comportamiento elastoviscoplastico (EVP) para determinar el hundimiento de la ciudad por el abatimiento de la presión de poro en la masa de suelo. Mediante este modelo se determina la variación de las propiedades dinámicas del suelo para un período de 50 años (en intervalos de 10 años). Esto se lleva a cabo a partir de la determinación de los abatimientos de presión de poro en el tiempo, en donde, conociendo las isócronas es posible determinar los excesos de presión de poro, y de esta forma modificar el estado de esfuerzos en el suelo.

Para la respuesta sísmica de los depósitos de suelo de la ciudad de México se considera que el comportamiento es elástico lineal, debido a que estos materiales tienen un comportamiento lineal para deformaciones angulares pequeñas ($\gamma \leq 0.1 \%$).

Se compara la respuesta sísmica del modelo tridimensional de campo libre (modelos sin estructura) con el modelo tridimensional de interacción suelo-estructura (que contiene la estructura subterránea).

Los elementos estructurales del modelo numérico fueron creados como elemento sólido, por tanto no permite introducir diferentes propiedades dependientes de la dirección, como sería la rigidez, el módulo de elasticidad y el modulo volumétrico. Adicionalmente, los elementos que modelan las dovelas del túnel son elementos sólidos continuos, es decir que no se consideran las discontinuidades propias de este tipo de elementos, por lo que los desplazamientos relativos en los elementos de recubrimiento y juntas constructivas no son considerados ni modelados en este trabajo. También se considera continuidad estructural entre el túnel y las losas de las paredes de las estaciones estudiadas, por lo que existe compatibilidad de deformaciones y desplazamientos en estas zonas.

El túnel, por estar a profundidades someras, no se le considera una reducción de la rigidez (EI) en sus propiedades elásticas, debido a bajas profundidades la distribución de esfuerzos radiales es anisótropa, por lo que el túnel se considera lo suficientemente rígido para no presentar grandes deformaciones por la diferencia de presiones radiales.

Aunque se considera la variación de las propiedades dinámicas del depósito de suelo en el tiempo por el hundimiento regional, las propiedades de los elementos estructurales como el concreto se consideran constantes

durante todo el período estudiado, es decir que no se tiene en cuenta la degradación del módulo de elasticidad del concreto con el tiempo, y el daño en la estructura (corrosión) por encontrarse sumergida, o los daños por sismos anteriores al evaluado.

En el modelo de interacción solo se considera la estructura subterránea, no se tienen en cuenta las estructuras existentes que se encuentra sobre la superficie del terreno en esta zona de estudio, las cuales podrían influenciar la respuesta sísmica del sistema, en una magnitud no determinada.

CAPÍTULO 2

CONDICIONES SÍSMICAS

En este capítulo se presenta un resumen de las condiciones sísmicas de la cuenca del valle de México, la sismicidad de la zona, el comportamiento ante carga cíclica de los depósitos arcillosos de la ciudad y el efecto de sitio. Estas características hacen que la ciudad se encuentre en un zona de alto peligro sísmico, sujeta a amplificación y resonancia de movimientos telúricos.

2.1 SISMICIDAD

La corteza terrestre se encuentra dividida en bloques o placas las cuales tienen movimientos relativos provocados por corrientes magmáticas al interior de la tierra. Estos movimientos relativos entre placas tectónicas son resistidos por la fricción, que cuando se vence da origen a temblores (Rosenblueth E. , 1992). Los movimientos relativos entre placas pueden ser de tres tipos: Convergentes, divergentes y transcurrentes (Figura 2.1).

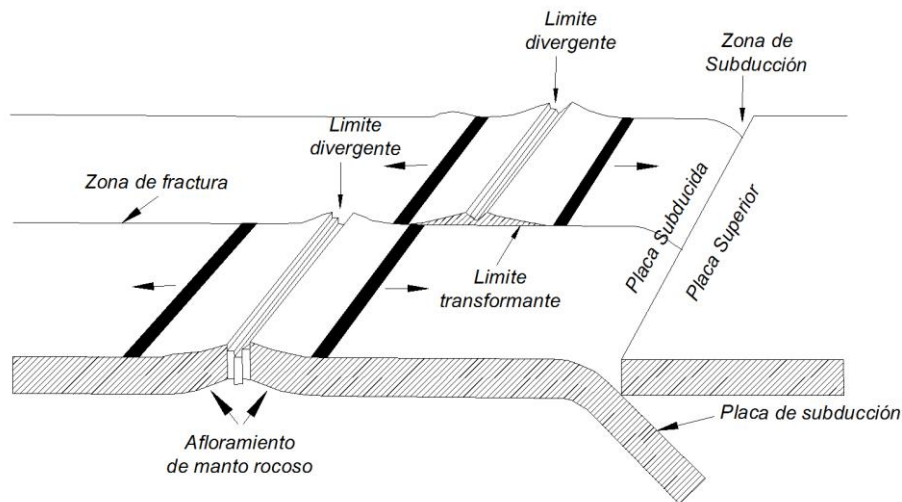


Figura 2.1 Movimientos relativos entre placas tectónicas (Kramer, 1996)

Cuando se presenta una *convergencia de placas*, una se mueve en dirección a la otra, por lo que se presenta una colisión. En estos casos, generalmente la placa de mayor densidad penetra por debajo de la otra, lo que se llama zona de subducción. Un movimiento *divergente* se presenta cuando las placas se mueven en direcciones opuestas, donde el movimiento es de separación. En este tipo de movimientos relativos las rocas magmáticas salen a la superficie para generar nueva corteza y se denominan como zonas de Dorsal. Los *límites transcurrentes o transformantes* son en los cuales el movimiento relativo entre placas de forma paralela y en el sentido contrario, también llamado movimiento de cizalla. Estas zonas presentan una intensa sismicidad por la liberación de energía debida al roce entre placas. Este roce entre placas produce fuerza de fricción entre ellas, cuando esta fricción se rompe se libera energía elástica acumulada en la zona de contacto, en forma de calor, deformación en la roca y energía sísmica que se propaga por el interior de la tierra generando los temblores que se siente en superficie (Kostoglodov & Pacheco, 1999).

México se encuentra dividido en 5 placas tectónicas. Estas son la placa Norteamericana, Pacifico, Caribe, Cocos y Rivera (Figura 2.2). En la placa Norteamericana se encuentra localizado la mayoría del territorio mexicano, parte del océano Atlántico y parte de Asia. La península de Baja California está localizada sobre la

placa Pacífico, donde también se encuentra el estado de California (EU) y parte del océano Pacífico. El sur de Chiapas se encuentra dentro de la placa Caribe; finalmente las placas de Cocos y Rivera son placas oceánicas que se encuentran en el pacífico (Kostoglodov & Pacheco, 1999).

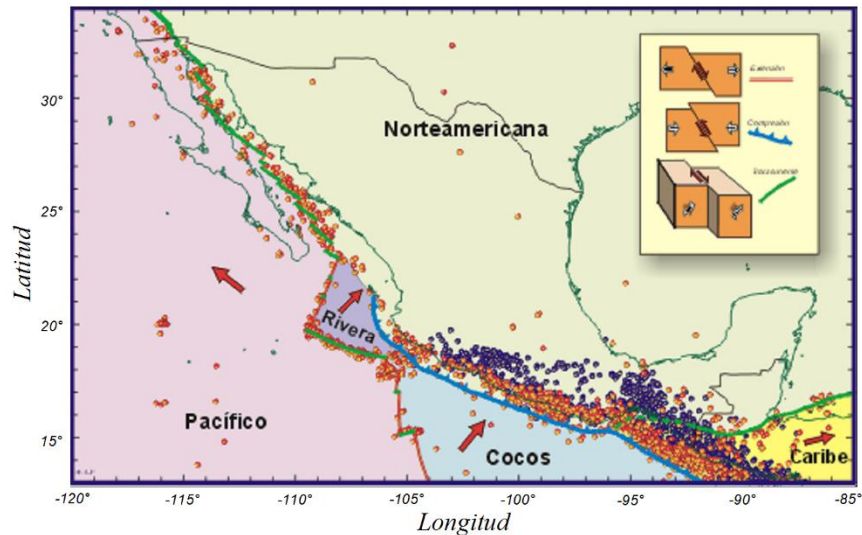


Figura 2.2 Tectónica de placas en México (Kostoglodov & Pacheco, 1999)

La sismicidad de la ciudad de México es determinada principalmente por sismos de mecanismos de gran distancia. Rosenblueth *et al* (1989) clasifican estos los sismos según su origen en cuatro grupos (Figura 2.3):

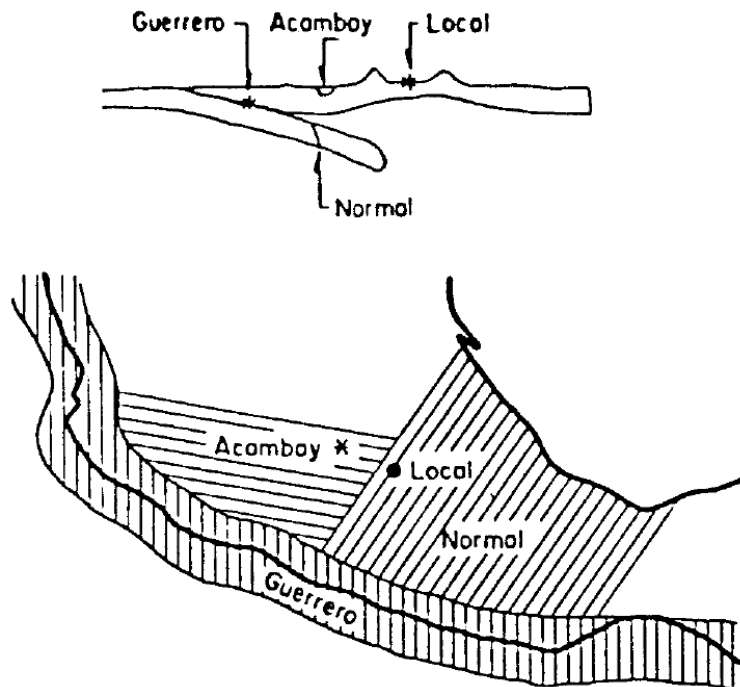


Figura 2.3 Grupos de sismos que afectan el valle de México (Rosenblueth, Ordaz, Sánchez-Sesma, & Singh, 1989)

1. Sismos Locales: Estos son originados por sistemas de fallas que se encuentran sobre la placa Norteamericana, bajo el valle de México y de hecho estas se presentan a lo largo de todo el eje volcánico transmexicano. La magnitud de los sismos locales no llega a exceder de $M_L=5.5$ y una

distancia focal de 11 km, esto debido a que la zona sismogénica bajo el valle es relativamente delgada. En la Figura 2.4 se presenta el sistema de fallas bajo el Valle de México.

2. Sismos de placa continental: Las fallas sobre la placa Norteamericana son debidas a dos razones principalmente, al desplazamiento de esta placa respecto a la placas oceánicas debido al arrastre y succión de las corrientes de convección magmáticas, y por la flexión inducida por la fricción de las placas oceánicas. Los sismos de este tipo que más amenazan al valle de México son producidos en las intersecciones de las fallas principales o cerca de las que crecen en forma constante. Una pareja de fallas que son unas de las más peligrosas está definido por el graben de Acambay, en donde la velocidad de deslizamiento es de 0.4 mm/año, con periodo de retorno de 1500 años para una magnitud de 7.0 y una distancia focal de 80 km.
3. Sismos de profundidad intermedia: Denominados también sismos de intraplaca, estos se presentan en la placa de Cocos que se encuentra subducida. Estos sismos se presentan por las tensiones inducidas por la gravedad y por la succión de la corriente de convección, tensiones cercanas a las de la zona de subducción. El sismo más peligroso de este grupo se estima de una magnitud de 6.5 y profundidad de 80 km en la placa de Cocos que subyace al valle de México.
4. Sismos de subducción: Estos son los sismos que han dejado consecuencias más severas en la ciudad de México. La máxima magnitud monitoreada desde 1800 es el sismo de Jalisco con una magnitud $M_S=8.4$ en el año 1932. Sin embargo los sismos originados en las costas de Guerrero y Michoacán producen los movimientos más violentos en el valle.

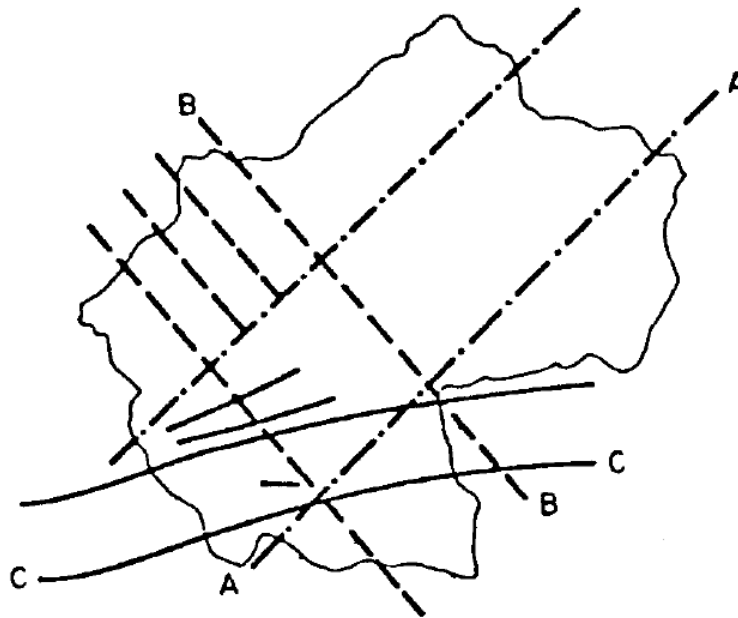


Figura 2.4 Valle de México con su sistema de fallas. (Rosenblueth, Ordaz, Sánchez-Sesma, & Singh, 1989)

2.2 COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MÉXICO ANTE CARGA CÍCLICA

La arcilla de la ciudad de México es de gran plasticidad, baja resistencia y altamente compresible, donde se presentan contenidos de agua de 155 a 366 % y un índice de plasticidad de 149 a 190 % (Romo & Ovando-Shelley, 1996). Ésta exhibe un comportamiento no lineal dependiente del nivel de las deformaciones angulares a la que está sometida, pero en general la arcilla de la ciudad de México tiene un amplio intervalo de deformación angular en el que su comportamiento es elástico lineal (para deformaciones angulares no mayores a 10^{-4} %) (Romo M. , 1991).

Para caracterizar el comportamiento dinámico de las arcillas se requieren de cuatro propiedades: La variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular, el cambio en el amortiguamiento histérico con la deformación angular, la relación esfuerzo-deformación-presión de poro y la resistencia a falla dinámica (Romo M. , 1991).

2.2.1 Módulo de rigidez al corte

El módulo de rigidez al corte depende significativamente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida, a mayor magnitud de la deformación, menor es el módulo de rigidez. Aunque también depende del tipo de consolidación (isotrópica o anisotrópica) y del esfuerzo octaédrico de consolidación, p'_0 (Figura 2.5). (Romo M. , 1991).

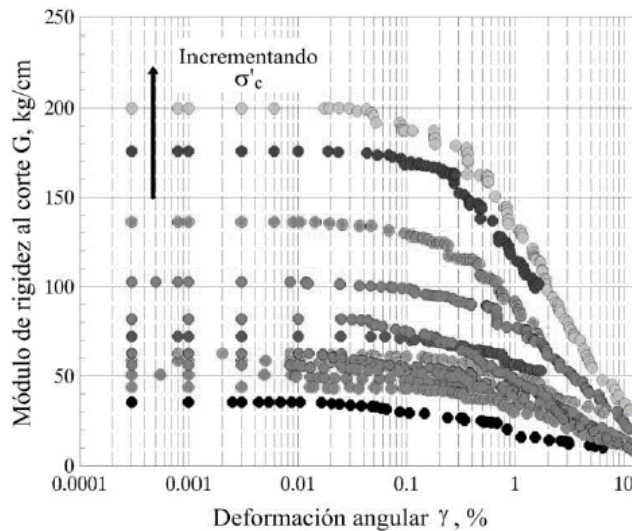


Figura 2.5 Curvas de degradación del módulo de rigidez, efecto del esfuerzo confinantes (Romo M. , 1995).

Al normalizar los valores del módulo de rigidez respecto a la rigidez máxima ($G/G_{m\acute{a}x}$) se obtiene prácticamente una sola curva en la cual se muestra claramente la existencia de un valor crítico de la deformación angular a partir de cual la degradación del módulo de elasticidad se acelera notablemente (Figura 2.6). Este valor de deformación angular crítica para arcillas varía entre 0.01 y 0.5 % dependiendo del índice de plasticidad del suelo. Al aumentar el índice de plasticidad aumenta la deformación crítica, por lo tanto para suelos altamente plásticos el rango en donde el comportamiento es elástico lineal es mucho mayor. El límite superior parece estar en las arcillas plásticas de la ciudad de México ($IP > 250$ %) y el límite inferior por arenas limpias ($IP = 0$ %). Esto se explica por la estructura de las arcillas plásticas, ya que ésta es floclada y abierta, por lo que aumenta la flexibilidad del sistema, redundando en un aumento de la deformación umbral (Romo M. , 1991).

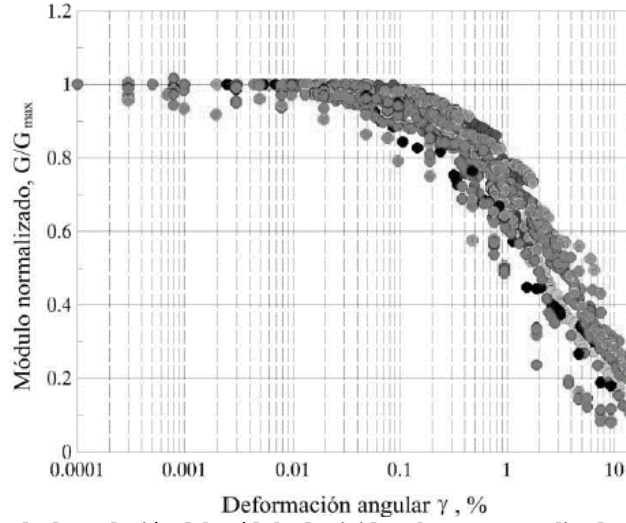


Figura 2.6 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas. (Romo M. , 1995)

El parámetro más influyente en la curva de la degradación del módulo de rigidez al corte es el índice de plasticidad, por lo que se pueden establecer expresiones analíticas para representar el módulo de rigidez máximo y la variación del módulo de rigidez al corte en función de la deformación angular y el índice de plasticidad (Romo & Ovando-Shelley, 1996).

$$G_{m\acute{a}x} = 122P_a \left(\frac{1}{IP - C_r} \right)^{(IP - C_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{P_a} \right)^{0.82} \tag{2.1}$$

Donde P_a es una presión de referencia arbitraria para obtener homogeneidad dimensional, IP es el índice de plasticidad, C_r es la consistencia relativa y σ'_c es la presión de confinamiento. El módulo de rigidez al cortante normalizado se puede expresar como (Romo & Ovando-Shelley, 1996):

$$G(\gamma)/G_{m\acute{a}x} = 1 - H(\gamma) \tag{2.2}$$

$$H(\gamma) = \left(\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right)^{A'} \tag{2.3}$$

Donde $G(\gamma)$ es el módulo de rigidez al corte en función de la deformación angular γ , γ_r es una deformación de referencia o deformación umbral, y $A' = A + C_r$ y B son parámetros que dependen del suelo en función del índice de plasticidad (Figura 2.7) (Romo & Ovando-Shelley, 1996).

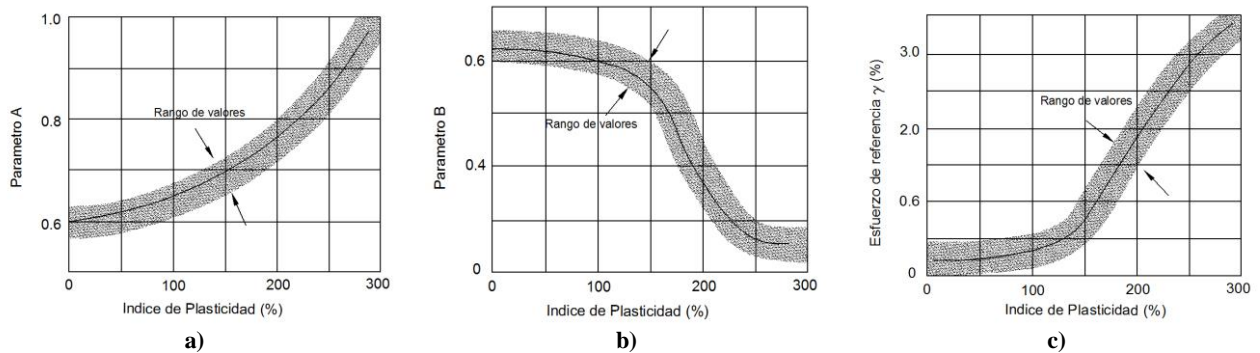


Figura 2.7 Efecto del índice de plasticidad en a) Parámetro A. b) Parámetro B. c) Deformación angular de referencia γ_r . (Romo & Ovando-Shelley, 1996)

También se ha notado que el módulo de rigidez se degrada con el número de ciclos, aunque la magnitud del esfuerzo cíclico juega un papel importante en dicha degradación (Figura 2.8). El tipo de consolidación también influye, para arcillas consolidadas anisotrópicamente con el mismo esfuerzo octaédrico de consolidación son más susceptibles a degradarse por acción de carga cíclica. Esta disminución del módulo de rigidez al corte se puede estimar mediante la siguiente expresión (Romo M. , 1991):

$$G_N = G_1 N^{-t} \quad (2.4)$$

Donde G_N y G_1 son los módulos de rigidez correspondientes al ciclo N y al primero, y t es un parámetro de degradación el cual depende del grado de preconsolidación, la amplitud de la deformación cíclica, el índice de plasticidad y el tipo de consolidación. Este parámetro está definido de la siguiente manera (Romo M. , 1995):

$$\begin{aligned} t &= 0.0122\epsilon_c ; \text{ para consolidación isotrópica} \\ t &= 0.0299\epsilon_c ; \text{ para consolidación anisotrópica} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Donde ϵ_c es la deformación axial cíclica en una muestra de arcilla ensayada en la cámara triaxial.

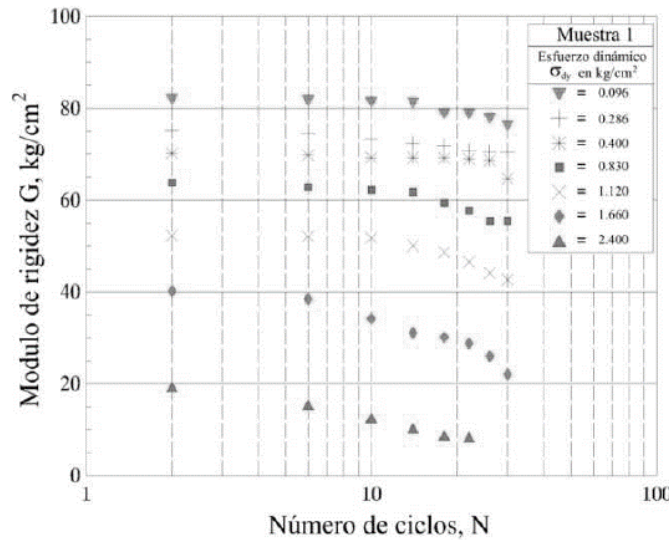


Figura 2.8 Degradación del módulo de rigidez al corte por fatiga (Romo M. , 1995)

2.2.2 Amortiguamiento histérico

El amortiguamiento histérico es la relación entre la energía disipada y la energía almacenada en los ciclos histéricos a los que es sometida una muestra de suelo durante una carga cíclica. Es la capacidad que tiene el suelo de disipar energía, y depende principalmente de la magnitud de la deformación inducida, aunque el índice de plasticidad influye también en la capacidad que tienen las arcillas de disipar energía. Se observa la tendencia que para una misma deformación angular, el amortiguamiento disminuye cuando el índice de plasticidad aumenta (Romo M. , 1991).

Según Hardin y Drnevich (1972) en (Romo & Ovando-Shelley, 1996) la relación de amortiguamiento de los materiales viscoelásticos obedecen las reglas de Masing durante la carga cíclica en relación con el modulo cortante:

$$\xi(\gamma) = \xi_{m\acute{a}x}(1 - G(\gamma)/G_{m\acute{a}x}) \quad (2.6)$$

Donde $\xi_{m\acute{a}x}$ es el máximo valor de relación de amortiguamiento antes de la falla del suelo, y sustituyendo las ecuaciones (2.2) y (2.3) en expresión (2.6)

$$\xi(\gamma) = (\xi_{\max} - \xi_{\min})(H(\gamma)) + \xi_{\min} \quad (2.7)$$

ξ_{\min} es el valor del amortiguamiento inicial o para una baja deformación angular. Los valores extremos del amortiguamiento para las arcillas lacustres de la ciudad de México son entre el 0.5 y 13 % para el mínimo y el máximo respectivamente (Romo & Ovando-Shelley, 1996).

2.2.3 Resistencia a la falla dinámica

La resistencia de un suelo bajo carga dinámica se puede determinar en el laboratorio mediante ensaye de muestras de suelo representativas, para esto es importante reproducir lo mejor posible la historia de esfuerzos a la que se ha sometido el suelo antes de aplicar la carga dinámica, debido a que los esfuerzos existentes en el suelo antes de la acción de un sismo son de gran influencia en su comportamiento dinámico (Romo M. , 1991).

La resistencia bajo carga dinámica es notablemente mayor que la estática. Se observa también en los resultados de investigaciones anteriores que, para una frecuencia de aplicación de la carga de un ciclo por segundo, la resistencia a la falla dinámica no drenada varía entre 1.2 y 1.4 veces el valor de la resistencia no drenada en condiciones estáticas. Se puede determinar una relación entre las resistencias no drenadas, dinámica y estática con el diagrama q vs. p en donde:

$$S_{ud} = \frac{M_d(3 - M_e)}{M_e(3 - M_d)} S_u \quad (2.8)$$

Donde S_{ud} y S_u son la resistencia al corte no drenada dinámica y estática, respectivamente; M_d es la pendiente de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos totales, y M_e es la pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales. En estudios previos han demostrado que $M_d = (1.25 \pm 0.05)M_e$ y es independiente de la trayectoria de consolidación seguida. Con esta información se puede determinar la resistencia no drenada dinámica con pruebas triaxiales estáticas (Romo M. , 1991).

2.2.4 Respuesta esfuerzo-deformación

Cuando un material es sometido a carga cíclica, se presentan deformaciones transitorias y permanentes. La carga transitoria depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y la permanente o acumulada es función de la magnitud del esfuerzo y el número de aplicaciones de este. En la Figura 2.9 se observa como para una misma deformación cíclica la deformación permanente aumenta con el incremento del número de ciclos, esta deformación axial crítica o umbral es de 3 % (correspondiente a una deformación angular de 2.25 %). Esta deformación es un orden de magnitud mayor a la definida como esfuerzo crítico, y es la frontera que determina el comportamiento lineal y no lineal, lo que indica que las deformaciones permanentes se acumularan de forma importante cuando se encuentre cerca de la falla bajo carga cíclica. Este comportamiento se muestra en la Figura 2.10 en donde los esfuerzos totales (cíclico más el desviador) normalizados respecto a la resistencia a la compresión simple contra las deformaciones axiales permanentes, donde se muestra que la deformación se acumula cuando los esfuerzos cortantes exceden la resistencia de la arcilla (Romo M. , 1995).

2.2.5 Presión de poro dinámica

Cuando se somete una arcilla a una prueba dinámica (a volumen constante) se generan distorsiones elásticas a las estructura de suelo generando presiones de poro transitorias, las cuales pueden ser bajas y carecer de importancia desde el punto de vista del diseño de obras civiles. En el caso en que el esfuerzo cíclico (más el sostenido) exceda un valor crítico, puede generarse presiones de poro permanentes, las cuales se acumulan con la aplicación continua de esfuerzos cíclicos. La acumulación de presiones de poro depende de índice de plasticidad y nivel de deformaciones angulares inducidas. La presión de poro se acumula más a menores índices de plasticidad y a mayores distorsiones inducidas (Romo M. , 1991).

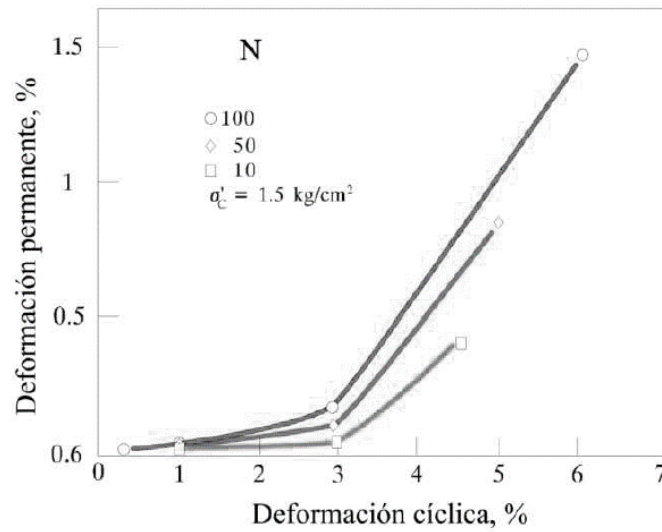


Figura 2.9 Relación entre la deformación permanente y la cíclica para la arcilla de la ciudad de México. (Romo M., 1995)

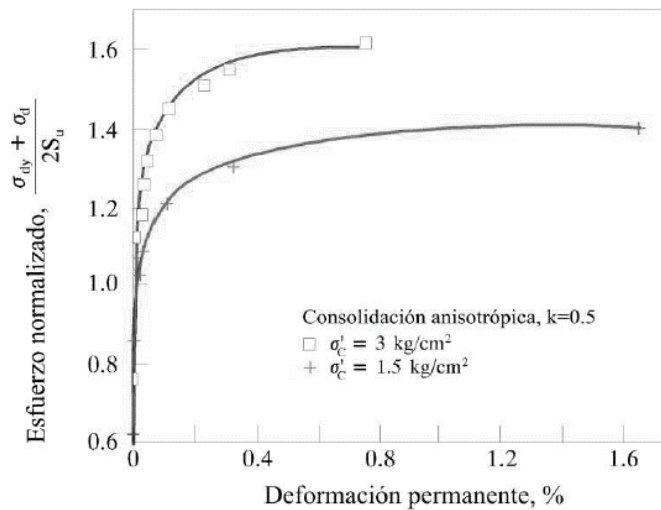


Figura 2.10 Relación esfuerzo deformación plástica (Romo M., 1995)

2.3 EFECTO DE SITIO

El efecto de sitio es la modificación de las ondas sísmicas debido a la influencia de las condiciones geotécnicas y topográficas, y consiste en la amplificación de la señal sísmica en varios órdenes de magnitud. La respuesta y magnitud de la amplificación de la señal depende principalmente de las propiedades de los materiales (velocidad de onda de corte) y espesor del depósito.

Cuando se produce un sismo, la energía liberada viaja a través de la corteza terrestre en forma de ondas sísmicas que se atenúan con la distancia y el tiempo, sin embargo, cuando las ondas llegan a depósitos blandos como los suelos de la ciudad de México, el movimiento se amplifica de forma relevante (Figura 2.11).

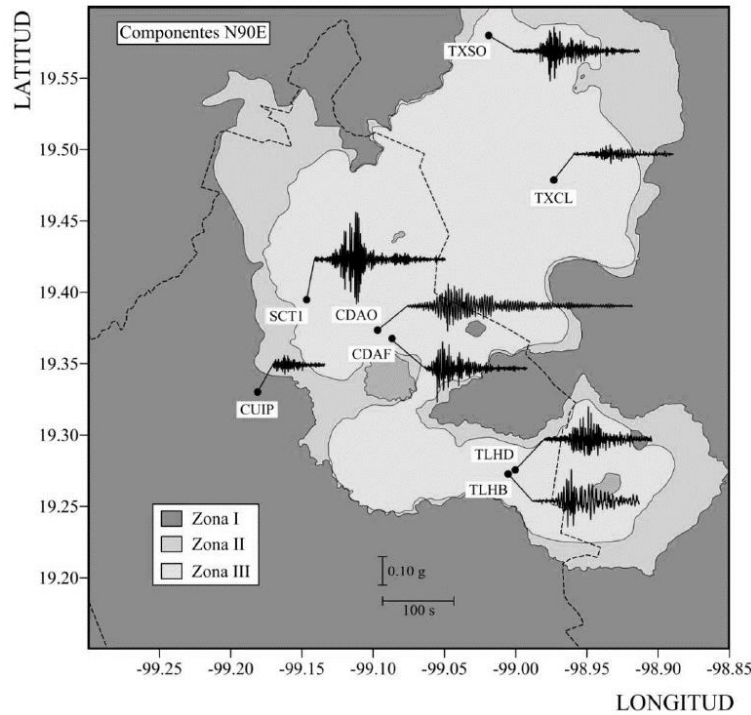


Figura 2.11 Registros del sismo de 1985. (Mánica Malcom, 2013)

Los efectos de sitio habían sido identificados en la ciudad de México antes del sismo de Michoacán de 1985, pero fue en ese evento (19 de septiembre de 1985) que se evidenció el dramático efecto del suelo en la respuesta sísmica, en donde en el mismo depósito con relativamente bajas variaciones en los espesores fue suficiente para modificar significativamente la respuesta en superficie. Un ejemplo de esta variación se muestra en la Figura 2.12 donde los espectros de respuesta en varios sitios de la ciudad calculados para el sismo del 19 de septiembre del 1985 muestran una respuesta diferente. En esta se observa que en el sitio SCT1, localizado sobre suelos blandos, se amplifican las ordenadas espectrales hasta 13 veces respecto a las de suelos firmes (sitio CUIP) para períodos de 2.0 s. Estas amplificaciones se deben a las propiedades dinámicas de los depósitos arcillosos de la ciudad de México, con comportamientos cercanos a elástico lineal para grandes deformaciones angulares (1 %) y relaciones de amortiguamiento extremadamente bajas para ese nivel de deformación (3 a 5 %) (Romo M., 1995).

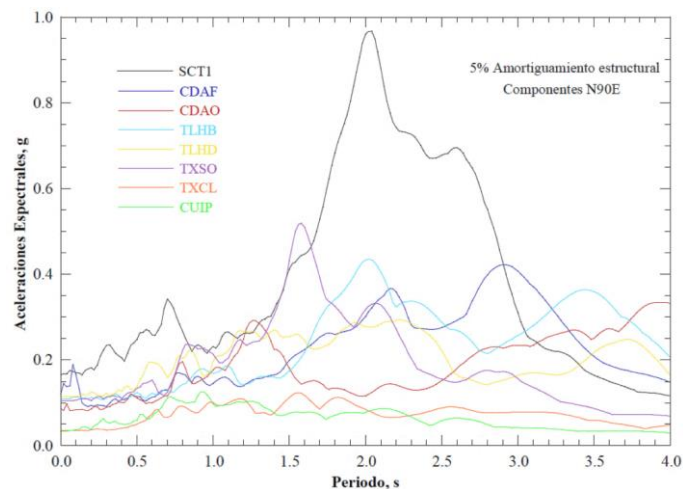


Figura 2.12 Espectros de respuesta para diferentes sitios del valle de México, sismo de 1985. (Mánica Malcom, 2013)

CAPÍTULO 3

INTERACCION DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Por lo general, la mayoría de los análisis de respuesta sísmica no consideran la presencia de la estructura. La respuesta obtenida de este tipo de análisis se denomina respuesta de campo libre. Cuando la estructura se desplanta sobre roca y es sometida a un sismo, la rigidez de la roca hace que los movimientos en la base de la estructura sean similares a los movimientos de campo libre. Por lo tanto, las estructuras cimentadas en roca son consideradas como estructuras de base fija (Kramer, 1996).

Por otro lado, la misma estructura respondería de forma diferente si estuviera desplantada en suelos blandos. En primer lugar, la incapacidad de la cimentación de ajustarse a las deformaciones de los movimientos de campo libre podría causar que el movimiento de la base de la estructura modifique el movimiento de campo libre (interacción cinemática). En segundo lugar, la respuesta dinámica de la estructura por si misma podría inducir deformaciones en el suelo donde se encuentra cimentada la estructura (interacción inercial). Este proceso, en el cual la respuesta del suelo influencia el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influencia el movimiento del suelo es denominado interacción suelo- estructura (Kramer, 1996).

Los métodos para el análisis de la interacción suelo- estructura pueden ser divididos en dos categorías: métodos de subestructura y métodos directos.

3.1 METODOS DE SUBESTRUCTURA

Estos métodos se basan en el principio de superposición separando las dos primeras causas de la interacción. La incapacidad de la cimentación para seguir el desplazamiento de campo libre y el efecto de la respuesta dinámica del sistema de la estructura–cimentación sobre el movimiento del suelo de soporte. Estos métodos son limitados a análisis de sistemas lineales (o lineal equivalente), porque se basan en superposiciones (Kramer, 1996).

El método procede de la siguiente forma (Figura 3.1), primero se calcula la respuesta de campo libre del sitio (sin ningún empotramiento de la estructura), analizando el depósito de suelo como un subsistema dinámico. Esta respuesta será obtenida en los nodos donde la estructura será insertada subsecuentemente, determinando la relación fuerza–desplazamiento. Los coeficientes de rigidez dinámica del suelo pueden ser físicamente interpretados como un sistema resorte–amortiguador. Esta etapa corresponde a la evaluación de los efectos cinemáticos, por lo que la estructura y la cimentación carecen de masa, pero tienen rigidez. En el segundo paso, la estructura soportada por ese sistema resorte–amortiguador es analizada por un caso de carga que depende del movimiento de campo libre. Esa etapa corresponde a la interacción inercial, por lo tanto la masa de la estructura y la cimentación si se considera.

El uso del método de subestructura permite dividir el complejo problema de interacción suelo–estructura en más partes manejables, para ser más fácilmente analizadas. Los dos subsistemas, del suelo y la estructura, pueden ser calculados por métodos completamente diferentes (Wolf, 1985).

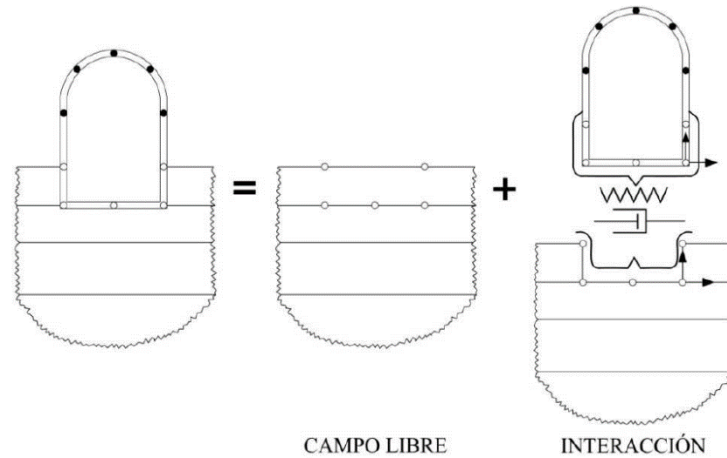


Figura 3.1 Interacción suelo–estructura, método de subestructura (Wolf, 1985)

3.2 METODOS DIRECTOS

En los métodos directos, el sistema suelo–estructura es modelado y analizado en un solo paso. El movimiento de excitación del campo libre es llevado en la base y en las fronteras del modelo, y el resultado de la respuesta del sistema de interacción es calculado a partir de las ecuaciones de movimiento. Este método requiere de programas de cómputo que puedan tratar el comportamiento del suelo y de la estructura con el mismo rigor (Kramer, 1996). Para esto es necesario un programa de elemento finito o diferencias finitas como el usado para el presente trabajo.

En este método la estructura puede ser modelada de forma simplificada, pero luego es necesario volver a modelar la estructura de forma más precisa en una segunda etapa, en donde se aplica el resultado del movimiento en la base de la estructura con el fin de determinar la respuesta detallada. Por lo tanto los programas utilizados para este análisis deben de ser compatibles (Wolf, 1985).

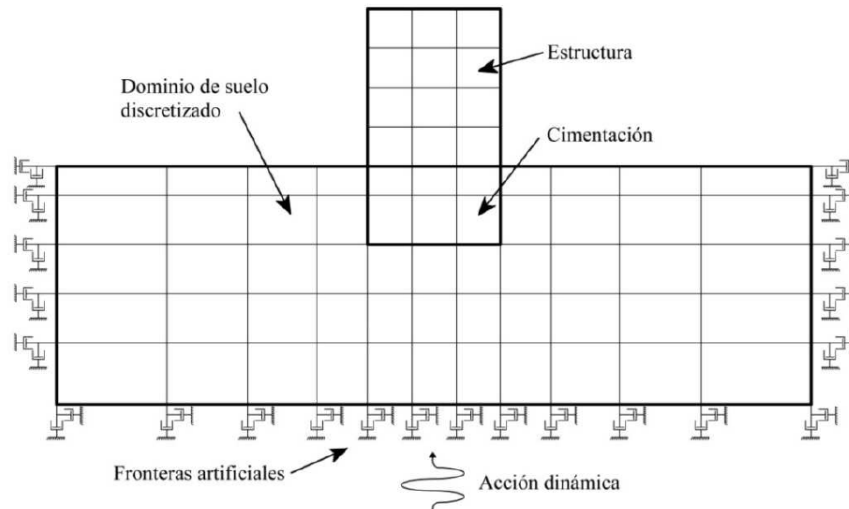


Figura 3.2 Interacción suelo – estructura, método directo (Itasca Consulting Group Inc., 2009)

3.3 INTERACCIÓN DINÁMICA EN ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS

Las estructuras en superficie experimentan amplificación del movimiento dependiendo de sus características de vibración, es decir, si el período dominante de vibración de la estructura coincide con el período natural de movimiento del terreno, el sistema entrará en resonancia. En contraste, las estructuras subterráneas están restringidas por el medio circundantes (ya sea suelo o roca), por lo que es poco probable que el movimiento sea significativamente independiente del medio o que este sea sujeto a amplificación. Comparando las estructuras superficiales y subterráneas, las estructuras superficiales son generalmente soportadas por sus cimentaciones, mientras que las estructuras subterráneas pueden mostrar mayores grados de redundancia gracias al soporte del suelo. Esos son los factores principales que pueden contribuir a un mejor desempeño de las estructuras subterráneas que sus contrapartes superficiales (Wang, 1993).

Aunque las estructuras subterráneas son consideradas más seguras que la estructuras en superficie, se han registrado serios daños, e incluso el colapso de un gran número de estructuras subterráneas en varios sismos ocurridos en Japón en 1995, Turquía y Taiwán en 1999, y en China en 2008 (Bobet, 2011).

Los daños más graves, (incluyendo el colapso) en estructuras subterráneas (túneles), durante sismos, han ocurrido cuando (Wang, 1993):

- La aceleración pico del terreno fue mayor que 0.5 g
- La magnitud del sismo fue mayor a 7.0
- La distancia epicentral fue menor a 25 km
- El túnel se encuentra rodeado por suelos blandos
- El revestimiento del túnel carecía de capacidad para resistir momentos flectores
- El túnel se encontraba cruzando un plano de falla

Al parecer existe una discrepancia entre la percepción de que las estructuras subterráneas son totalmente seguras y el nivel de daño observado en varios eventos sísmicos. Esta diferencia puede provenir de un entendimiento insuficiente de los mecanismos de transferencias de carga entre el terreno y la estructura, y de los efectos de las distorsiones inducidas por sismo en el comportamiento de la estructura, por lo que hasta ahora se han ignorado las soluciones sísmicas para el diseño de túneles excavados en zonas sísmicas (Bobet, 2011).

Las ondas que viajan a través del depósito de suelo producen movimientos paralelos a la dirección de propagación de la onda (ondas de compresión, P) y movimientos transversales a la dirección de propagación (ondas de cortante, S). Estas inducen las siguientes deformaciones en el túnel (Bobet, 2011):

- a. Compresión y extensión axial (Figura 3.3a), debido a las ondas P que viajan paralelas al eje del túnel.
- b. Compresión y extensión transversal (Figura 3.3b), debido a las ondas P que se mueven perpendicularmente al eje del túnel.
- c. Flexión axial o de arrastre (Figura 3.3c), causada por las ondas S que viajan a lo largo del eje del túnel.
- d. Cortante axial (Figura 3.3d), debido a las ondas S que se propagan en sentido perpendicular al eje del túnel con movimientos paralelos al eje del mismo.
- e. Ovalización o deformación trasversal (Figura 3.3e y f), inducida por las ondas S que se propagan perpendicularmente al eje del túnel.

Los métodos para el diseño sísmico de estructuras enterradas son dos. El primero consiste en llevar a cabo análisis no lineales de suelo–estructura usando elementos finitos o diferencias finitas, que incluyen fuerzas de inercia. Los movimientos sísmicos se aplican en las fronteras del semiespacio, las cuales se obtienen de registros de aceleraciones representativos de un espectro de diseño dado para una zona (Bobet, 2011).

En el segundo método, o método pseudo–estático, la interacción suelo–estructura puede o no tomarse en cuenta. Cuando se incluye la interacción, nuevamente se hace el uso de elementos finitos o diferencias finitas para determinar los esfuerzos y desplazamientos inducidos por el sismo en el túnel. Cuando se desprecia esta interacción, se supone que la estructura sigue las deformaciones del terreno, y este método es conocido como método de deformaciones de campo libre (Bobet, 2011).

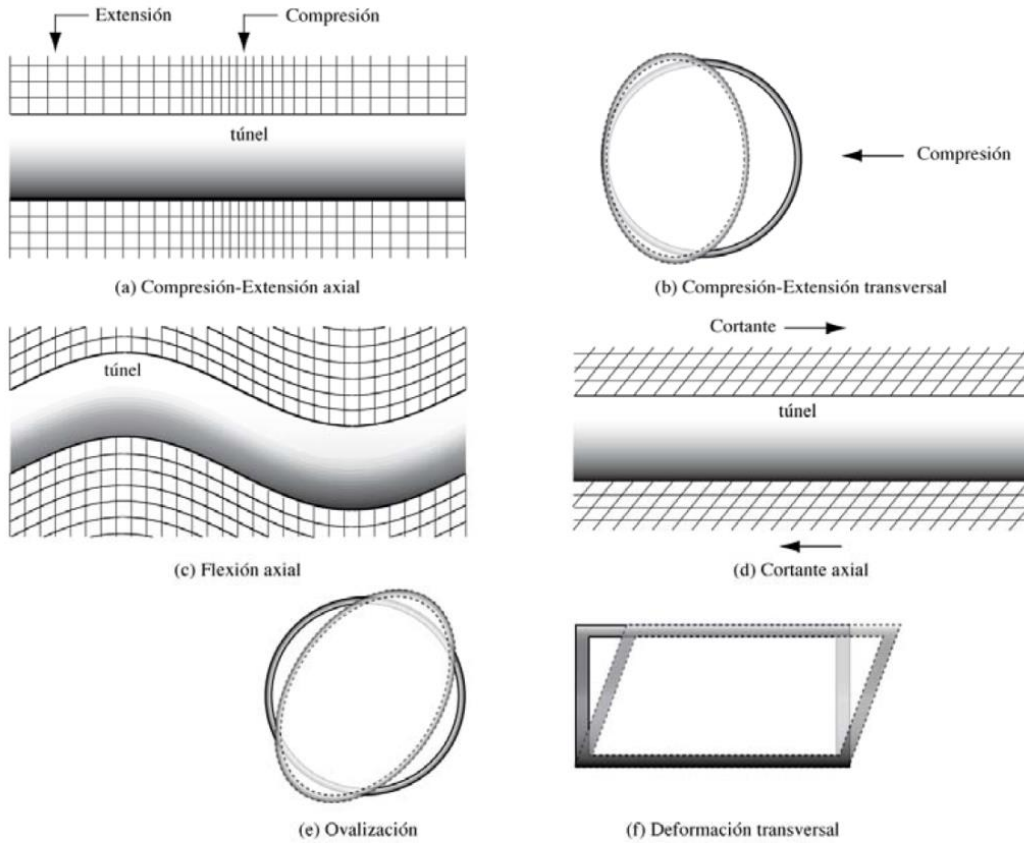


Figura 3.3 Modos de deformación de túneles producidos por ondas sísmicas (Bobet, 2011)

3.3.1 Método de deformación de campo libre

El objetivo de este método es diseñar la estructura con el fin de que soporte las deformaciones de campo libre sin perder su integridad. Esta idea estaba basada en el criterio de que el diseño resultaba del lado de la seguridad cuando la rigidez del túnel era mayor que la del terreno circundante, porque de esta forma el túnel podría resistir las deformaciones del terreno (Bobet, 2011). Para túneles con un índice de flexibilidad, F mayor a 20, Ec. (3.1), se puede ignorar la interacción suelo estructura como una aproximación ingenieril (Kouretzis, Bouckovalas, & Gantes, 2006).

$$F = \frac{2E_m(1 - \nu_s^2)(D/2)^3}{E_s(1 + \nu_m)t_s^3} \quad (3.1)$$

Donde E_m y E_s son el módulo de elasticidad del suelo y la estructura, ν_m y ν_s son las relaciones de Poisson para el suelo y la estructura, D es el diámetro del túnel y t_s es espesor de la sección transversal.

Con ayuda de un programa de propagación de ondas unidimensional puede estimarse las deformaciones del terreno como si no existiera la estructura. La distorsión de la estructura sería la diferencia entre los desplazamientos del terreno entre los puntos que representan la parte superior e inferior de la estructura. En este método no se toma en cuenta la interacción suelo-estructura, por lo tanto si la estructura es mucho más rígida que el terreno circundante, el diseño puede resultar demasiado conservador debido a que las deformaciones del túnel serán menores a las del suelo circundante. Sin embargo, si la estructura es más flexible que el terreno, la hipótesis de que la estructura se deforma siguiendo la deformación del depósito de suelo no es correcta y los resultados podrían estar en el lado de la inseguridad. Este tipo de análisis puede proporcionar resultados razonables para un diseño sísmico preliminar de estructuras subterráneas (Bobet, 2011).

Aunque este método permite hacer evaluaciones rápidas y simples de la respuesta de la estructura, este método tiene algunas desventajas. Al ignorar la rigidez de la estructura, no puede ser usado para el caso donde una estructura rígida se encuentra embebida en suelos blandos. Además las deformaciones calculadas en el suelo por las ecuaciones de campo libre son generalmente conservadoras y pueden ser mucho mayores para ondas propagándose en suelos blandos (Wang, 1993).

3.3.2 Método de interacción suelo-estructura

Este tipo de análisis se puede realizar al incluir las fuerzas de inercia generadas por el movimiento de la estructura, y los movimientos sísmicos del terreno. La solución de estos problemas requiere el empleo de métodos numéricos complejos y equipos de cómputo potentes (Bobet, 2011).

Los análisis pseudo-estáticos pueden ser apropiados y obtenerse valores razonables cuando la longitud de la onda de la velocidad pico es al menos ocho veces mayor que el diámetro del túnel. En este caso, las fuerzas de inercia se pueden ignorar, y las cargas o deformaciones inducidas por sismo se pueden aproximar aplicado el esfuerzo o deformación por cortante fijo (carga estática) lejos de la estructura. Estos esfuerzos o deformaciones son obtenidos en el modelo de suelo sin estructura, es decir que son deformaciones de campo libre. Esta aproximación produce errores aceptables en túneles que se encuentran lejos del epicentro, donde las frecuencia de las vibraciones del terreno se encuentran entre 0.1 a 10 Hz (Bobet, 2011).

El método de análisis de interacción suelo-estructura provee una evaluación de la respuesta del túnel o la estructura subterránea cuando es usada en conjunto con una excitación sísmica adecuada. Se debe prestar atención donde altas concentraciones de esfuerzos se desarrollan cuando (Wang, 1993):

- Los túneles atraviesan dos medios geológicos claramente divididos por contraste de rigideces
- Hay cambios abruptos en la sección trasversal de los túneles, como lo son las conexiones con otras estructuras o juntas con otros túneles
- El alineamiento del túnel atraviesa fallas o rupturas del suelo
- Los túneles se encuentran embebidos en suelos inestables (deslizamientos y sitios potencialmente licuables)
- Los túneles son restringidos localmente en movimiento por cualquier obstáculo

Las estructuras enterradas son vulnerables a las deformaciones sísmicas inducidas por terremotos, y por tanto se deben diseñar con suficiente ductilidad de manera que puedan absorber las deformaciones inducidas por el sismo. Adicionalmente, la estructura genera un cambio en el movimiento del terreno, por lo que es importante incluir en los cálculos la interacción suelo-estructura (Bobet, 2011).

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se hace la descripción de los procesos llevados a cabo para cumplir los objetivos propuestos. En este se encuentra la información necesaria para llegar a resolver el problema planteado, al determinar las propiedades y perfil estratigráfico de los depósitos de suelo de la zona, la evolución de las propiedades de los materiales en el tiempo y la elaboración del modelo tridimensional de diferencias finitas, además de la formulación teórica del programa usado en el modelo numérico.

4.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Por su gran extensión, la línea 12 del Metro de la ciudad de México atraviesa diversas zonas geotécnicas, las cuales presentan problemas geotécnicos diferentes a lo largo de su trazado. Para el caso específico, dos de estos son, el fenómeno del hundimiento regional y el ambiente sísmico que afectan a la ciudad.

El hundimiento regional, es la deformación que presentan los depósitos que subyacen la ciudad debido a la consolidación de las arcillas por el abatimiento de la presión de poro. La extracción de agua de los depósitos profundos induce un cambio en los esfuerzos efectivos, y debido a esto se produce una variación en las propiedades geotécnicas en los materiales a lo largo del tiempo. El segundo problema, relacionado con el aspecto sísmico, se debe a la fuerte amplificación que sufren las ondas en ciertas zonas de la ciudad.

Debido a que esta nueva línea atraviesa un ambiente geotécnico tan diverso, se presentan importantes cambios en el espesor de los estratos compresibles, en lo que se pueden inducir asentamientos por el fenómeno de hundimiento regional, en relativamente corta distancia, las cuales pueden traer como consecuencia esfuerzos adicionales en las conexiones del túnel con la estación y a lo largo de este debido a la acción sísmica.

En la respuesta sísmica de un depósito de suelo además de las propiedades dinámicas como el módulo de rigidez y el amortiguamiento crítico, influye el peso de los materiales. Si estas propiedades se ven modificadas en el tiempo por el cambio en el estado de esfuerzos, la respuesta del depósito se verá alterada y se irá modificando conforme las propiedades lo hacen.

Como este análisis se lleva a cabo en un tramo entre dos estaciones subterráneas de la línea 12 del Metro, debe tenerse en cuenta que la características de la repuesta varían de acuerdo a la respuesta sísmica de la estructura. Las estaciones tendrán una respuesta diferente debido a sus características geométricas de cimentación, peso, estructuración y rigidez, respecto de un túnel flexible, deformable, de menor y diferente sección transversal

Es por esto que se plantea el estudio del tramo entre la estación Zapata y Parque de los Venados de la línea 12 del Metro de la ciudad de México, considerando a esta zona como especial, teniendo en cuenta que estarán sometidas a los efectos del hundimiento regional en el depósito en el que se encuentran inmersas y en consecuencia, a la evolución de sus propiedades dinámicas.

4.1.1 Localización

La línea 12 atraviesa la ciudad de oriente a occidente, entre las estaciones Tláhuac y Mixcoac (inicialmente) con una longitud total de 28.4 km, la cual beneficia a siete delegaciones (Tláhuac, Iztapalapa, Coyoacán, Benito Juárez, Xochimilco, Milpa Alta y Álvaro Obregón) y proporciona conectividad con las líneas 2, 3, 8 y 7 en el sur de la ciudad. La línea se integra por 20 estaciones, 3 de ellas con conexión a otras líneas y 2 terminales (una de ellas con correspondencia).

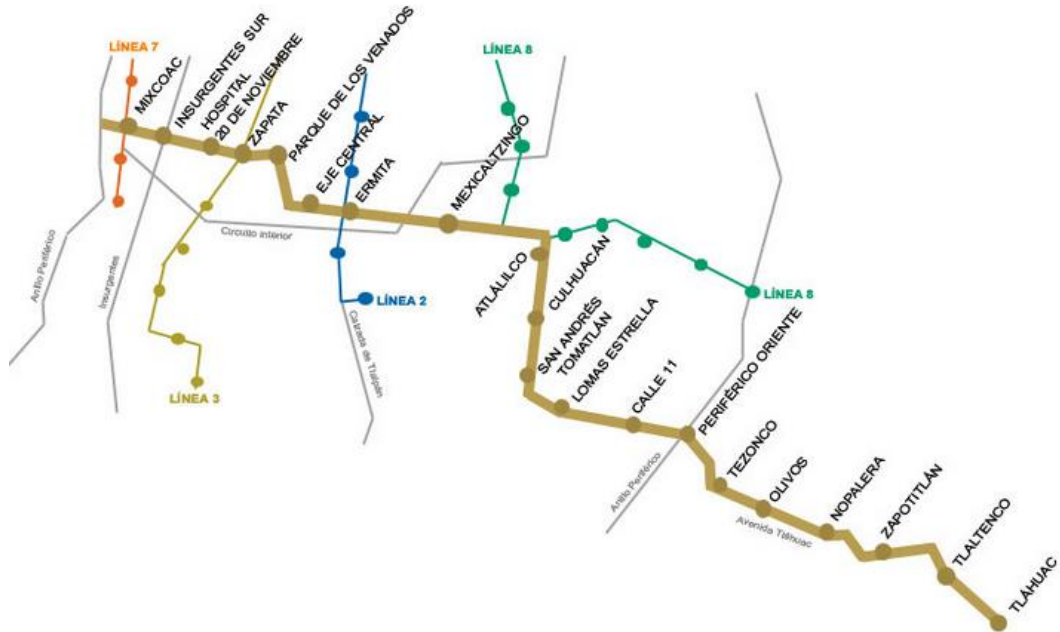


Figura 4.1 Línea 12 del Metro (Ciudad de México, s.f.)

El tramo en estudio se encuentra entre las estaciones Zapata y Parque de los Venados (Figura 4.2). Esta primera estación se encuentra localizada en el cruce de Av. Universidad y Eje 7 Sur (Felix Cuevas), y la estación Parque de los Venados sobre el Eje 7 Sur (Municipio Libre) en el cruce con Calle Uxmal. La zona de estudio se encuentra localizada en la zona de transición o zona II, pero cercana al contacto con la zona de lago. Esta zona es caracterizada por una gran heterogeneidad de los materiales ya que es una mezcla entre los depósitos aluviales provenientes de las lomas y lacustres, por la acción del lago.



Figura 4.2 Localización de sitio de estudio

4.1.2 Exploración geotécnica

Para determinar las propiedades de los materiales involucrados se tomaron los sondeos realizados en esta zona, donde a partir de estos se definió el perfil estratigráfico y se establecieron las propiedades necesarias para el modelo numérico planteado.

Los sondeos realizados en la zona de estudio se encuentran distribuidos en planta en la Figura 4.3 los cuales corresponden a 4 sondeos mixtos (SM-9, SM-10, SM-11 y SM-12), con una profundidad de 40 m cada uno. Los registros correspondientes se presentan en la Figura 4.4 y la Figura 4.5, y en donde se observa que los estratos compresibles tienen menor espesor cerca la estación Zapata (SM-9 y SM-10) y este va en aumento hacia la estación Parque de los Venados (SM-11 y SM-12).

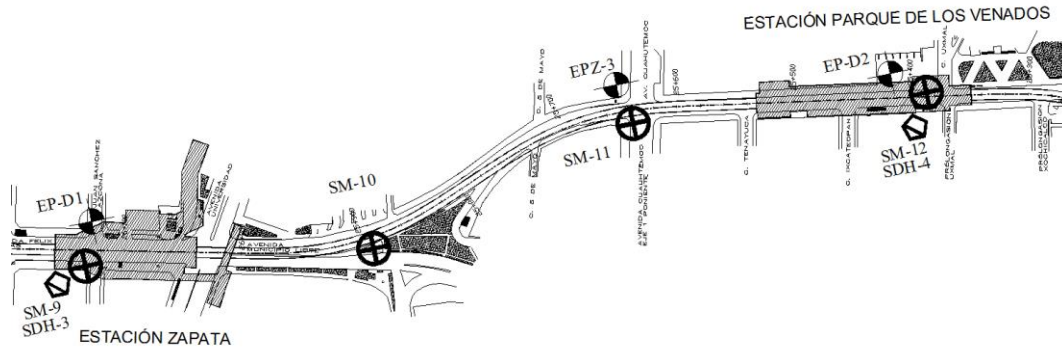


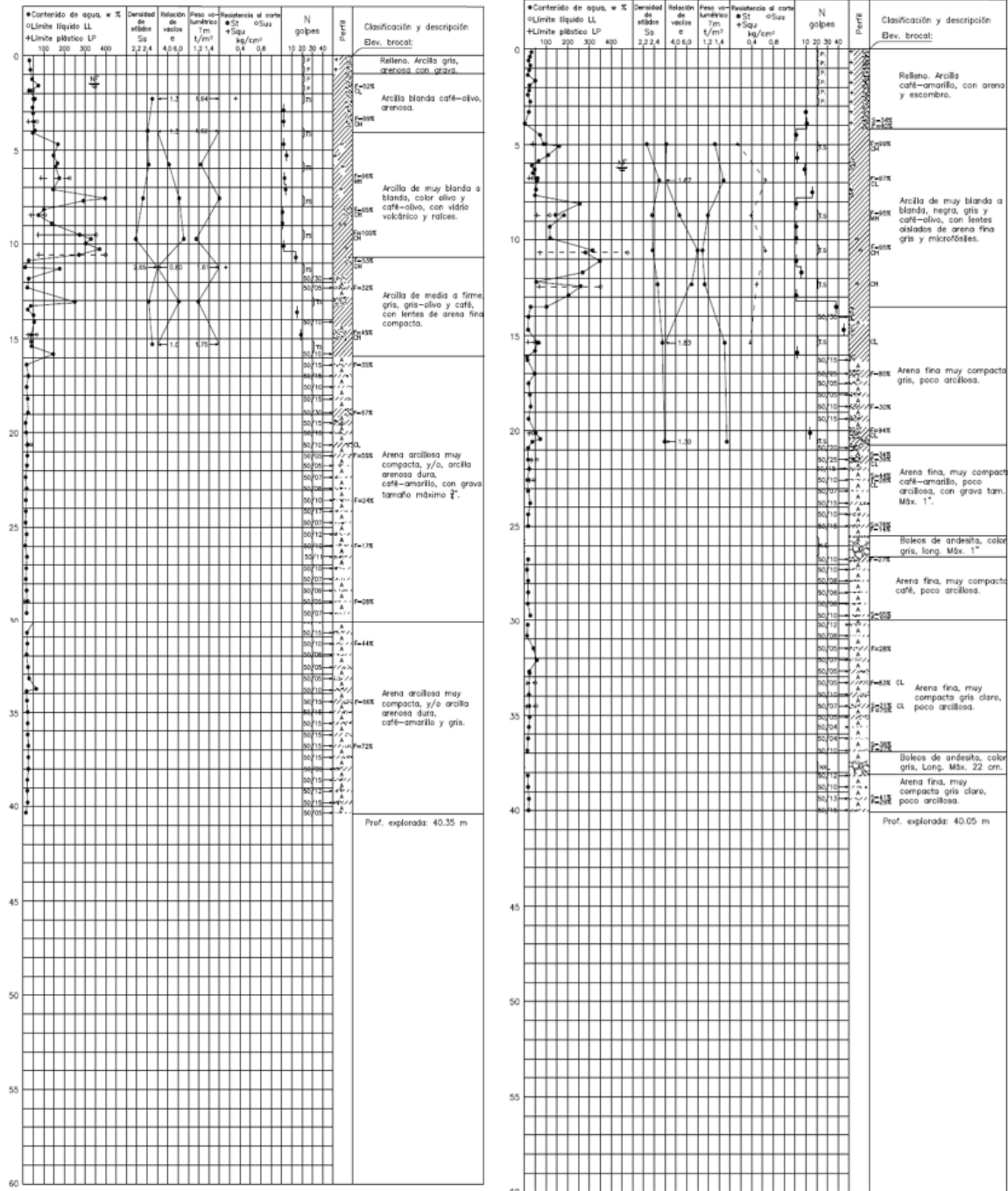
Figura 4.3 Ubicación de los sondeos en planta (GEOTEC, 2008)

4.1.3 Pruebas de campo

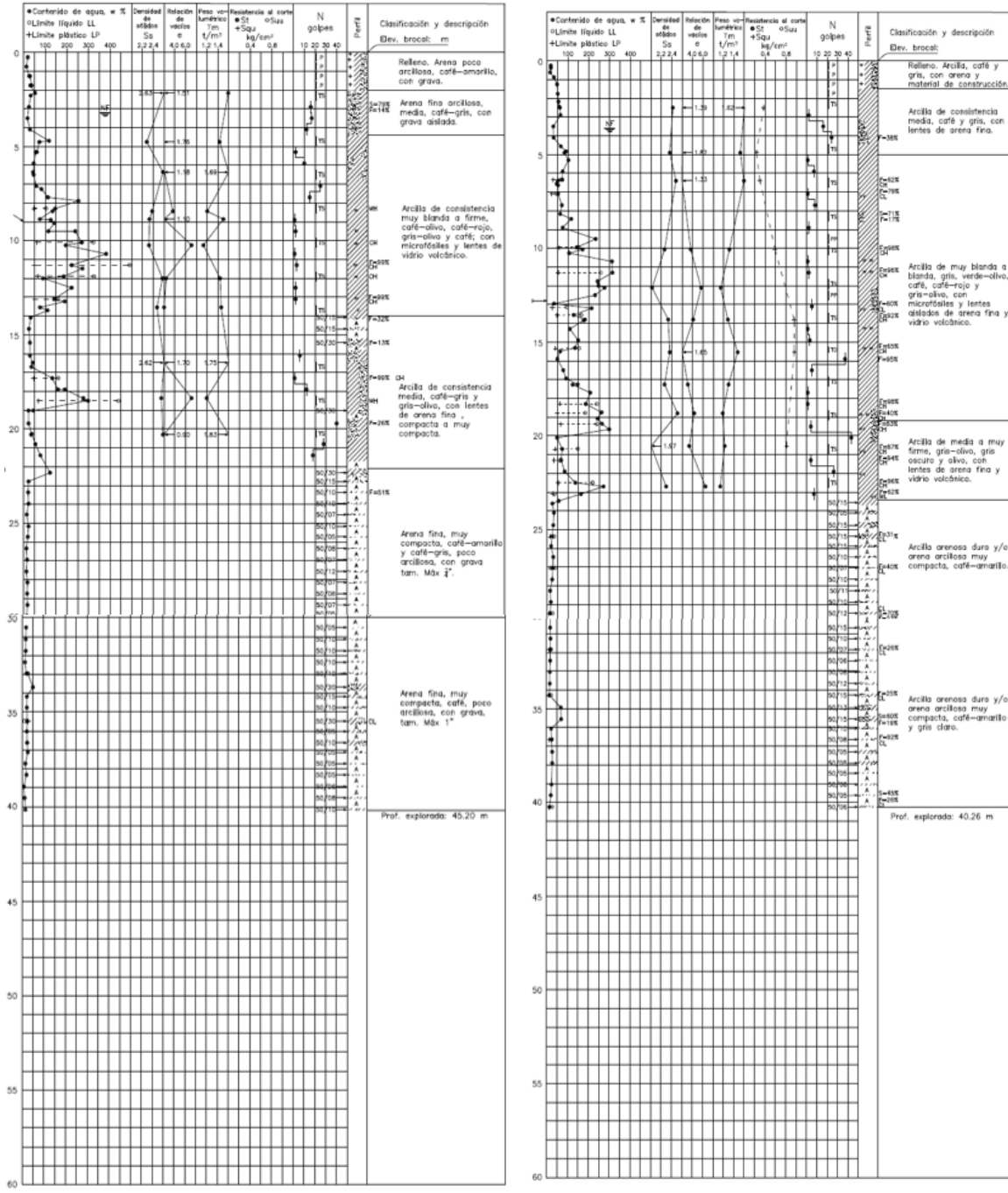
Adicional a los sondeos mixtos se realizaron dos pruebas geofísicas tipo *Down-Hole* (SDH-3 y SDH-4), en cada estación subterránea proyectada (Figura 4.3). Los registros de estas pruebas, donde se presenta la distancia (profundidad del sondeo) contra el tiempo, se muestran en la Figura 4.6 para la prueba SH-3 y la Figura 4.7 para la prueba SH-4.

4.1.4 Perfil estratigráfico

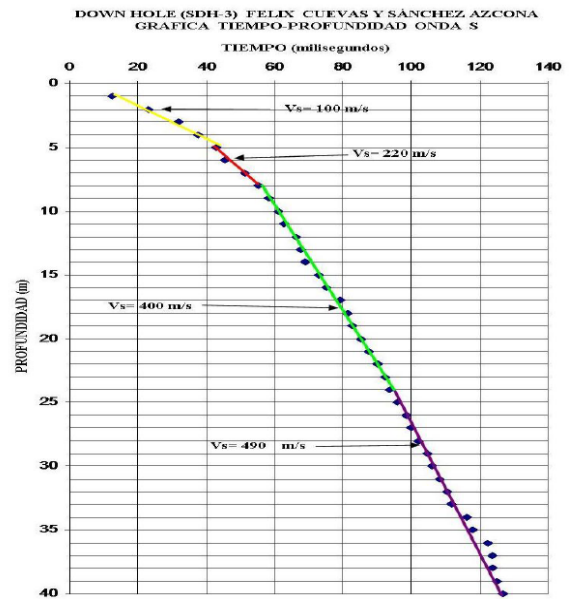
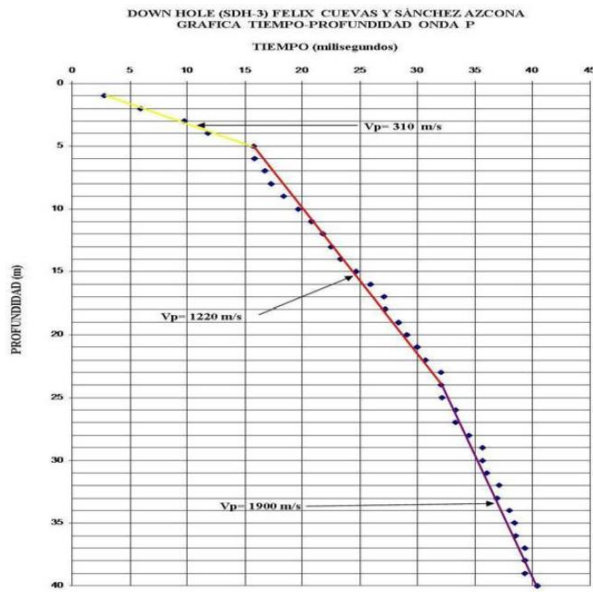
Con los sondeos y pruebas geofísicas anteriores, es posible identificar que la estación Zapata se encuentra localizada sobre materiales más rígidos, y tiene espesores de arcilla lacustre menores (10 m), mientras que el sitio donde se encuentra ubicada la estación Parque de los Venados tiene mayor espesor de los estratos arcillosos lacustres alrededor de los 20 m. Un perfil estratigráfico esquemático puede verse en la Figura 4.8.



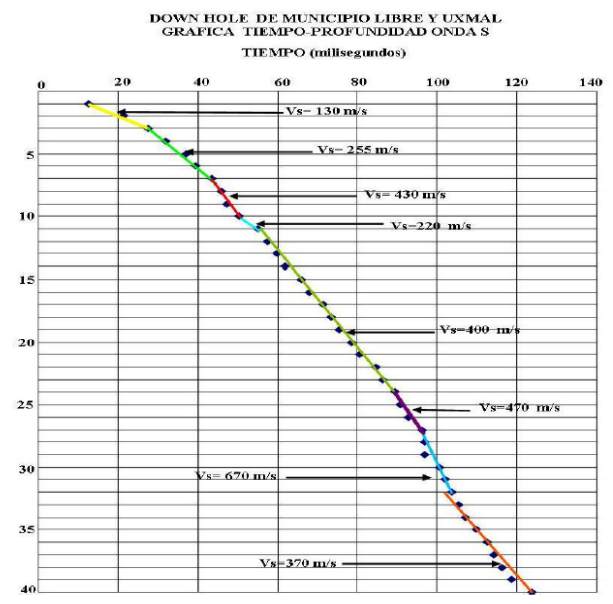
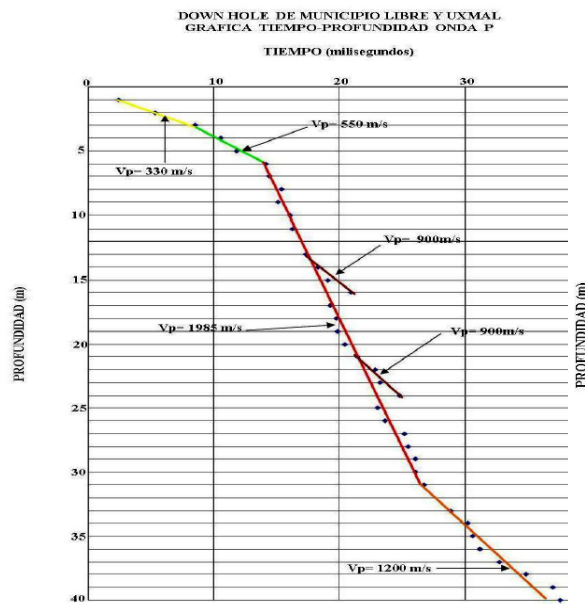
a) b)
 Figura 4.4 Registro de los sondeos realizados en la zona. a) SM-9 b) SM-10 (GEOTEC, 2008)



a) b)
 Figura 4.5 Registro de los sondeos realizados en la zona. a) SM-11 b) SM-12 (GEOTEC, 2008)



a) b)
Figura 4.6 Prueba *Down-Hole* SDH-3. a) Onda P. b) Onda S (GEOTEC, 2008)



a) b)
Figura 4.7 Prueba *Down-Hole* SDH-4. a) Onda P. b) Onda S (GEOTEC, 2008)

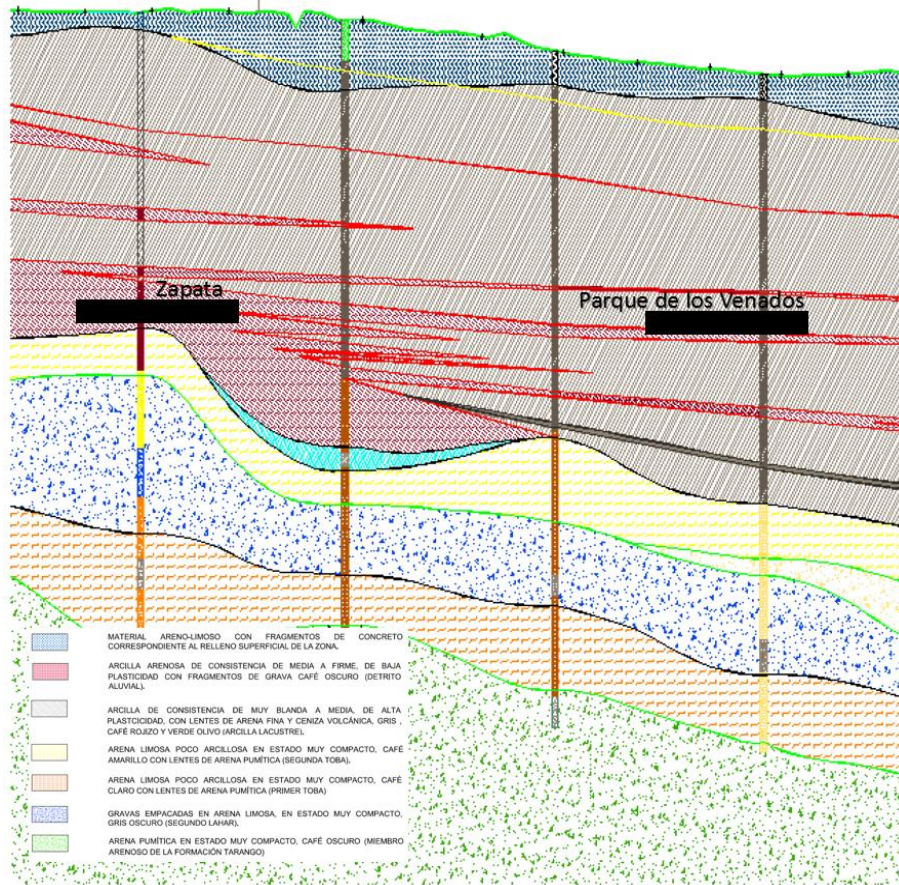


Figura 4.8 Esquema del perfil estratigráfico de la zona en estudio (GEOTEC, 2008)

4.2 DETERMINACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO

Para la definición del ambiente sísmico, se determinó la ubicación del sitio en estudio, el cual se encuentra localizado en la zona II (Figura 4.9), correspondiente a la zona de transición de la zonificación geotécnica y sísmica de la ciudad de México de las Normas Técnicas Complementarias del 2004 (NTC2004)

Posteriormente, se ubicaron las estaciones acelerográficas más cercanas (Figura 4.10) y se establecieron los sismos que fueron registrados de forma simultánea en éstas a partir de la información de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (SMIS, 1993) (Tabla 4.1). Las señales seleccionadas, son aquellas que se consideran de calidad aceptable, las cuales fueron utilizadas para la determinación de la excitación sísmica a la que es sometido el modelo.

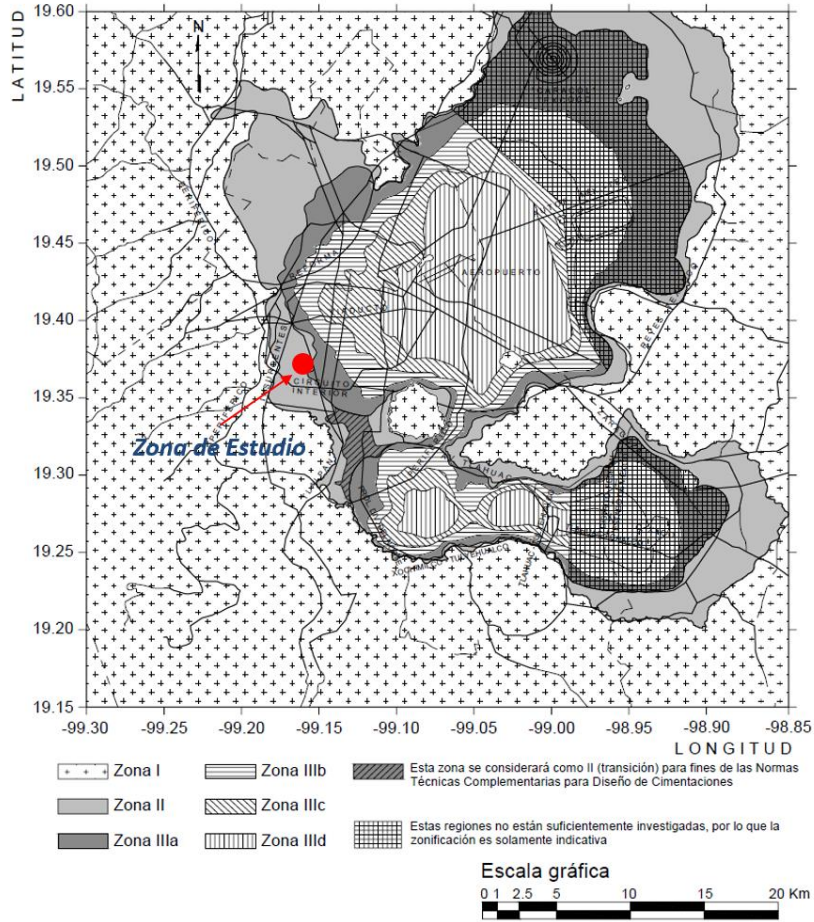


Figura 4.9 Zonificación sísmica de la ciudad de México (NTC2004)

Tabla 4.1 Estaciones acelerográficas cercanas a la zona de estudio

Clave	Estación	Tipo de Suelo	Institución	Distancia (m)	Observaciones
COYS	Coyoacán Superficial	Arena Limosa	CENAPRED	2480	Distancia es a la estación Parque de los Venados
COY2	Coyoacán Pozo 70 m	Boleos empacados en arena	CENAPRED	2480	Distancia es a la estación Parque de los Venados
CO47	Coyoacán	Terreno estratificado (Arcillas, limos y arenas)	FICA	2660	Distancia es a la estación Zapata
SI53	San Simón	Terreno blando, Material compresible (arcillas)	FICA	1230	Distancia es a la estación Parque de los Venados
AO24	Alberca Olímpica	Transición	CIRES	1430	Distancia es a la estación Parque de los Venados
SXVI	Sismex Viveros	Arcilla	II UNAM	1540	Distancia es a la estación Zapata

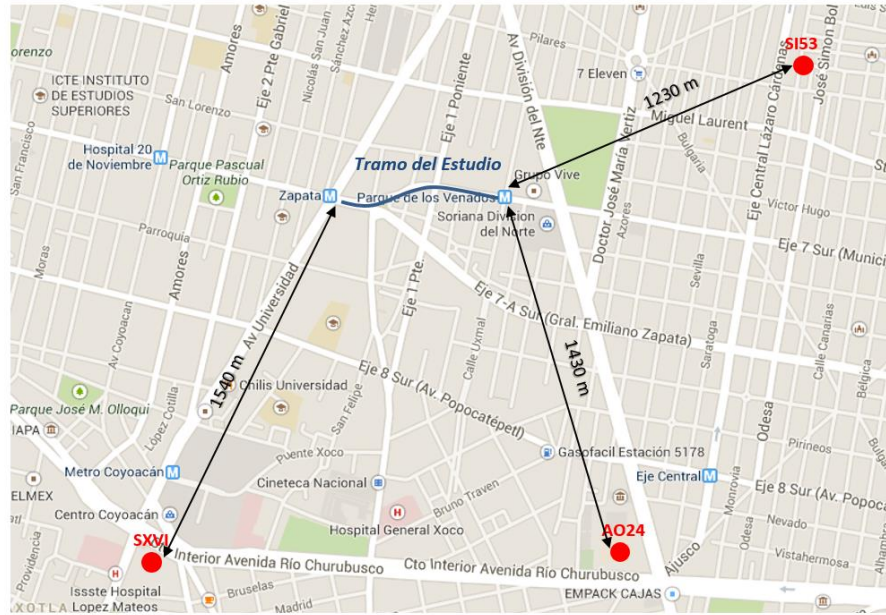


Figura 4.10. Localización de las estaciones acelerográficas más próximas a la zona de estudio (Google Earth, 2012)

La estación acelerográfica Alberca Olímpica es la seleccionada para determinar el ambiente sísmico de la zona, debido a la calidad de los registros, la cercanía al sitio en estudio (1430 m), y la cantidad de eventos registrados.

4.2.1 Determinación de los espectros de respuesta

A partir de los registros acelerográficos de la estación Alberca Olímpica se calculan los espectros de respuesta de los registros de las componentes Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EO), tal como se indica en la Figura 4.11. Estos registros corresponden a sismos ocurridos entre los años 1988 y 1999. Los espectros de respuesta se calculan por medio del método de las ocho constantes (Jaramillo, 2012) para un número de períodos con un espaciamiento igual, en el intervalo comprendido entre el período mínimo y máximo.

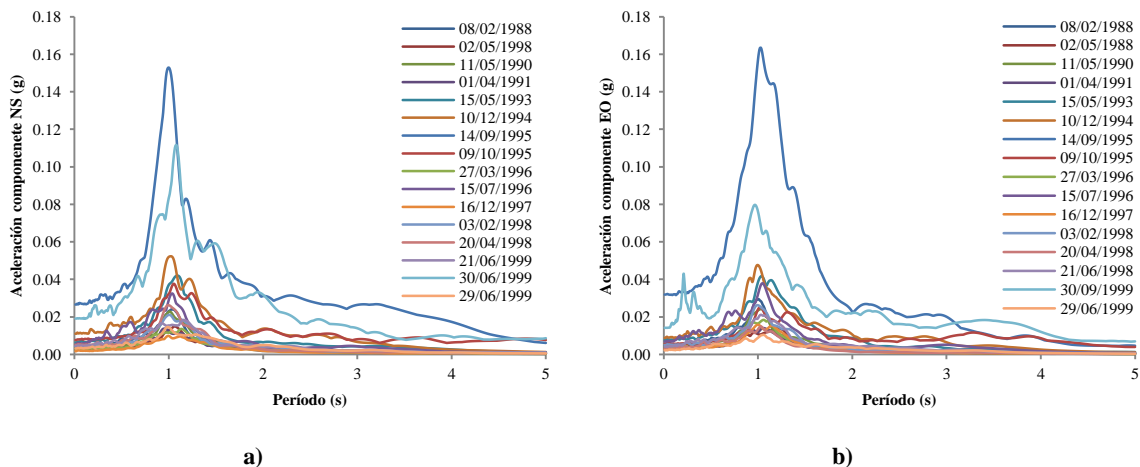


Figura 4.11 Espectros de respuesta de la estación acelerográfica Alberca Olímpica (AO24). a) NS. b) EO.

En la Figura 4.12 se presentan las envolventes de los espectros de aceleración para las componentes Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EO). Éstas están gobernadas por el mayor sismo registrado en esta estación acelerográfica (AO24) ocurrido el 14 de septiembre de 1995, con una magnitud (M_s) de 7.2 con epicentro ubicado en las coordenadas 16.8°N y 98.6°O, cerca de la ciudad de Ometepec en el estado de Guerrero. La zona de transición,

donde se encuentra localizado el tramo de estudio, puede llegar a ser más vulnerable a eventos sísmicos con un contenido de altas frecuencias, como los producidos por fallas normales o cerca de fallas activas.

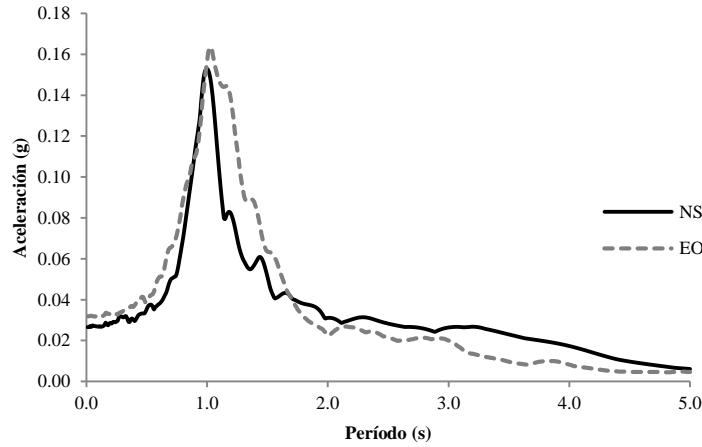


Figura 4.12 Espectros envolventes en la estación Alberca Olímpica (AO24), para las componentes NS y EO

Estas envolventes se relacionan con el espectro de diseño correspondiente a la zona II (Transición) de las Normas Técnicas Complementarias en el apartado de Diseño por Sismo (NTC, 2004) en la Figura 4.13. En esta se puede apreciar que las envolventes de los espectros calculados son ostensiblemente menores al espectro de diseño (Figura 4.13a). Dada la importancia de la obra se escala estas envolventes al coeficiente sísmico dictaminado por las (NTC, 2004) (Figura 4.13b).

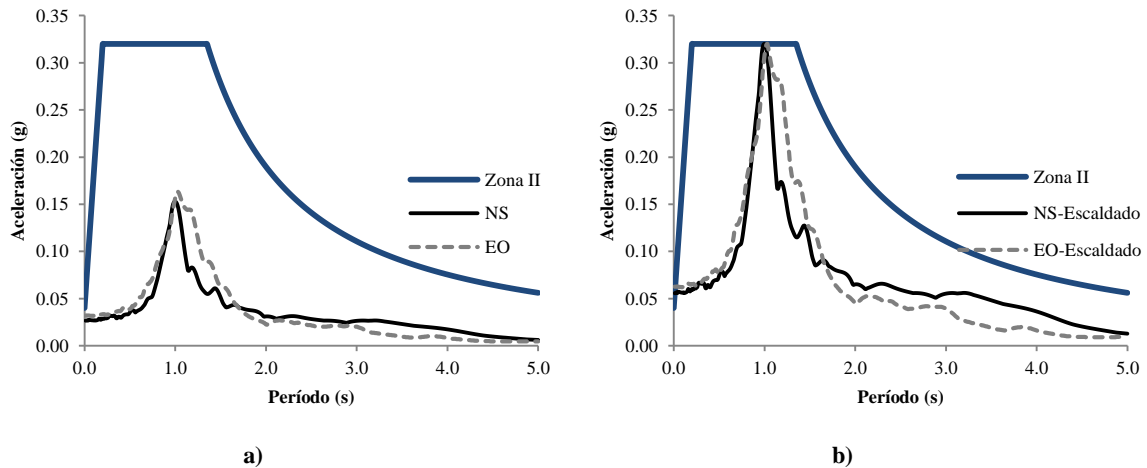


Figura 4.13 Espectros de respuesta de la estación acelerográfica Alberca Olímpica (AO24). a) Componentes Norte-Sur. b) Componentes Este-Oeste.

4.2.2 Deconvolución de del espectro en superficie

Para determinar la excitación en la base del modelo es necesario llevar el espectro escalado en superficie (Figura 4.13b) a la base del modelo mediante el proceso de deconvolución (Figura 4.14). Este proceso se lleva a cabo con la ayuda del programa RADSH (Barcena & Romo, 1994). Este se basa en el análisis probabilista de la respuesta dinámica de depósitos estratificados horizontalmente sujetos a propagación unidimensional de ondas de corte, el cual utiliza la solución de Haskell, permitiendo la consideración de una base elástica. La excitación se define en términos de un espectro de respuesta medio en la base del depósito o en algún punto donde se

conozca dicha excitación. Con el análisis es posible obtener espectros de respuesta en diferentes puntos del sistema.

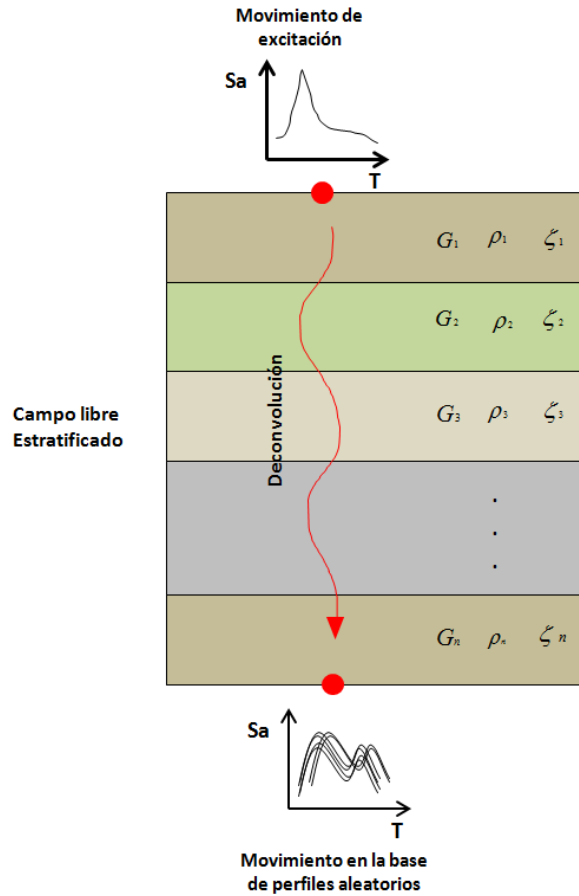


Figura 4.14 Representación esquemática del proceso de deconvolución

La ecuación de propagación de ondas de corte polarizadas horizontalmente, por la cual está gobernado el programa, ésta expresada:

$$G \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + \eta \left(\frac{\partial^3 v}{\partial t \partial x^2} + \frac{\partial^3 v}{\partial t \partial z^2} \right) = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (4.1)$$

Donde $v = v(x, z, t)$ es el desplazamiento en la dirección del eje y, es decir $\vec{u} = \vec{u}(u\hat{i} + v\hat{j} + w\hat{k})$, en donde $w = u = 0$. G es el módulo de rigidez al corte, ρ es la densidad y η es la viscosidad, del suelo.

La solución a la ecuación de propagación de onda puede escribirse como:

$$v = l_1 e^{[i(\omega t - k^* z)]} \quad (4.2)$$

Donde: v son los desplazamientos armónicos, con una frecuencia angular ω ; l_1 es una función que depende de $l_1(k^*, z, \omega)$; k^* es el número complejo de onda, que está dado por la expresión $k^* = \omega/c^*$; c^* es la velocidad compleja de propagación aparente en dirección X.

En el proceso de deconvolución se realiza un análisis de propagación de ondas unidimensional, como ya se ha mencionado, y una evaluación aleatoria de la variación de la respuesta por medio de la formulación de 25 perfiles de suelo (Figura 4.15a). El espectro de excitación corresponde a la media más una desviación estándar (Figura 4.15b) con el fin de cubrir el rango de incertidumbre propio de este tipo de estudios.

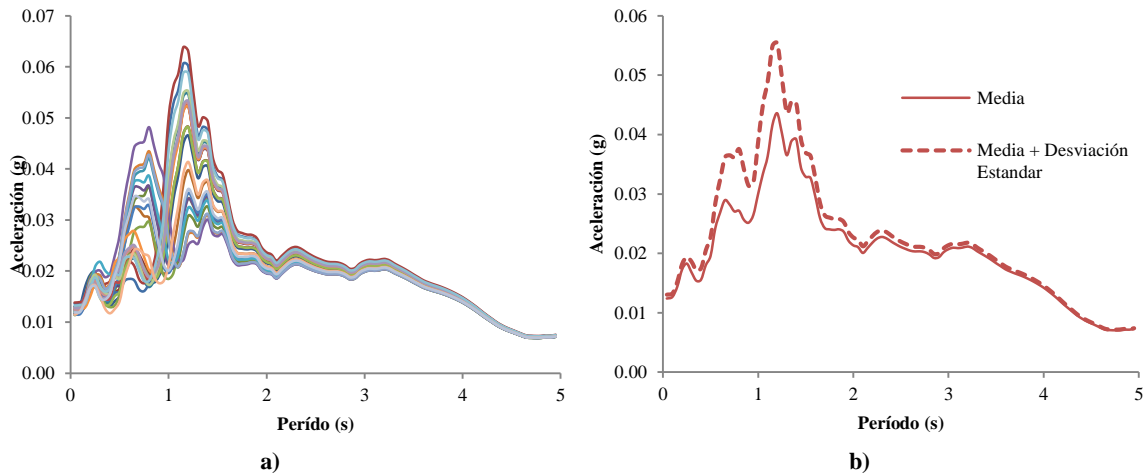


Figura 4.15 Resultados del proceso de deconvolución. a) Espectros deconvueltos de los perfiles aleatorios. b) Espectro medio y medio más una desviación estándar.

4.2.3 Determinación de la señal sintética

El programa donde se ejecutaran los análisis sísmicos (*FLAC^{3D} Versión 4.0*) trabaja en el dominio del tiempo, por lo que es necesario obtener señales sísmicas sintéticas que se adapten al espectro de excitación, calculado a partir de la deconvolución (numeral 4.2.2).

Para determinar una señal sintética usando un método numérico, la metodología se basa en el hecho de que cualquier función periódica puede ser presentada por series de ondas senoidales $x(t)$ en función del tiempo, de un sistema de un grado de libertad (IGDL), de la siguiente manera (Gasparini & Vanmarcke, 1976):

$$x(t) = \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \tag{4.3}$$

Donde A_i es la amplitud, ω_i la frecuencia y ϕ_i es el ángulo de fase. Fijando un arreglo de amplitudes y generando diferentes arreglos de ángulos de fase, es posible generar diferentes movimientos similares en contenidos de frecuencias pero con diferentes “características”. Los ángulos de fase pueden generarse en forma aleatoria con una distribución de probabilidad normal, variando de 0 a 2π . La relación entre las amplitudes de Fourier y las ordenadas espectrales del espectro de potencia $G(\omega_n)$ está dada por (Gasparini & Vanmarcke, 1976):

$$G(\omega_n)\Delta\omega = \frac{A_n^2}{2} \tag{4.4}$$

Donde ω_n es la frecuencia normal de vibración y $\Delta\omega$ es el intervalo de frecuencias. Para representar la naturaleza transitoria de los sismos reales, los movimientos obtenidos mediante la Ec. (4.3) se modifican a través de una función de forma, $I(t)$, las cuales pueden ser trapezoidales, exponenciales o compuestas. La señal utilizada en los análisis es de forma trapezoidal. Finalmente, los sismos sintéticos quedan expresados de la siguiente manera (Gasparini & Vanmarcke, 1976):

$$z(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \tag{4.5}$$

Mediante el uso de la teoría de vibraciones aleatorias, es posible representar un sismo como un segmento de duración infinita de una función aleatoria mediante el uso de Ec (4.4). Para esto es necesario un espectro de potencia dado, $G(\omega)$ con el cual se resuelve el problema de valor extremo, $y_{s,p}$ y obteniendo de esta forma el valor de la respuesta espectral (Gasparini & Vanmarcke, 1976).

$$y_{s,p} = r_{s,p} \sigma_y(s) \quad (4.6)$$

Donde $y_{s,p}$ es el valor extremo, con la probabilidad p de no ser excedido en la duración s , $\sigma_y(s)$ es la desviación estándar de la respuesta de un sistema 1GDL, para una frecuencia y amortiguamiento dados, evaluado en s , y $r_{s,p}$ es el factor pico (Gasparini & Vanmarcke, 1976).

$$r_{s,p} = \sqrt{2 \log \left[2n \left(1 - \exp(-\delta_y(s) \sqrt{\pi \log 2n}) \right) \right]} \quad (4.7)$$

Donde:

$$n = \frac{\Omega_y(s) s_0}{2\pi} (-\log p)^{-1} \quad (4.8)$$

En los cuales Ω_y y δ_y son momentos espectrales de respuesta, y s_0 es la duración estacionaria equivalente de la respuesta, expresada de la siguiente manera (Gasparini & Vanmarcke, 1976):

$$s_0 = s \exp \left[-2 \left(\frac{\sigma_y^2(s)}{\sigma_y^2(s/2)} - 1 \right) \right] \quad (4.9)$$

Donde la varianza $\sigma_y^2(s)$ de la respuesta evaluada al final de la duración del movimiento está dada por:

$$\sigma_y^2(s) = G(\omega_n) \omega_n \left(\frac{\pi}{4\xi_s} - 1 \right) + \int_0^{\omega_n} G(\omega) d\omega \quad (4.10)$$

ξ_s es un amortiguamiento ficticio dependiente del tiempo, el cual se expresa a continuación (Gasparini & Vanmarcke, 1976):

$$\xi_s = \frac{\xi}{1 - e^{-2\xi\omega_n t}} \quad (4.11)$$

Para obtener un espectro de potencia objetivo, a partir de un espectro de respuesta objetivo, se combinan las Ecs. (4.6) y (4.10) se obtiene lo siguiente (Gasparini & Vanmarcke, 1976):

$$G(\omega_n) \approx \frac{1}{\omega_n \left(\frac{\pi}{4\xi_s} - 1 \right)} \left[\frac{\omega_n^2 (S_V)_{s,p}^2}{r_{s,p}^2} - \int_0^{\omega_n} G(\omega) d\omega \right]^{1/2} \quad (4.12)$$

Finalmente, el proceso iterativo para el ajuste del espectro de respuesta del sismo sintético con el espectro objetivo debe de ser el siguiente. Primero se ajusta la aceleración máxima para igualarla a la máxima del espectro objetivo, una vez escalado el espectro se corrige por línea base para asegurar que la velocidad del terreno sea cero al final de sismo. Realizado este paso previo, se calcula el espectro de respuesta y se compra con el espectro objetivo (Botero Jaramillo, Ovando Shelley, Ossa López, Giraldo Zapata, & Sierra García, 2012):

$$G(\omega_n)_{i+1} = G(\omega_n)_i \left[\frac{S_V(\omega)}{S_V^{(i)}(\omega)} \right]^2 \quad (4.13)$$

Donde, $G(\omega_n)_i$ es el espectro de potencia del ciclo i , $G(\omega_n)_{i+1}$ el del ciclo $i + 1$, $S_V(\omega)$ es el espectro de respuesta objetivo y $S_V^{(i)}(\omega)$ el espectro de respuesta en la iteración i . Con el espectro de respuesta modificado, $G(\omega_n)_{i+1}$, se calcula una nueva serie de tiempo y el proceso se repite hasta alcanzar la convergencia, lo cual sucede normalmente en 4 ó 5 ciclos.

En la Figura 4.16a se presentan las señales generadas que se consideraron representativas de las características sísmicas de la zona, y sus espectros de aceleración resultantes se muestran en la Figura 4.16b. De las señales analizadas se determina que la señal que excitará el modelo de diferencia finitas es la presentada en la Figura 4.16c, por ser la que mejor se ajusta al espectro deconvoluto en su pico principal (Figura 4.16d) el cual se asume que representa las características sísmicas de la zona y las características geotécnicas del sitio. La duración de la señal es de 50 s, con una discretización $\Delta t=0.01$ s, correspondiente a una señal de 4 994 puntos.

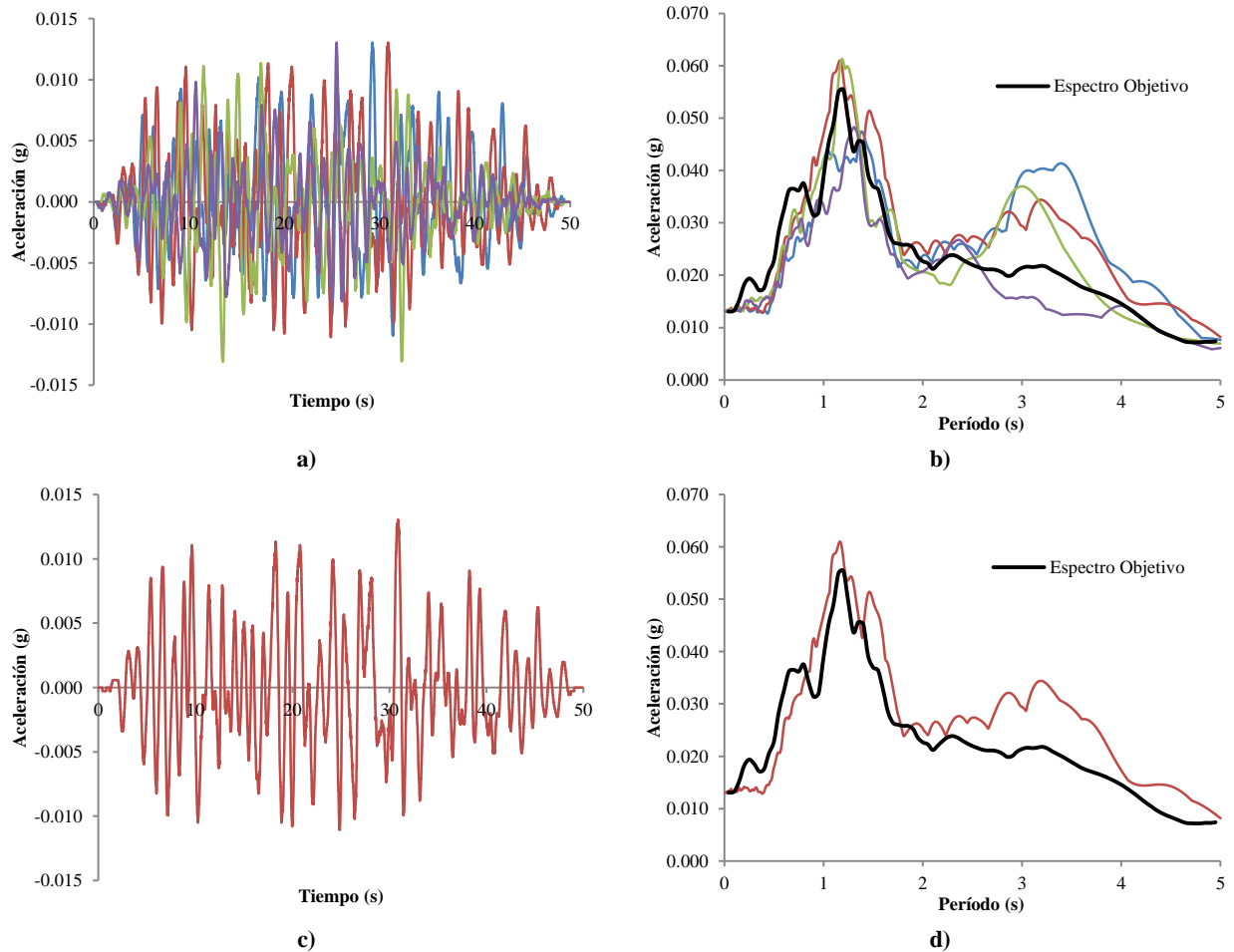


Figura 4.16 Señales sintéticas y espectros de aceleración ajustados al espectro objetivo.

Para reducir los tiempos de cómputo se tomaron los 12 s más intensos de la señal sintética seleccionada (Figura 4.17a), de forma tal que conservara las características sísmicas más representativas de la zona y las características geotécnicas del sitio. En la Figura 4.17b se puede apreciar que el espectro de la señal reducida se ajusta al espectro objetivo, producto de la deconvolución del espectro en superficie. Esta nueva señal conserva la misma discretización en el tiempo ($\Delta t=0.01$ s) y contiene 1 201 puntos.

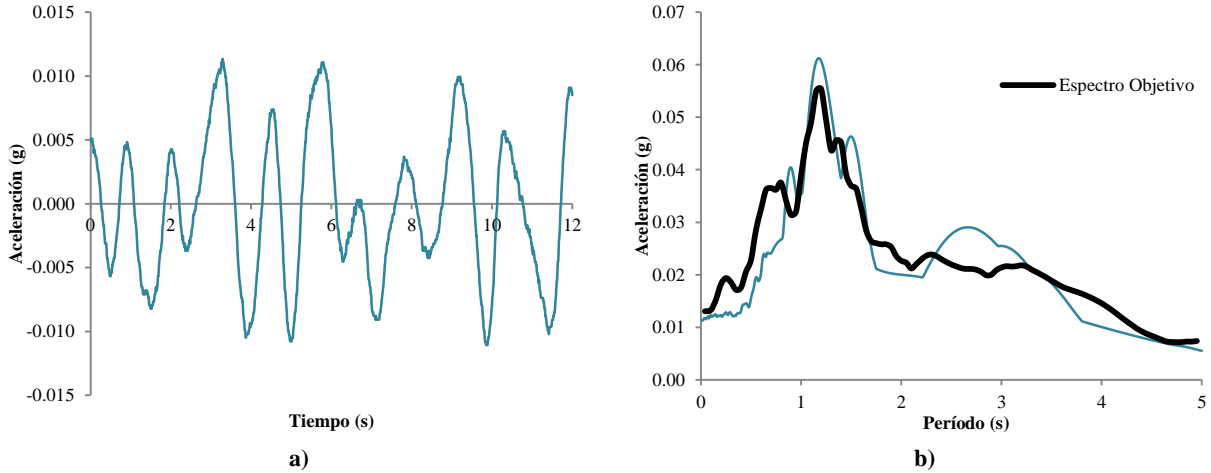


Figura 4.17 a) Señal sintética reducida en 12 s. b) Espectro de la señal sintética reducida

4.3 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL TIEMPO

Como ya se ha mencionado a lo largo de este trabajo, el subsuelo de la ciudad de México presenta cambios de sus propiedades en el tiempo debido a la extracción de agua de los acuíferos que subyacen la ciudad. Ésta extracción genera un cambio en el estado de esfuerzos efectivos dentro de la masa de suelo, modificando como consecuencia las propiedades estáticas y dinámicas de los materiales con el tiempo.

Para éste análisis de la evolución de las propiedades en el tiempo, se debe de analizar la variación de la distribución de la presión de poro debida al hundimiento regional mediante el uso de modelos de consolidación unidimensional del suelo. Para este caso en específico, se consideró el suelo como un medio elastovistoplástico (EVP), teniendo como hipótesis el estudio de manera acoplada la consolidación primaria y secundaria (Yin & Graham, 1996). Las ecuaciones constitutivas que rigen dicho modelo acoplado de consolidación se presentan a continuación, siguiendo la metodología descrita en trabajos anteriores (Ovando Shelley & Ossa López, 2004) (Ovando Shelley, Ossa, & Romo, 2007) (Ovando Shelley, Ossa, & Santoyo, 2013).

$$C_{ve} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (4.14)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_{ve} \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_z) \quad (4.15)$$

$$g(u, \varepsilon_z) = \frac{\psi/v_0}{t_0} \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_z^{vp}) \frac{v_0}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^{\lambda/\psi} \quad (4.16)$$

Donde C_{ve} es el coeficiente de consolidación asociado a las deformaciones elásticas definido en la Ec. (4.17); k es el coeficiente de permeabilidad, m_{ve} el módulo de compresibilidad volumétrica en la porción elástica de la curva de esfuerzo–deformación unidimensional, es igual a la expresión de la Ec.(4.18), ψ/v_0 se definen en la Ec.(4.19), y finalmente λ/v_0 es la pendiente de la curva de esfuerzo–deformación unidimensional en el rango normalmente consolidado.

$$C_{ve} = \frac{k}{m_{ve}} \quad (4.17)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z^e}{\partial t} = \frac{k/v_0}{\sigma'_z} \quad (4.18)$$

$$\frac{\psi}{v_0} = \frac{C_{\alpha\varepsilon}}{2.3} \quad (4.19)$$

4.3.1 Evolución de la presión de poro

Para determinar la evolución de la presión de poro se debe llegar a la solución de las ecuaciones diferenciales anteriormente expuestas. Estas pueden ser resueltas mediante el método aproximado de diferencias finitas, siendo una herramienta numérica de fácil uso mediante la computadora (Ossa, 2004). Este método permite expresar las derivadas parciales en términos de diferencias, permitiendo determinar la variación de la presión de poro en forma espacial y temporal.

Para definir las condiciones iniciales y de frontera con el fin de resolver la Ec. (4.14) es necesario conocer la distribución inicial de la presión de poro a través del estrado de arcilla, y la evolución de la presión de poro en los extremos permeables del depósito analizado.

Para el análisis de variación de la distribución de presión de poro debida al fenómeno de hundimiento regional se estudió un periodo de 50 años. En este se consideraron las condiciones estratigráficas y piezométricas del sitio Parque de los Venados como representativas del modelo. La condición piezométrica inicial adoptada para dichos análisis corresponde al registro realizado en el año 2001 en la estación piezométrica EPZ-04 localizada a cerca de la estación Ermita, la cual se asumió como representativa de la condición actual. A partir de ésta se definió la velocidad de abatimiento en las fronteras de los estratos compresibles como se indica en la Tabla 4.2 (Botero Jaramillo, Ovando Shelley, Ossa López, Giraldo Zapata, & Sierra García, 2012).

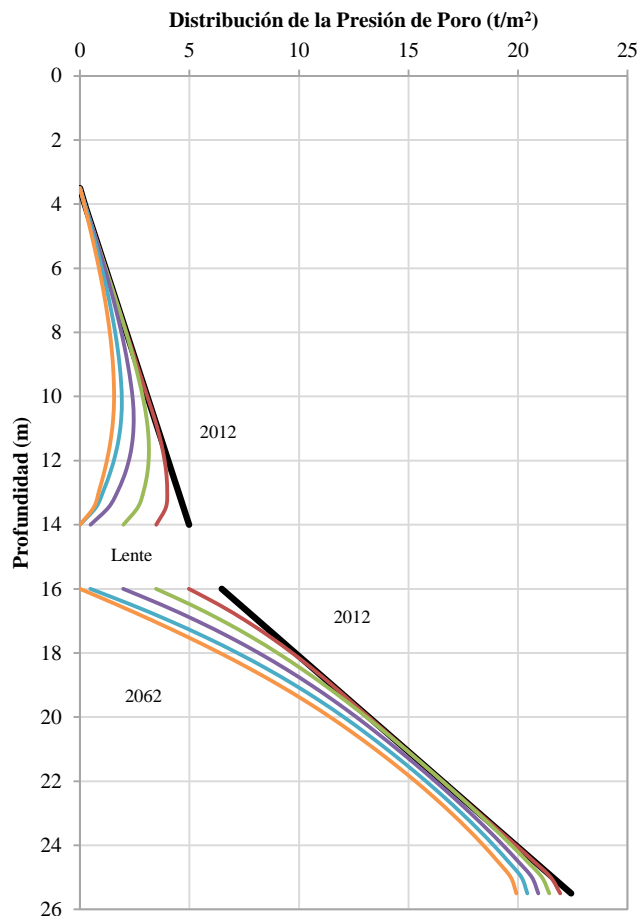


Figura 4.18 Evolución de la distribución de la presión de pro debido al fenómeno de hundimiento regional para el período 2012-2062 (Botero Jaramillo, Ovando Shelley, Ossa López, Giraldo Zapata, & Sierra García, 2012)

Tabla 4.2 Velocidades de abatimiento de la presión de poro en las fronteras de los estratos compresibles (Botero Jaramillo, Ovando Shelley, Ossa López, Giraldo Zapata, & Sierra García, 2012).

Profundidad (m)	Velocidad de abatimiento (ton/m ² /año)
3.5	0.00
14	0.15
16	0.15
25	0.05

4.3.2 Evolución de la velocidad propagación de onda de corte

Para determinar las velocidades de onda de corte del suelo y de esta forma las propiedades dinámicas de suelo para el modelado numérico, se parte de ensayos *in situ* para como pruebas *Down-Hole* (Figura 4.19) o resistencia por punta del cono eléctrico. Determinado de esta manera las propiedades dinámicas del depósito de suelo, basados en la velocidad de onda de corte.

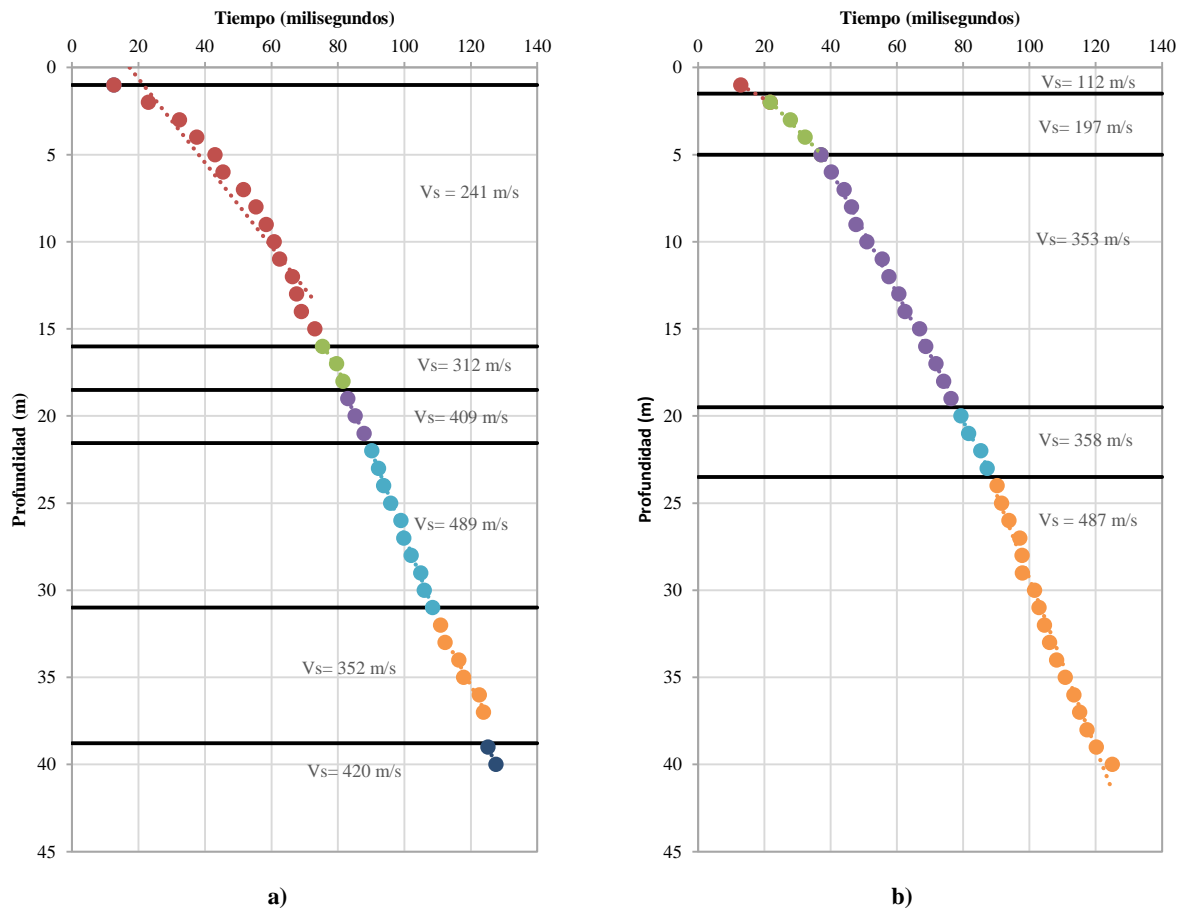


Figura 4.19 Resultados de las pruebas *Down-Hole*, velocidad de propagación de onda de corte V_s . a) Sondeo DH-3. b) Sondeo DH-4.

Para las pruebas tipo *Down-Hole* se obtiene de manera “directa” la velocidad de onda de corte, con el tiempo que se tarda en viajar la onda del emisor al receptor dentro del depósito y la profundidad (distancia que recorre la onda), pero para las pruebas de cono eléctrico se hace uso de la relación semiempírica, Ec. (4.20), propuesta por Ovando y Romo, con la cual es posible estimar los valores de velocidad de onda de corte en función de la resistencia por punta de cono eléctrico (Ovando & Romo, 1991).

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c(t)}{\gamma N_{kh}}} \tag{4.20}$$

Donde V_s es la velocidad de onda de corte, q_c es la resistencia por punta del cono eléctrico, γ es el peso volumétrico de suelo, y η y N_{kh} son factores experimentales definidos para el subsuelo de la ciudad de México (Tabla 4.3), que varían de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla 4.3 Valores de η y N_{kh} (Ovando & Romo, 1991)

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}			Valores de η
	máximo	medio	mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	14	9.5	6.7	23.33
Arcillas del lago de Xochimilco-Chalco	14	9.9	7.0	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras del valle de México	16	11.1	8.0	40.00

En la Figura 4.20a se presenta un registro de una prueba de cono eléctrico, proporcionado por la base de datos del Laboratorio de Geoinformática de Instituto de Ingeniería, realizada en años recientes en las cercanías a la estación Parque de los Venados, en la Figura 4.20b se muestran las velocidades de onda de corte sectorizadas por estratos mediante el uso de la expresión (4.20).

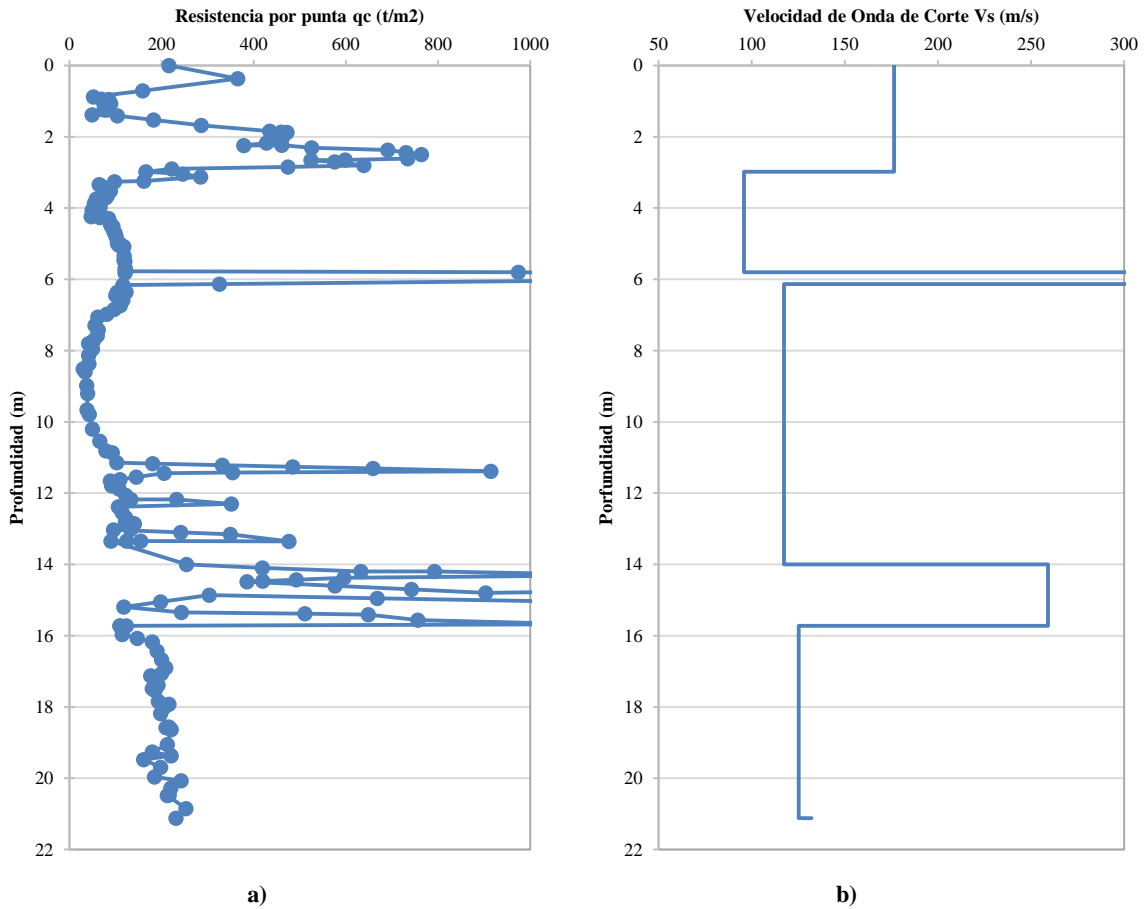


Figura 4.20 a) Resistencia por punta de cono eléctrico q_c . b) Velocidad de onda de corte V_s .

El cambio de resistencia por punta, medida a partir del cono eléctrico, es una medida proporcional de la resistencia al corte del suelo, considerando que la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo vertical de un suelo normalmente consolidado (como la mayoría de los suelos de la ciudad de México) es constante, se supone que los cambios en los esfuerzos efectivos del suelo debidos al bombeo de agua inducen cambios en esta resistencia por punta. Esto puede ser expresado mediante la siguiente ecuación (Santoyo, Lin, & Ovando, 1989).

$$q_c(t) = N_\sigma \sigma'_v(t) = N_\sigma (\sigma'_{v_0} + \Delta u(t)) \quad (4.21)$$

Donde N_σ es un factor de correlación que varía entre 7.5 y 15 para el sitio Parque de los Vendados, σ'_{v_0} es el esfuerzo efectivo inicial vertical, y $\Delta u(t)$ representa la reducción o abatimiento de la presión de poro en el período de tiempo considerado.

Si se sustituye la expresión (4.21) en la (4.20) se obtiene una ecuación que representa la evolución de la velocidad de onda de corte por los cambios en la presión de poro debido al fenómeno de hundimiento regional.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{N_\sigma (\sigma'_{v_0} + \Delta u(t))}{\gamma N_{kh}}} \quad (4.22)$$

Teniendo en cuenta las expresiones anteriores y tomando como partida el registro de cono eléctrico mostrado en la Figura 4.20a, se calcula la evolución de la resistencia por punta y velocidad de propagación de onda de corte para un período de 50 años (Figura 4.21). En la Tabla 4.4 se presentan los valores calculados de la velocidad de propagación de onda de corte para el período de estudio.

Tabla 4.4 Velocidades propagación de onda de corte para el período entre 2012 a 2062

Profundidad (m)		Velocidades de Onda de Corte (m/s)					
de	a	2012	2022	2032	2042	2052	2062
0.00	2.98	176.43	176.43	176.43	176.43	176.43	176.43
2.98	5.80	95.88	96.66	96.66	96.68	96.90	97.19
5.80	6.13	311.46	311.46	311.46	311.46	311.46	311.46
6.13	14.00	117.27	130.23	130.75	131.75	132.81	133.57
14.00	15.72	259.17	259.17	259.17	259.17	259.17	259.17
15.72	21.12	125.26	128.46	130.92	134.20	137.77	140.47

4.3.3 Evolución de las propiedades dinámicas para el modelo numérico

A partir de las velocidades de propagación de onda de corte, es posible determinar otras propiedades para la caracterización de los materiales en un modelo elástico lineal, para evaluar la respuesta sísmica del sitio. El módulo de rigidez máxima al corte corresponde a deformaciones angulares pequeñas ($\gamma < 10^{-4}\%$), debido a que los ensayo tipo *Down-Hole* se encuentran dentro de ese rango de bajas deformaciones se puede determinar esta rigidez máxima de los estratos que componen el depósito de suelo mediante la siguiente expresión, con el uso de la velocidad de onda de corte determinada anteriormente:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad (4.23)$$

Donde $G_{m\acute{a}x}$ es el módulo de rigidez al cortante máximo (para bajas deformaciones angulares), ρ es la densidad del suelo y V_s es la velocidad de propagación de onda de corte del suelo.

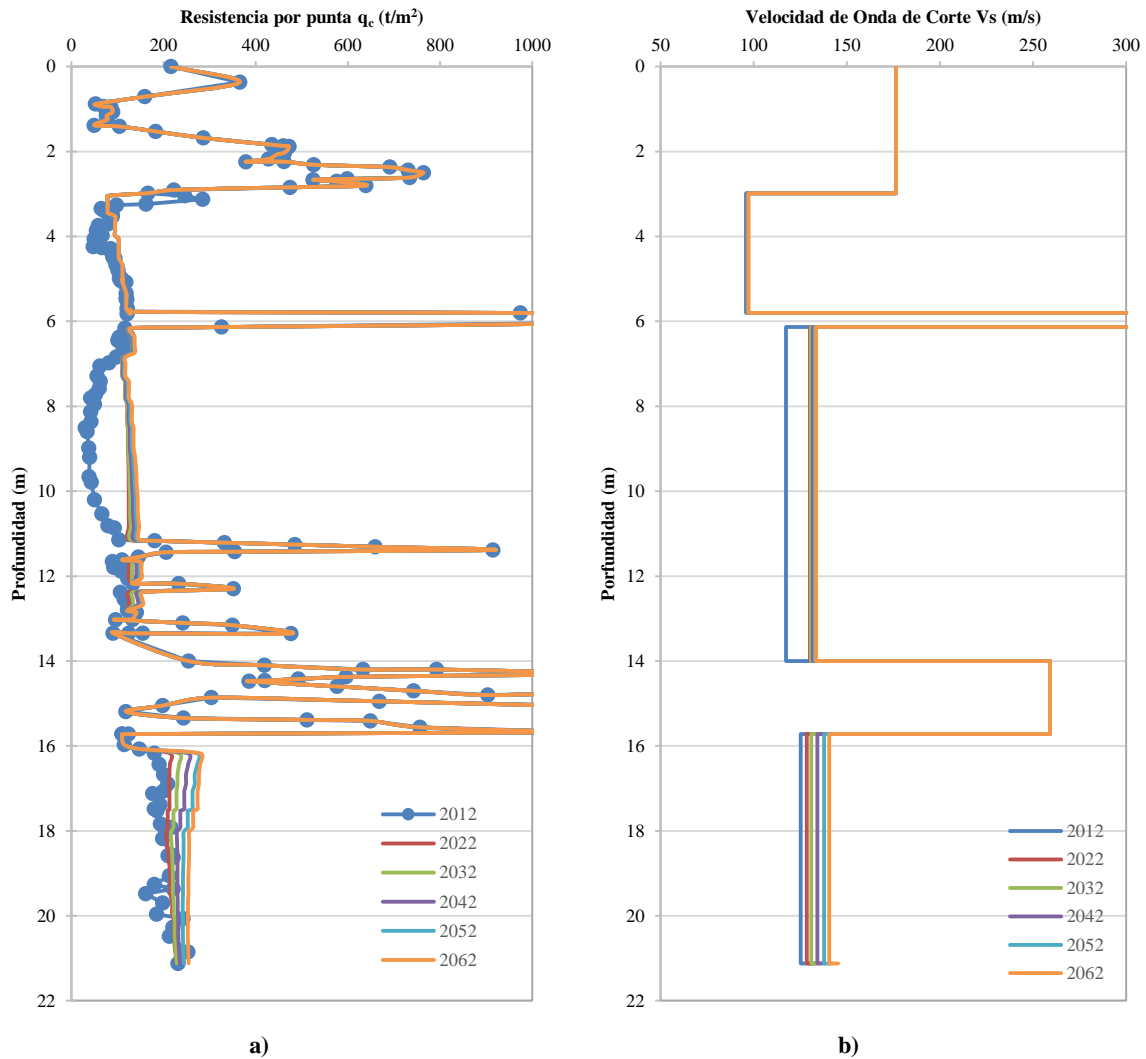


Figura 4.21 Evolución en el tiempo de a) Resistencia por punta de cono eléctrico q_c . b) Velocidad de onda de corte.

El módulo de elasticidad o módulo de Young E y el módulo de reacción K pueden determinarse a partir del módulo de rigidez G y la relación de Poisson ν , mediante el uso de las siguientes expresiones.

$$E = 2G(1 + \nu) \tag{4.24}$$

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \tag{4.25}$$

De esta forma se calcula la evolución de las propiedades en el tiempo. La relación de Poisson y la densidad de los materiales que componen el depósito de suelo se obtuvieron de la información suministrada por la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal, donde se presenta el perfil estratigráfico de la zona de estudio. Se prestan a continuación los valores de módulo de rigidez (Tabla 4.5) y módulo de reacción (Tabla 4.6) los diversos estratos identificados en el depósito de suelo para el período de estudio.

Tabla 4.5 Módulos de rigidez al corte para el período entre 2012 a 2062

Profundidad (m)		Módulo de Rigidez (t/m^2)					
de	a	2012	2022	2032	2042	2052	2062
0.00	2.98	4759.59	4759.59	4759.59	4759.59	4759.59	4759.59
2.98	5.80	1058.83	1076.24	1076.24	1076.74	1081.50	1088.14
5.80	6.13	16315.82	16315.82	16315.82	16315.82	16315.82	16315.82
6.13	14.00	1584.20	1953.49	1969.17	1999.40	2031.80	2054.97
14.00	15.72	11297.97	11297.97	11297.97	11297.97	11297.97	11297.97
15.72	21.12	1807.39	1900.94	1974.40	2074.52	2186.22	2272.74

Tabla 4.6 Coeficiente de balasto para el período entre 2012 a 2062

Profundidad (m)		Módulo de Reacción (t/m^2)					
de	a	2012	2022	2032	2042	2052	2062
0.00	2.98	6346.12	6346.12	6346.12	6346.12	6346.12	6346.12
2.98	5.80	4941.21	5022.44	5022.44	5024.77	5047.01	5078.00
5.80	6.13	21754.42	21754.42	21754.42	21754.42	21754.42	21754.42
6.13	14.00	7392.96	9116.30	9189.47	9330.53	9481.73	9589.84
14.00	15.72	15063.97	15063.97	15063.97	15063.97	15063.97	15063.97
15.72	21.12	8434.47	8871.07	9213.87	9681.12	10202.38	10606.13

4.4 MODELO TRIDIMENSIONAL DE DIFERENCIAS FINITAS

Los métodos numéricos, son métodos en donde solo se pueden obtener soluciones aproximadas a los problemas que no pueden ser resueltos con la suficiente precisión y confiabilidad de forma analítica. Los métodos analíticos tienen una aplicación limitada cuando el problema se vuelve más complejo, debido a que estos requieren de simplificaciones para ser desarrollados, ya que tienden a ser la solución de un problema específico. Por lo tanto, a medida que aumenta la complejidad del problema, es más difícil que exista un método analítico aplicable, por tanto el uso de métodos numéricos se ha vuelto más común (Bobet, Numerical Methods in Geomechanics, 2010).

El método de diferencias finitas es el más antiguo implementado en geomecánica, y ha sido usado incluso desde antes de la aparición de los computadores. Este método es gobernado por ecuaciones diferenciales que pueden ser adecuadas y representadas por diferencias finitas (Bobet, Numerical Methods in Geomechanics, 2010).

4.4.1 Formulación teórica del programa *FLAC^{3D}*

El programa *FLAC^{3D}* (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*) se basa en el método de las diferencias finitas (MDF) explícitas, con la finalidad de estudiar el comportamiento mecánico de medios continuos en 3 dimensiones. La formulación numérica del programa del comportamiento del medio se deriva de principios generales (definición de deformaciones y leyes de movimiento), y el uso de ecuaciones constitutivas que caracterizan el comportamiento de los materiales. Se tiene como resultado un conjunto de ecuaciones diferenciales, relacionadas con variables mecánicas y cinemáticas, las cuales son resueltas para una geometría y propiedades particulares de los materiales, con condiciones iniciales y de fronteras dadas. (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

El ciclo básico que utiliza el programa para obtener la solución a un problema dado se presenta en Figura 4.22. Este procedimiento primero invoca la ecuación de movimiento para determinar las nuevas velocidades y desplazamientos a partir de los esfuerzos y fuerzas. Luego se derivan las relaciones esfuerzo/deformación, a

partir de las cuales se determinan nuevos esfuerzos y fuerzas. Este ciclo se ejecuta hasta alcanzar un estado de equilibrio o flujo plástico (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

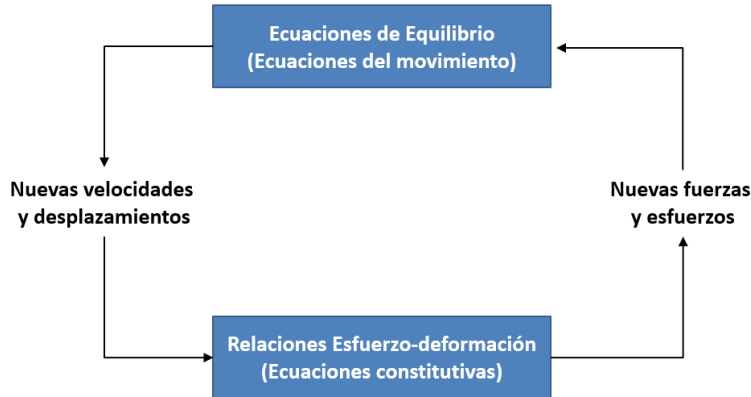


Figura 4.22 Ciclo básico de cálculo.

La formulación numérica del método de solución usando en el programa $FLAC^{3D}$ es caracterizado por las tres aproximaciones siguientes (Itasca Consulting Group Inc., 2009):

- Aproximación de diferencias finitas: Las derivadas espaciales y temporales de primer orden son aproximadas a diferencias finitas asumiendo variaciones lineales de la variable sobre intervalos de espacio-tiempo finitos.
- Aproximación del modelo discreto: El medio continuo es reemplazado por un medio discreto equivalente en el cual todas las fuerzas involucradas se concentran en los nodos de la malla tridimensional.
- Enfoque de solución dinámica: Los términos inerciales en las ecuaciones de movimiento son usados como medios numéricos para alcanzar el estado de equilibrio el sistema.

Con el propósito de definir la variación de la velocidad y los intervalos de espacio correspondiente, el medio es discretizado en elementos básicos de forma tetraédrica (Figura 4.23a) cuyos vértices son nodos que coinciden con la malla. Aunque la malla se construye con elementos hexaédricos, el programa subdivide las zonas en elementos tetraédricos básicos (Figura 4.23b) mediante un proceso de discretización mixto (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

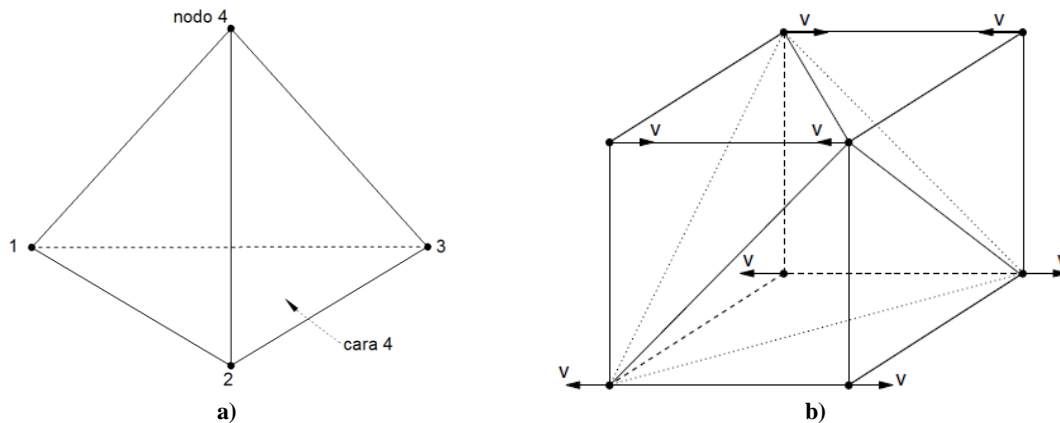


Figura 4.23 Elemento básico de la malla de $FLAC^{3D}$. a) Tetraedro. b) Subdivisión de la malla en tetraedros (Itasca Consulting Group Inc., 2009)

Las leyes del movimiento del continuo son, por medio de este enfoque, transformadas de la ley de Newton en los nodos. Esta se expresa dentro del modelo matemático del programa para un volumen elemental del medio a partir de las fuerzas aplicadas de la siguiente manera (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

$$\frac{d\sigma_{ij}}{dx_j} + \rho b_i = \rho \frac{dv_i}{dt} \quad (4.26)$$

Donde $d\sigma_{ij}/dx_j$ es la deriva del tensor de esfuerzos con respecto a las componentes de la posición actual del vector, ρ es la masa por unidad de volumen y b_i son las fuerzas de cuerpo por unidad de masa.

Las ecuaciones constitutivas que definen la naturaleza particular del material se encuentran dadas por la forma (Itasca Consulting Group Inc., 2009):

$$[\sigma] = H_{ij}(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, k) \quad (4.27)$$

Donde $[\sigma]$ es el tensor rotacional de velocidad de esfuerzos, $[H]$ es una función dada por la ley constitutiva, \dot{e}_{ij} es la velocidad de deformación y k es un parámetro que se toma en cuenta dentro de la historia de cargas.

Para la formulación nodal, la ley de Newton se sigue mediante la siguiente expresión:

$$F_i^{(l)} = M^{(l)} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{(l)} \quad l = 1, n_n \quad (4.28)$$

Donde F es la fuerza, M la masa y dv/dt es la derivada de la velocidad con respecto al tiempo, para el nodo l , y siendo n_n el número total de nodos involucrados en la representación del medio.

En el programa *FLAC^{3D}* hace una aproximación de las derivadas en el tiempo a diferencias finitas explícitas, esto teniendo bajo consideración las ecuaciones constitutivas de los materiales y la relación entre la velocidad de deformación y velocidad nodal, puede expresarse un sistema de ecuaciones diferenciales de la siguiente forma (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

$$\left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{(l)} = \frac{1}{M^{(l)}} F_i^{(l)} \left(t, \{v_i^{(1)}, v_i^{(2)}, v_i^{(3)}, \dots, v_i^{(p)}\}^{(l)}, k \right) \quad l = 1, n_n \quad (4.29)$$

Donde $\{v_i^{(1)}, v_i^{(2)}, v_i^{(3)}, \dots, v_i^{(p)}\}^{(l)}$ es un subconjunto de velocidades nodales involucradas en el cálculo global del nodo l . Este sistema es resuelto numéricamente usando una formulación explícita de diferencias finitas en el tiempo. En esta aproximación, la velocidad de un nodo se asume como una variación lineal sobre un intervalo de tiempo Δt y la dv/dt es evaluada usando diferencias finitas centrales, por lo cual las velocidades son almacenadas por tiempos que son desplazados por medios intervalos de tiempo con respecto a desplazamientos y fuerzas. Las velocidades nodales son calculadas usando la siguiente relación (Itasca Consulting Group Inc., 2009):

$$v_i^{(l)} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = v_i^{(l)} \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{\Delta t}{M^{(l)}} F_i^{(l)} \left(t, \{v_i^{(1)}, v_i^{(2)}, v_i^{(3)}, \dots, v_i^{(p)}\}^{(l)}, k \right) \quad (4.30)$$

A su vez, la localización de los nodos es actualizada usando de manera similar que en las diferencias centradas:

$$x_i^{(l)}(t + \Delta t) = x_i^{(l)}(t) + \Delta t v_i^{(l)} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \quad (4.31)$$

Mientras que los desplazamientos nodales son calculados en el código a partir de la expresión:

$$u_i^{(l)}(t + \Delta t) = u_i^{(l)}(t) + \Delta t v_i^{(l)} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \quad (4.32)$$

Con $u_i^{(l)}(0) = 0$

En los análisis se considera un amortiguamiento mecánico, denominado también como amortiguamiento local, en el cual se añade un término a la ecuación de movimiento para obtener soluciones estáticas o dinámicas. Este término representa a la fuerza de amortiguamiento, $\mathcal{F}_i^{(l)}$ y esta es proporcional a la magnitud de la fuerza de equilibrio, para un nodo. La dirección de fuerza de amortiguamiento es tal que la energía siempre es disipada. La ecuación del movimiento queda de la siguiente forma (Itasca Consulting Group Inc., 2009):

$$F_i^{(l)} + \mathcal{F}_i^{(l)} = M^{(l)} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{(l)} \quad l = 1, n_n \quad (4.33)$$

Donde:

$$\mathcal{F}_i^{(l)} = -\alpha |F_i^{(l)}| \text{sign}(v_i^{(l)})$$

$$\text{sign}(v_i^{(l)}) \begin{cases} +1, \text{ si } y > 0 \\ -1, \text{ si } y < 0 \\ 0, \text{ si } y = 0 \end{cases} \quad (4.34)$$

Donde $F_i^{(l)}$ es la fuerza de equilibrio, $v_i^{(l)}$ es la velocidad nodal y α es la constante adimensional de amortiguamiento, que tiene un valor de 0.8 (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

4.4.2 Formulación dinámica

La formulación dinámica es idéntica a la ecuación del movimiento para los análisis estáticos, excepto que para el caso dinámico son usadas las masas reales en vez de masa ficticias para una óptima convergencia del esquema de solución estática. Para cada tetraedro contribuye un cuarto de su masa (calculado a partir de la densidad de la zona y el área) para cada uno de los 4 nodos asociados (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

El cálculo de intervalo de tiempo crítico se hace mediante la expresión (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

$$\Delta t_{crit} = \min \left\{ \frac{V}{C_p A_{m\acute{a}x}^f} \right\} \quad (4.35)$$

Donde V es el volumen de tetraedro, C_p es la velocidad de propagación de la onda de compresión, y $A_{m\acute{a}x}^f$ es el área máxima de una cara asociada a la subzona del tetraedro. La función $\min\{\}$ que se evalúa en todos los elementos, incluyendo la contribución de los módulos estructurales y las interfaces. Para el cálculo del intervalo de tiempo se usa un factor de seguridad de 0.5, quedando de la siguiente manera:

$$\Delta t_d = \frac{\Delta t_{crit}}{2} \quad (4.36)$$

Los aspectos para considerar en el modelado numérico ante carga dinámica son: las cargas y las condiciones de frontera, la transmisión de ondas a través del modelo y el amortiguamiento mecánico (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

La carga dinámica puede ser aplicada como historia de aceleraciones, velocidades, esfuerzos o fuerzas en cualquier punto del modelo, generalmente en la base del mismo. Las reflexiones de las ondas en las fronteras del modelo pueden ser reducidas especificando fronteras viscosas o de campo libre (Itasca Consulting Group Inc., 2009). En el presente trabajo fueron utilizadas las de campo libre.

Este tipo de fronteras (campo libre) no permiten que las ondas que viajan a la superficie sufran distorsión en las fronteras del modelo, ya que estas simulan el modelo como infinito. Las fronteras laterales de la malla principal se acoplan con la malla de campo libre mediante amortiguadores viscosos a fin de simular una frontera absorbente (Figura 4.24), y las fuerzas fuera de equilibrio de la malla de campo libre respecto a la malla principal son aplicadas en la frontera del modelo. Si el movimiento de la malla principal difiere de la malla de campo libre, los amortiguadores actuarán para absorber la energía (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

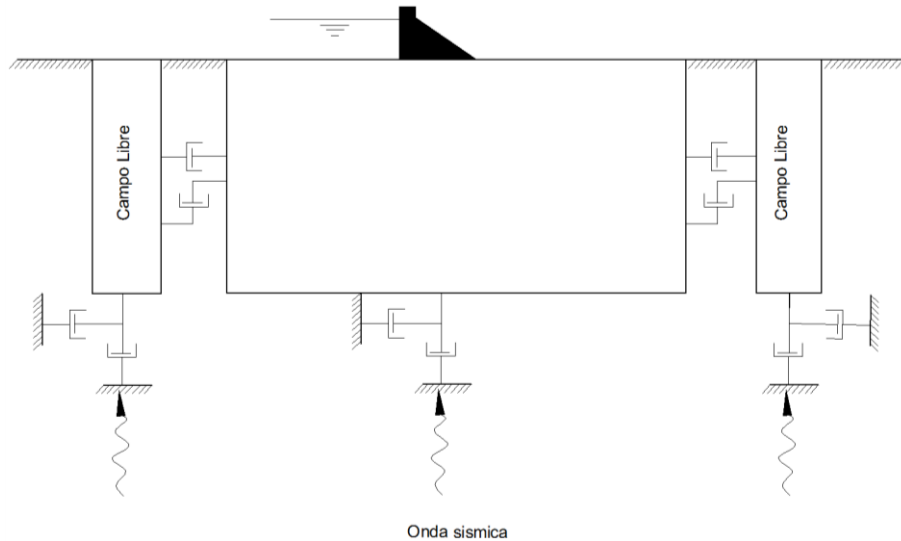


Figura 4.24 Modelo para análisis dinámico con fronteras de campo libre (Itasca Consulting Group Inc., 2009)

Para los sistemas dinámicos naturales, se debe de tener algún grado de amortiguamiento de la energía en la vibración del sistema, sin el cual este oscilaría indefinidamente cuando es sometido a fuerzas que lo impulsan. El amortiguamiento se debe en parte a la pérdida de energía como resultado de la fricción interna del material. En *FLAC^{3D}*, el amortiguamiento reproduce en magnitud y forma la energía perdida en un sistema sujeto a carga dinámica (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

El amortiguamiento usado para los análisis dinámicos presentados en este trabajo es el amortiguamiento local. Este fue originalmente diseñado como un medio para equilibrar simulaciones estáticas, sin embargo tiene algunas características atractivas para las simulaciones dinámicas. Este amortiguamiento opera por adición o sustracción de la masa de los nodos durante ciertos momentos en el ciclo de oscilación. La masa es conservada, ya que la cantidad de masa añadida es la misma que la sustraída. La masa es añadida cuando la velocidad cambia de signo, y sustraída cuando pasa por un punto máximo o mínimo. Por lo tanto los incrementos de energía cinética son removidos dos veces en cada ciclo de oscilación. El amortiguamiento se especifica a través del coeficiente de amortiguamiento local α_L , el cual se relaciona con el amortiguamiento crítico ξ mediante la siguiente expresión (Itasca Consulting Group Inc., 2009).

$$\alpha_L = \pi\xi \quad (4.37)$$

4.4.3 Características generales del modelo

El modelo tridimensional de diferencias finitas comprende dos estaciones de la línea 12 del metro, Zapata y Parque de los Venados, y el tramo de túnel que las une. Adicionalmente está considerado el depósito de suelo que circunda a estas estructuras con la estratigrafía del sitio.

El modelo fue creado considerando el trazado en planta del tramo, donde se incluye el alineamiento del túnel y los cambios en la estratigrafía del depósito de suelo. El alineamiento de túnel presenta dos curvas horizontales cómo se muestra en la Figura 4.25, y donde el modelo parte de ser recto, y posteriormente se adapta la malla

para describir adecuadamente el trazado en planta (Figura 4.26). La deformación de la malla consiste en desplazar ciertas secciones de forma segmentada para alcanzar la geometría del trazado.

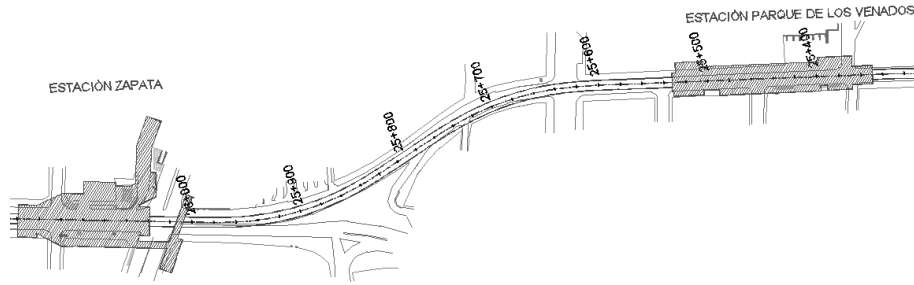


Figura 4.25 Trazado en planta del tramo en estudio

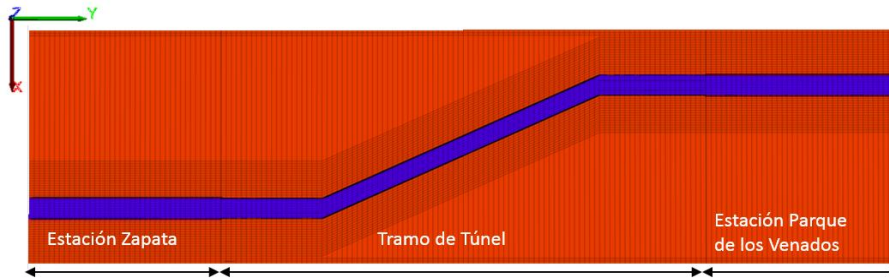
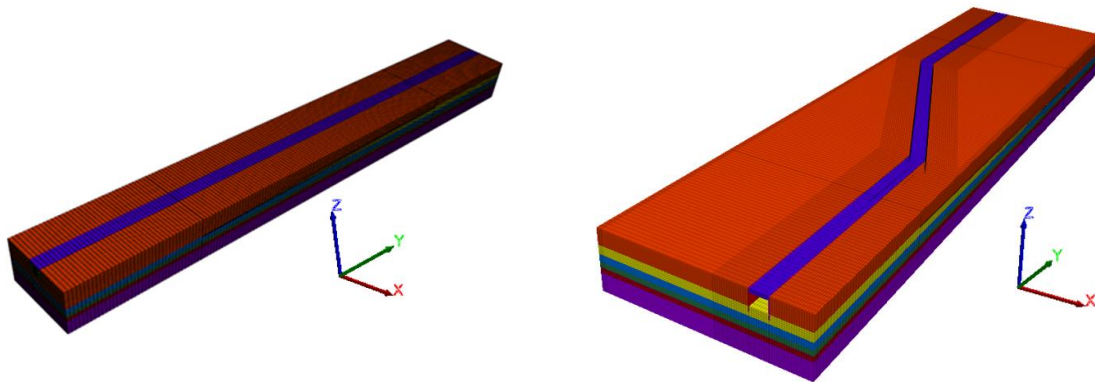


Figura 4.26 Modelo tridimensional visto en planta

Para verificar que dichos cambios en la geometría no afectan los resultados del análisis, se realizó una comprobación, en la cual se comparan la respuesta de los dos modelos (recto y deformado) en términos de los desplazamientos y las aceleraciones (Figura 4.27). Este modelo se lleva a cabo mediante la implementación de un sismo sintético con una duración de 4 segundos (Figura 4.28), y se realiza una comparación de las historias de desplazamiento y aceleración resultantes de los elementos equivalentes en cada una de los modelos planteados.



a) b)
Figura 4.27 Modelos tridimensionales en *FLAC^{3D}*. a) Recto. b) Deformado.

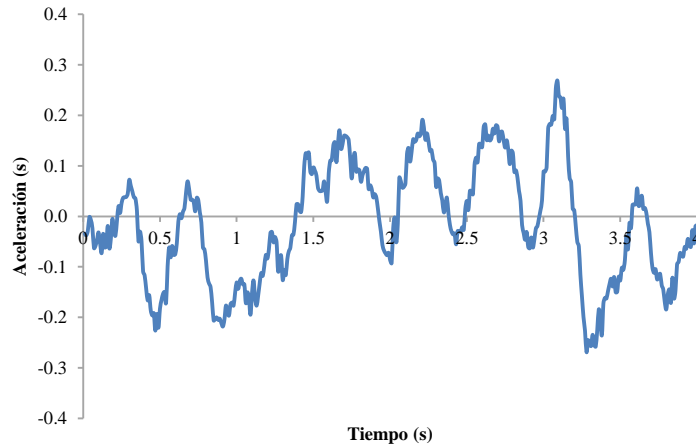


Figura 4.28 Sismo sintético corto.

Los puntos monitoreados son tres, estos se encuentran en la zona de la estación Zapata, debajo la estación (Punto B) y a cada lado de los muros Milán (Puntos A y C), aproximadamente a una profundidad de 24 m medidos desde la superficie (Figura 4.29). El seguimiento realizado durante el corto evento sísmico en los dos modelos (recto y deformado) muestran compatibilidad de deformaciones (Figura 4.30 y Figura 4.31) y aceleraciones (Figura 4.32 y Figura 4.33) para los tres puntos analizados. Por lo que se puede concluir que el alargamiento de algunos de los elementos del modelo deformado no genera cambios sustanciales en los resultados en las zonas monitoreadas y por lo tanto puede ser usado para la realización de los análisis.

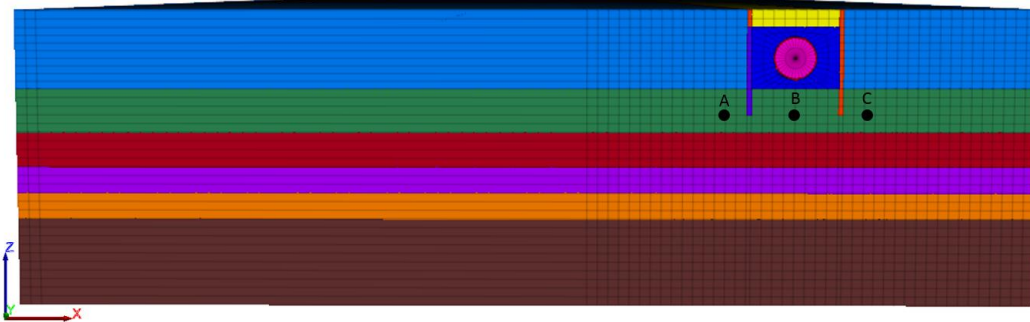


Figura 4.29 Localización de los puntos monitoreados.

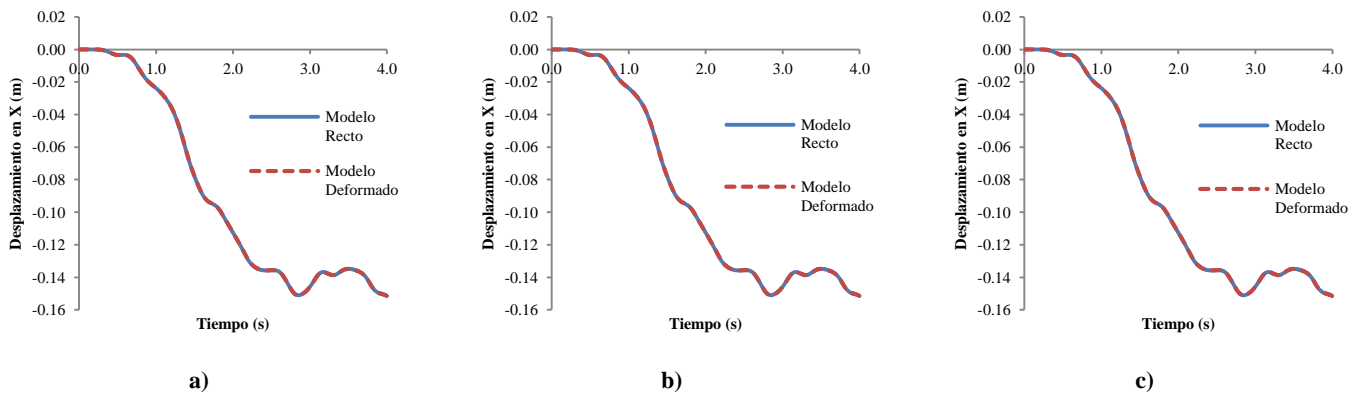


Figura 4.30 Desplazamientos en dirección X. a) Punto A. b) Punto B. c) Punto C.

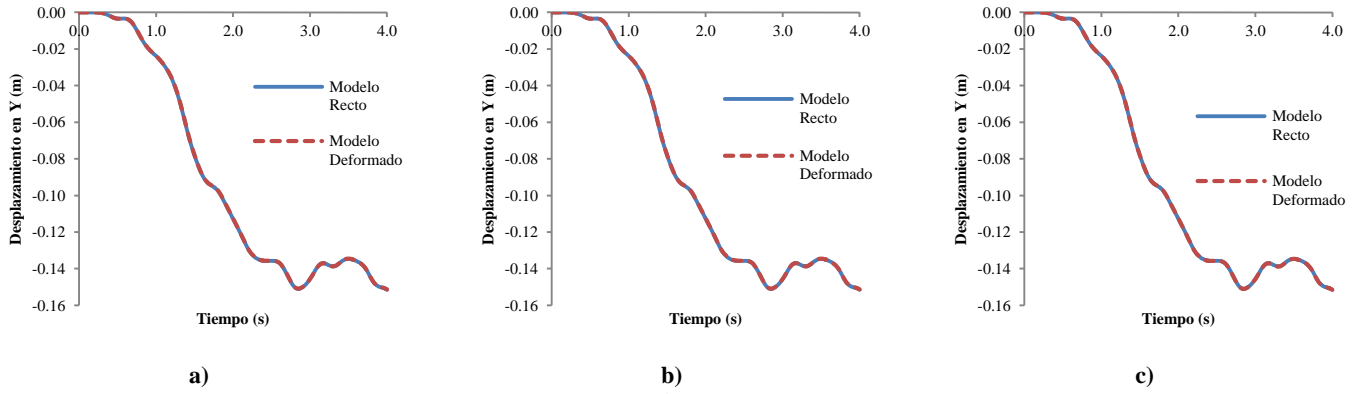


Figura 4.31 Desplazamientos en dirección Y. a) Punto A. b) Punto B. c) Punto C.

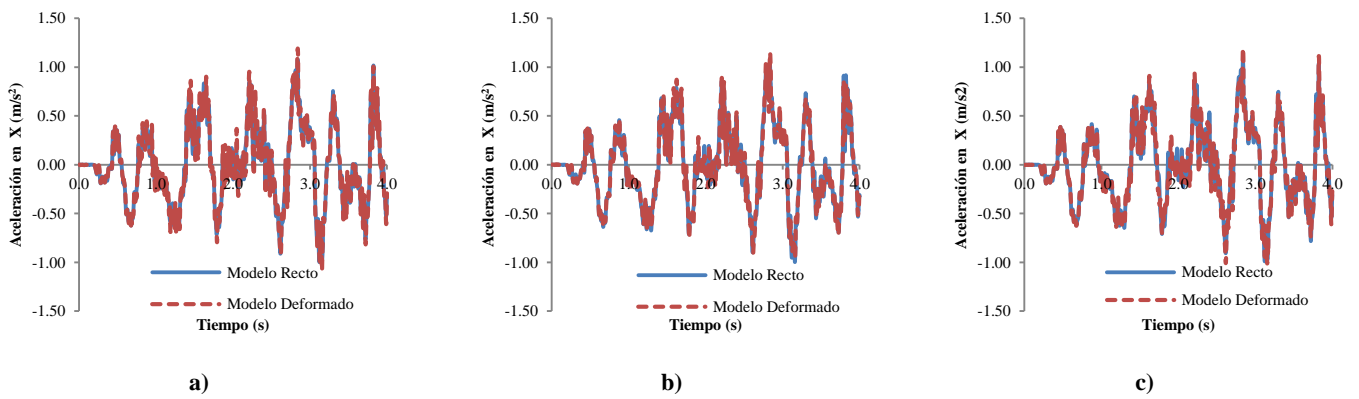


Figura 4.32 Aceleraciones en dirección X. a) Punto A. b) Punto B. c) Punto C.

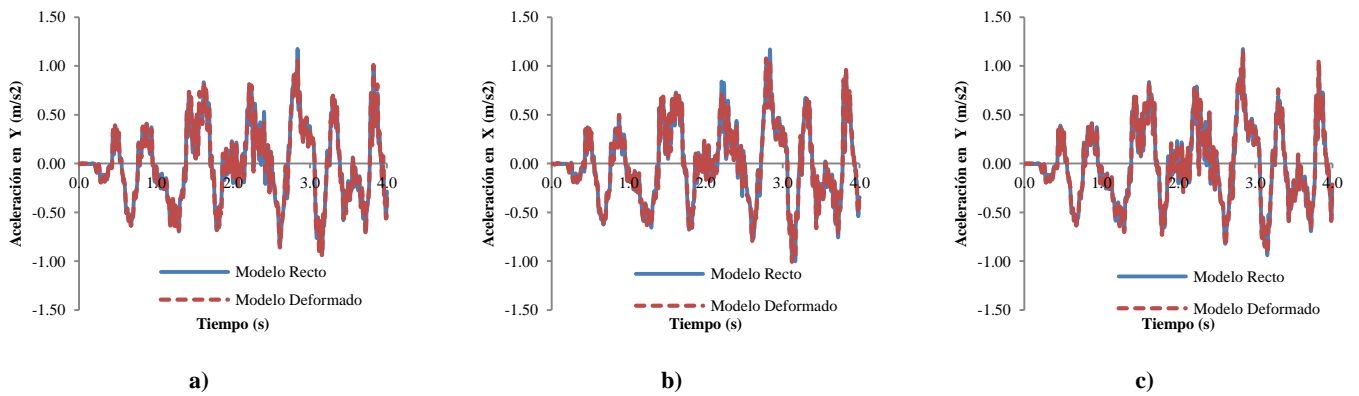


Figura 4.33 Aceleraciones en dirección Y. a) Punto A. b) Punto B. c) Punto C.

4.4.4 Modelo del depósito de suelo

El modelo tridimensional de diferencias finitas consta de 630 525 nodos y 608 004 elementos, los cuales conforman en su mayoría el depósito de suelo que circunda la estructura subterránea. Los elementos son en su mayoría tetraedros de 8 nodos, y los restantes corresponden a cuñas de 6 nodos.

El modelo tiene 202 m de ancho, 861 m de largo y 68 m de alto. Las dimensiones fueron definidas por la geometría de la zona estudiada (dimensiones y alineamiento de la estructura) como por la distancia necesaria para minimizar los efectos potenciales de refracción de las ondas en el semiespacio por las fronteras.

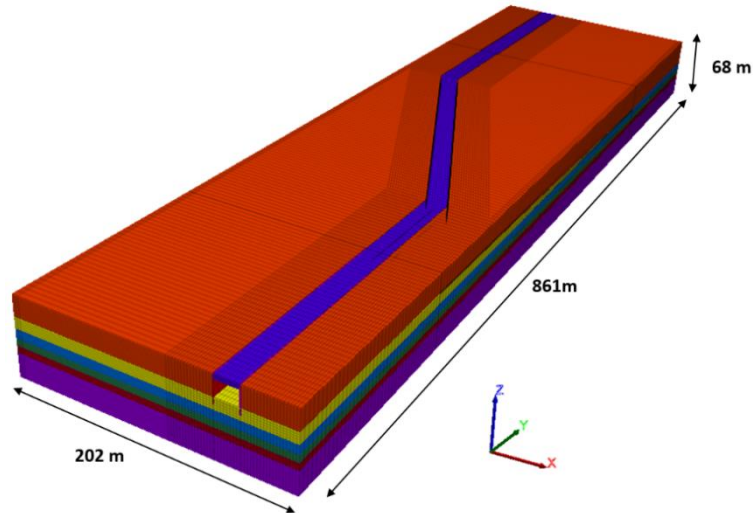


Figura 4.34 Modelo tridimensional de diferencias finitas.

El modelo del depósito de suelo consta de seis estratos, los cuales presentan una variación de sus espesores a lo largo del modelo (Figura 4.35), principalmente del primer y segundo estrato. El primer estrato corresponde a la arcilla lacustre, material altamente compresible, que es subdividido en otros cinco estratos. Este primer estrato es subyacido por cinco estratos más compactos, lo que genera un importante contraste de rigideces, influyendo de manera importante en la respuesta sísmica del modelo. En la Figura 4.36 se presenta la estratigrafía del depósito de suelo con la variación de los espesores de cada estrato a lo largo del modelo de diferencias finitas.



Figura 4.35 Estratigrafía longitudinal del modelo de diferencias finitas.

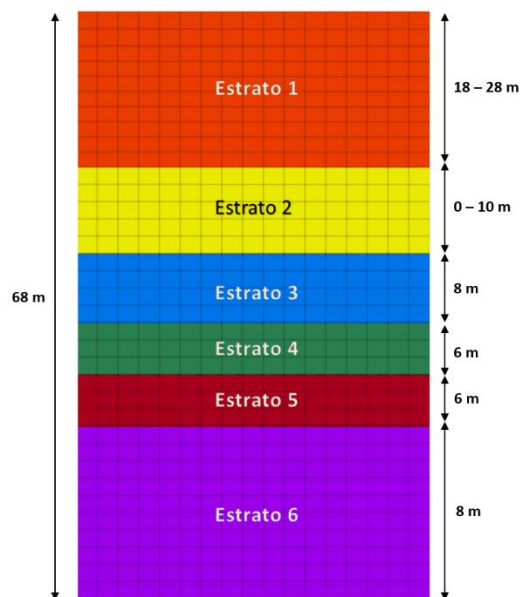


Figura 4.36 Variación de los espesores de los estratos del depósito de suelo en el modelo tridimensional.

4.4.5 Modelo de las estaciones y el túnel

Las estaciones subterráneas, tanto Zapata como Parque de los Venados, se modelan teniendo en cuenta las características más relevantes de cada una de ellas, en estas se omiten detalles que pueden no ser significativos para el cálculo preciso del comportamiento del modelo.

Las estaciones tienen 46 m de ancho y 190 m de largo (considerando únicamente la mitad longitudinal de la estación), donde ambas alcanzan una profundidad de 24 m en el punto más alejado de la superficie. Estas se encuentran limitadas por muros Milán, desplantados a 30 m de profundidad, donde en la Figura 4.37a se muestra un corte esquemático de éstas. En el modelo (Figura 4.37b), las estaciones cuentan con una losa superior con propiedades equivalentes, las cuales corresponden a la zona de circulación peatonal o plataformas de acceso, los muros Milán laterales y la zona de plataforma de pasajeros. Para integrar el túnel a la estación, se tiene un muro de concreto que empalma la estación con el túnel (Figura 4.38).

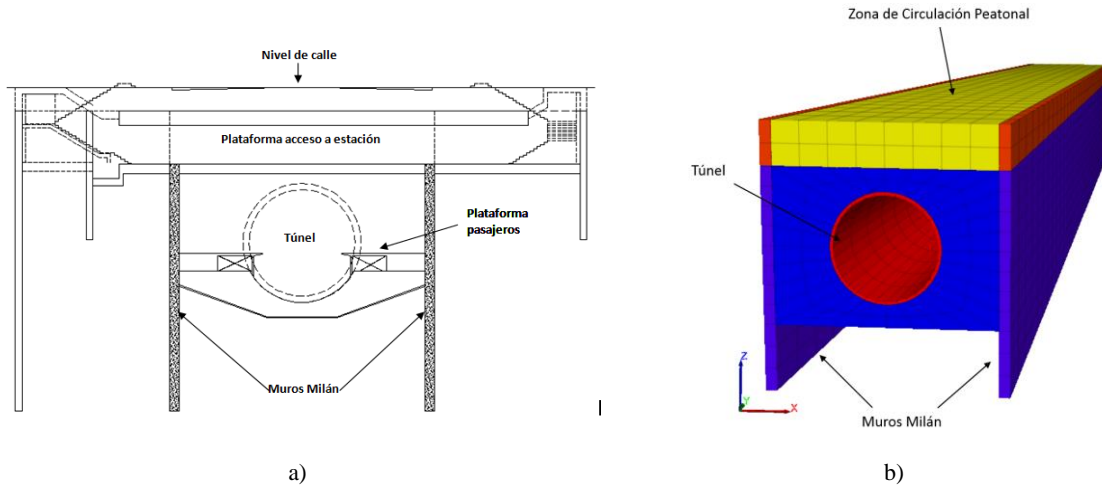


Figura 4.37 Características principales de las estaciones subterráneas. a) Sección transversal de típica de las estaciones Zapata y Parque de los Vanados. b) Vista frontal del modelo de diferencias finitas de una estación.

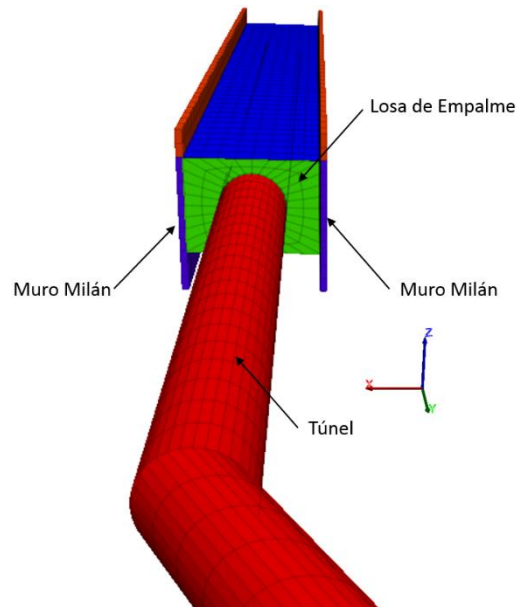


Figura 4.38 Integración túnel - estación

El túnel lo conforman anillos con 8 dovelas de 40 cm de espesor, su diámetro interno es de 10 m. Para fines de la modelación, debido que el túnel podría considerarse como somero, se asume que el recubrimiento es continuo, con propiedades de rigidez equivalentes a las de los elementos originales.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis numéricos realizados en el programa de diferencias finitas *FLAC^{3D} Versión 4.0*. Estos corresponden a la respuesta dinámica del modelo ante un evento sísmico determinado (numeral 4.2.3). En estos análisis se identifica la evolución de la respuesta del sistema suelo-estructura a lo largo de un período de 50 años, donde se considera la evolución de las propiedades del depósito de suelo por el fenómeno del hundimiento regional. El análisis se realiza a partir del año 2012, año en el cual entra en operación la nueva línea del metro, y se determina la evolución de la respuesta hasta el año 2062, en intervalos de 10 años.

Para determinar la influencia de la estructura en la respuesta del sistema, se construye la estructura subterránea (sistema estaciones – túnel – suelo) dentro del depósito de suelo, y se compara la respuesta dinámica con respecto a la de campo libre (depósito sin estructura). Este análisis se presenta para el primer año del estudio (2012) y a los 50 años de operación de la línea (2062). En este se obtienen los espectros de respuesta de los años mencionados tanto para campo libre como para el modelo de interacción y así determinar la influencia de la estructura en el depósito de suelo.

Para determinar el cambio de la respuesta del sistema en el tiempo, se realiza un análisis de aceleraciones, desplazamientos y esfuerzos, de puntos específicos del modelo que pueden considerarse críticos o de gran importancia.

5.1 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE CAMPO LIBRE E INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

En este numeral se presentan las diferencias de la respuesta sísmica en el modelo bajo dos casos: el primero considera el terreno con estratificación variable sin tener en cuenta la estructura dentro del depósito de suelo (campo libre), y la segunda considera el mismo depósito estratificado teniendo en cuenta la interacción de las estaciones y el tramo de túnel (interacción suelo-estructura). Este análisis se lleva a cabo solo para dos años, para el inicio de operación de la estructura (2012) y para 50 años en el futuro (2062).

Para identificar los cambios en la respuesta se hizo seguimiento a las historias de aceleraciones en superficie, en las zonas donde se encontrarán las conexiones entre el túnel y las estaciones, tanto en la dirección transversal (X) como longitudinal del modelo (Y) (Figura 5.1). Esto con el fin de tener clara la respuesta del modelo y relacionarla con el perfil estratigráfico de cada sitio. En la estación Zapata (EZ) se encuentran suelos de mayor rigidez a menor profundidad, mientras que en la estación Parque de los Venados (EPDLV) se encuentran suelos más blandos y espesores mayores de estratos compresibles.

Antes de analizar los resultados del modelo de diferencias finitas se calculó el periodo dominante de los depósitos de suelo de acuerdo al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias del D.F. (NTC, 2004) para los sitios de las estaciones Zapata y Parque de los Venados (Tabla 5.1). El cálculo de estos períodos corresponde a los años 2012 y 2062; en este se considera únicamente el cambio en la rigidez de los materiales, despreciando la reducción de los espesores de los estratos en el tiempo, siendo un cálculo aproximado.

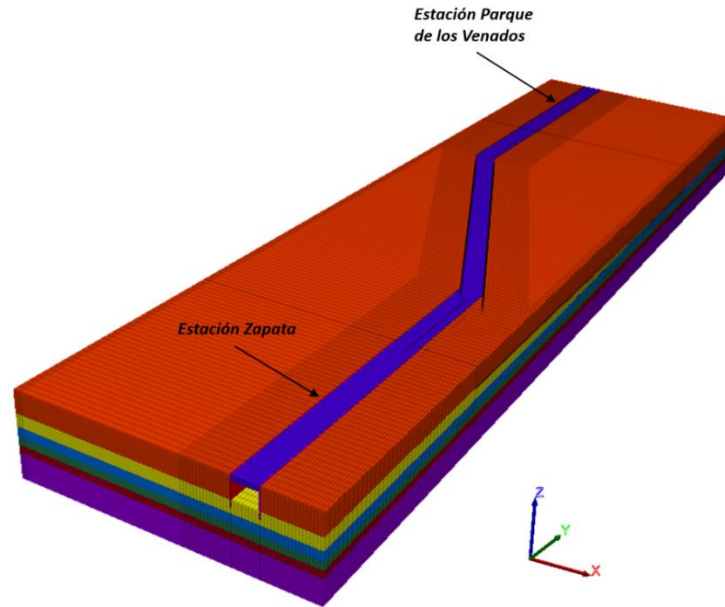


Figura 5.1 Modelo numérico

Tabla 5.1 Estratigrafía de las estaciones Zapata (EZ) y Parque de los Venados (EPDLV) para la determinación del período dominante en el 2012 y 2062

Estrato	Estación Zapata					Estación Parque de los Venados				
	H (m)	2012		2062		H (m)	2012		2062	
		Vs (m/s)	G (t/m ²)	Vs (m/s)	G (t/m ²)		Vs (m/s)	G (t/m ²)	Vs (m/s)	G (t/m ²)
1	3.95	176	4760	176	4760	3.95	176	4760	176	4760
2	3.74	96	1059	97	1088	3.74	96	1059	97	1088
3	0.44	311	16316	311	16316	0.44	311	16316	311	16316
4	10.43	117	1584	134	2055	10.43	117	1584	134	2055
5	0.00	259	11298	259	11298	2.28	259	11298	259	11298
6	0.00	125	1807	140	2273	7.16	125	1807	140	2273
7	9.44	380	2799	380	2799	0.00	380	2799	380	2799
8	8.00	409	29841	409	29841	8.00	409	29841	409	29841
9	6.00	489	45094	489	45094	6.00	489	45094	489	45094
10	6.00	352	22735	352	22735	6.00	352	22735	352	22735
11	20.00	420	32007	420	32007	20.00	420	32007	420	32007

En la Tabla 5.2 se presentan los períodos dominantes calculados de acuerdo a la normativa vigente (NTC, 2004) para las dos zonas de interés y los dos años extremos del intervalo de tiempo en estudio (2012 y 2062). El período dominante para la EZ en el año 2012 es 1.0 s, para el año 2062 este tiene un valor de 0.85 s, mostrando una reducción del 14 % por el efecto de la rigidización del depósito de suelo en el tiempo. En la EPDLV se presenta una reducción mayor del período del depósito de suelo en el intervalo de 50 años (21 %), comenzando con un período de 1.04 s en el año 2012, y de 0.82 s para el 2062. Esta disminución del período del suelo es mayor porque en este sitio se encuentra un mayor espesor de estratos, por lo tanto los cambios en la rigidez de estos materiales tienen una mayor influencia.

Tabla 5.2 Períodos dominantes de las zonas en estudio para los años 2012 y 2062

Zona	Período, Ts (s)	
	2012	2062
Zapata	1.00	0.85
Parque de los Venados	1.04	0.82

Para determinar los espectros a partir de la historia de aceleraciones y con estos el cambio de la respuesta de los depósitos de suelo de las dos zonas estudiadas, se determinó la historia de aceleraciones en dirección X y Y, en la superficie del terreno, como ya se ha mencionado. En el caso de análisis de campo libre se consideran los elementos estructurales del modelo como suelo al asignarles propiedades de los estratos del depósito correspondientes. En los dos modelos (campo libre e interacción suelo-estructura) se monitorean los mismos nodos con el fin de poder realizar la comparación de la respuesta de ambos modelos.

Los espectros de respuesta en la zona de la EZ para campo libre se presentan en la Figura 5.2. En estos puede apreciarse como la magnitud de las aceleraciones es levemente mayor en dirección X (dirección transversal al modelo) que en dirección Y (dirección longitudinal). También se observa que las aceleraciones pico de los espectros disminuyen en el tiempo para las dos direcciones; además se presenta un corrimiento hacia la izquierda de estos, evidenciando como se aumenta la rigidez del depósito al reducirse el período dominante del mismo. El período dominante del depósito es de 0.85 s para el año 2012, y se reduce a 0.72 s a los 50 años (15 % con respecto al 2012) para las dos direcciones (X y Y). La aceleración máxima de los espectros en superficie en el año 2012 son de 3.18 m/s^2 y 2.99 m/s^2 , para las direcciones X y Y respectivamente, las cuales en el año 2062 se ven reducidas un 30 % con respecto al 2012, obteniendo aceleraciones máximas de 2.12 m/s^2 para la dirección X y de 2.05 m/s^2 para la dirección Y.

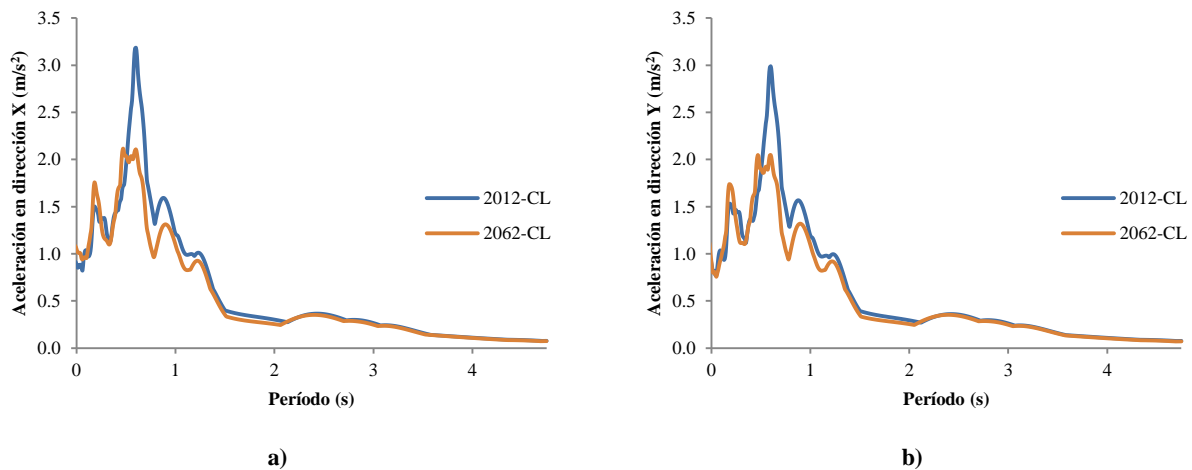


Figura 5.2 Espectros de aceleración en superficie para la zona de la EZ para campo libre CL (sin estructura). a) Dirección X. b) Dirección Y.

En la Figura 5.3 se presentan los espectros de repuesta para la zona de la EPDLV considerando únicamente el depósito de suelo (CL). En los espectros se presenta el efecto contrario a la otra zona, las aceleraciones en dirección X son menores a las obtenidas en la dirección Y, esto puede ser ocasionado por la variación de la estratigrafía en el modelo en una sola dirección (Y). También se observa como las aceleraciones aumentan en el tiempo, donde la magnitud de la aceleración pico para el año 2012 es de 1.78 m/s^2 y 3.35 m/s^2 , para la dirección X y Y respectivamente, mientras que para el año 2062 éstas alcanzan valores de 2.33 m/s^2 y 3.59 m/s^2 , aumentando en un 30 % en dirección X, y 7 % para la dirección Y. Con respecto al período dominante del depósito, se observa como el corrimiento hacia la izquierda de los espectros es más pronunciado en esta zona. En el año 2012 el período es de 1.11 s, para la dirección X, y este alcanza un valor de 0.84 s, reduciéndose un 24 % con respecto al año 2012. Para la dirección en Y, la reducción del período dominante es de 18 % aproximadamente, con un valor de 1.12 s en el 2012 y de 0.92 s en el 2062. Estas diferencias son más notables debido a que se presenta mayores espesores de estratos compresibles en esta zona, generando que los cambios en la rigidez sean más notorios en la respuesta global del depósito.

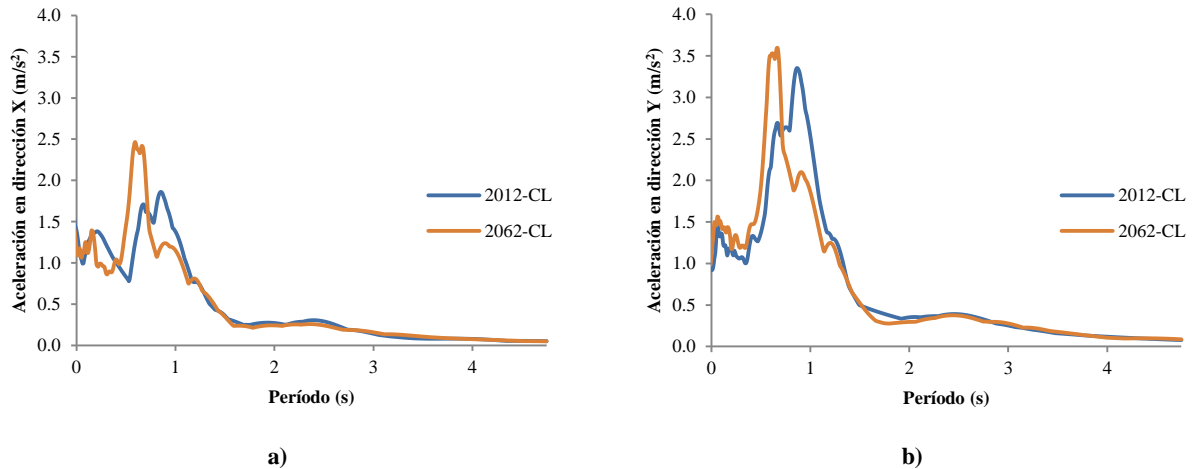


Figura 5.3 Espectros de aceleración en superficie para la zona EPDLV para campo libre CL (sin estructura). a) Dirección X. b) Dirección Y.

En términos generales se puede decir que se encuentran similitudes en los períodos calculados de acuerdo a las NTC 2004 para las dos estratigrafías (EZ y EPDLV), con los periodos dominantes obtenidos mediante espectros de respuesta del modelo de diferencias finitas para los años 2012 y 2062. El período dominante del suelo para la dirección X, resultante del modelo numérico para zona de la estación Parque de los Venados, es el que más ajusta al período calculado de acuerdo a las NTC2004. Las variaciones presentadas pueden deberse a la influencia de los estratos inclinados en el sentido longitudinal del modelo y a que el método presentado en las Normas es bastante simplificado.

En la Figura 5.4 se presenta los espectros de respuesta para el modelo de campo libre (CL) y el modelo de interacción suelo–estructura (E) para las direcciones X y Y, en los años 2012 y 2062, para la zona de la EZ. Para el año 2012 (Figura 5.4 a y b) se observa como el modelo de interacción (línea punteada) presenta una menor magnitud de la aceleración que el modelo de campo libre. Al considerar la interacción suelo-estructura la aceleración pico disminuye a 2.60 m/s^2 y 2.32 m/s^2 (18 % y 20 %) para la dirección X y Y respectivamente. También se observan modificaciones en el período al considerar que la estructura modifica el contenido de frecuencias de la respuesta debido a sus características de rigidez y geometría, ya que los períodos son mayores en las dos direcciones. En la dirección X se obtiene un período dominante con valor de 0.97 s, y 0.91 s para la dirección Y, aumentando 14 % y 7 %, respectivamente.

En los espectros de respuesta para el año 2062 (Figura 5.4c y d) se observa el fenómeno contrario que en el 2012 al introducir la estructura al sistema con respecto a las aceleraciones pico. El incremento de éstas con respecto al modelo de campo libre es de 58 % y 52 % (2.1 m/s^2 y 3.12 m/s^2) para las direcciones X y Y, respectivamente. Al igual que en el año 2012 los periodos también sufren un corrimiento hacia la derecha, para el 2062 es del 28 %, es decir un periodo de 0.92 s teniendo en cuenta la influencia de la estructura. Lo cual puede deberse a que el proceso de rigidización del depósito hace que el módulo de rigidez de la estructura subterránea sea más compatible con la del depósito, lo que podría producir este incremento en la aceleración resultante en superficie.

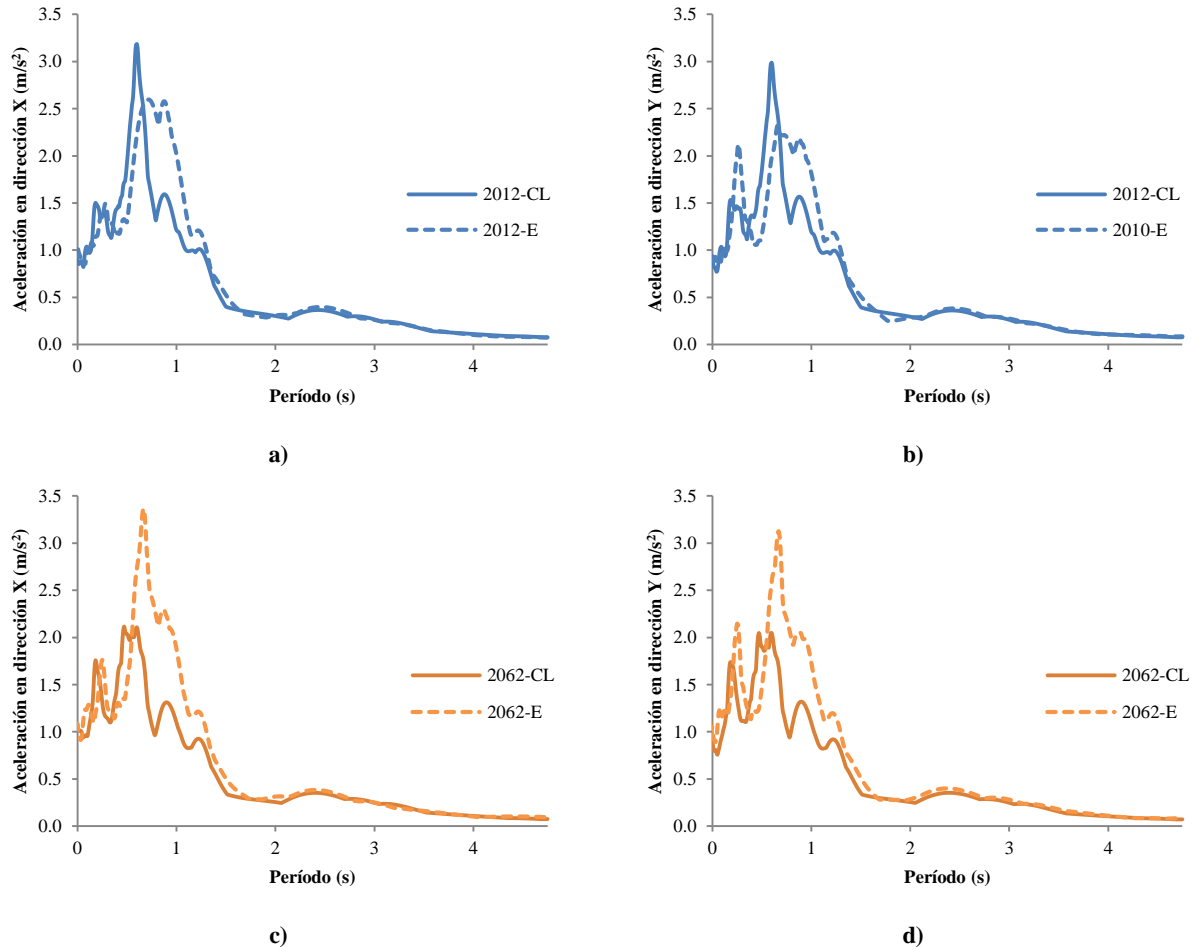


Figura 5.4 Variación de la respuesta sísmica en mediante espectros de aceleración para campo libre (CL) y para el sistema suelo-estructura (E) en el tiempo (50 años) para la zona de la EZ. a) Dirección X, 2012. b) Dirección Y, 2012. c) Dirección X, 2062. d) Dirección Y, 2062.

En la Figura 5.5 se presenta los espectros de respuesta para el modelo de campo libre y el modelo con estructura (direcciones X y Y, en los años 2012 y 2062), para el sitio EPDLV. En términos generales se puede identificar la flexibilización del sistema en la respuesta que considera la estructura por el corrimiento de los espectros hacia la derecha, además que las aceleraciones en dirección Y son mayores que en dirección X. Para el año 2012 (Figura 5.5a y b) la rigidez del sistema no varía notablemente (mostrando un incremento en el período de un 0.8 % y 2 % para la dirección X y Y, respectivamente) al considerar la estructura dentro del depósito de suelo. Esto puede deberse a que los períodos del depósito y la estructura coinciden, por lo que se presenta una amplificación en las ordenadas espectrales para el caso de interacción del 60 % y 16 %, para las direcciones X y Y, respectivamente, siendo un condición desfavorable para la subestructura, ya que se aumentan las solicitaciones de carga sísmica del sistema.

Los resultados para el año 2062 se presentan en las Figura 5.5c y d, en las cuales se muestra un comportamiento contrario al 2012. En este año (2062) el incremento de la rigidez de los depósitos favorece la respuesta, alejándose de esta forma el período de la estructura y el del depósito, por lo que disminuyen las aceleraciones espectrales (reducción del 11 % y 18 % para las direcciones X y Y, respecto a los resultados de campo libre). Para campo libre el período es de 0.84 s y 0.92 s, para las direcciones X y Y respectivamente, mientras que para el sistema suelo-estructura en el modelo, el período dominante alcanza valores de 1.12 s para ambas direcciones, lo que se traduce en un aumento en el período de 33 % y 22 % para las direcciones X y Y. Este comportamiento es favorable para las solicitaciones dinámicas en la subestructura, ya que al incrementarse el tiempo (predicciones a 50 años), las aceleraciones espectrales se disminuyen.

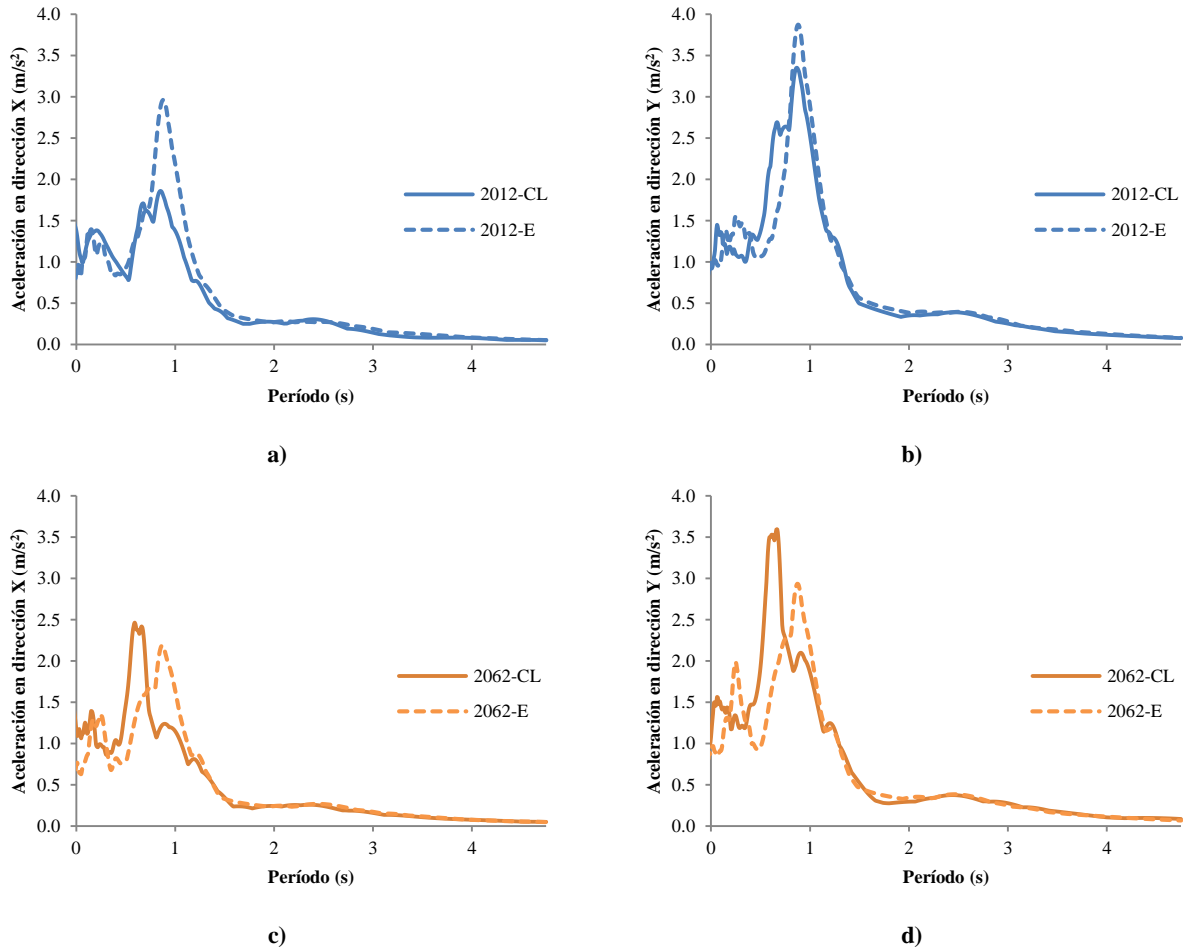


Figura 5.5 Variación de la respuesta sísmica en mediante espectros de aceleración para campo libre (CL) y para el sistema suelo-estructura (E) en el tiempo (50 años) para la zona de la estación Parque de los Venados. a) Dirección X, 2012. b) Dirección Y, 2012. c) Dirección X, 2062. d) Dirección Y, 2062.

En conclusión, la inclusión de la estructura en el modelo de campo libre genera que la respuesta del sistema cambie drásticamente en algunas ocasiones generando que se amplifique o reduzca la aceleración en algunos puntos donde se esperaba una respuesta completamente diferente. Además la inclusión de la estructura en el medio estratificado hace que la influencia de la rigidización del depósito de suelo no se vea reflejada en la respuesta con la modificación del periodo dominante, asociado a la aceleración espectral máxima.

Para visualizar otros aspectos de la interacción suelo-estructura, se normalizaron las aceleraciones espectrales resultantes del modelo suelo-estación-túnel con respecto a las de campo libre para el año y la dirección correspondientes, en estos gráficos el aumento de las aceleraciones espectrales se evidencia cuando las ordenadas son mayores a uno, y cuando son menores indica una disminución de éstas. Para la zona de la EZ el grafico de la aceleración normalizada se presenta en la Figura 5.6, en el cual se observa una gran amplificación de la aceleración alrededor del período 1.1 s, donde para el año 2012 la aceleración del modelo de interacción es 1.8 veces mayor que el modelo de campo libre, y para el año 2062 la aceleración de la interacción es 2.4 veces mayor. Al rigidizarse el depósito de suelo por el hundimiento regional, los períodos de la estructura y el suelo coinciden, haciendo que se amplifiquen las ordenadas espectrales y aumentando las solicitaciones dinámicas en el sistema a futuro. Alrededor de los períodos de 0.3 s y 0.5 s se presentan otros picos donde se amplifican las aceleraciones del modelo de interacción suelo-estructura principalmente para el año 2062; mientras que para el periodo 0.7 s se presenta una reducción significativa de las aceleraciones (28 % en promedio) para todos los años y direcciones de análisis.

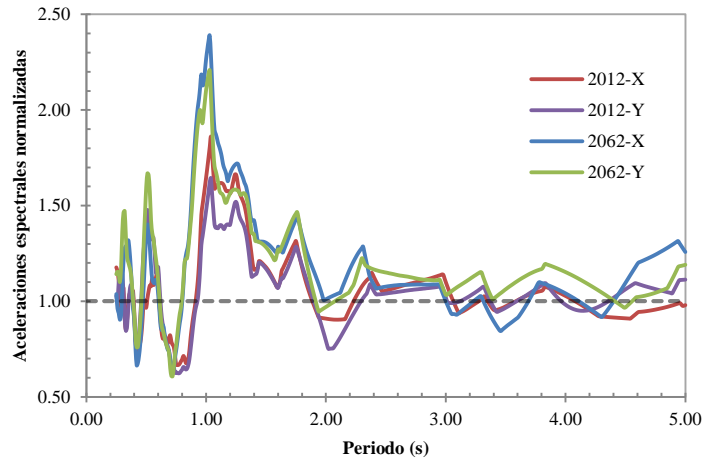


Figura 5.6 Aceleraciones espectrales normalizadas para la estratigrafía de la zona de la EZ.

Para el sitio de la EPDLV se presentan los espectros de respuesta del modelo de interacción normalizados con la aceleración de campo libre en la Figura 5.7. En esta figura se observan cuatro incrementos de las ordenadas espectrales donde se aprecia una amplificación de la aceleración en el modelo. El primer incremento se encuentra alrededor de 0.5 s, donde el modelo alcanza aceleraciones 1.5 veces mayores a las del modelo de campo libre, estas se presentan en el año 2012 para la dirección Y, y en el 2062 para ambas direcciones (X y Y). El segundo se encuentra alrededor de los 0.8 s, donde se presenta una aceleración de 1.22 veces la aceleración de campo libre para el 2012 en la dirección X, pero en este mismo período, para los demás años y direcciones de análisis se presenta una reducción de la aceleración del modelo de interacción de aproximadamente un $\frac{1}{2}$ de la aceleración en campo libre (donde se presentaba el pico máximo para campo libre en las Figura 4.13 c y d). El tercer incremento de las ordenadas se presenta en un período aproximado a 1.1 s, donde la amplificación de las aceleraciones se hace más notable principalmente para la dirección X en los años 2012 y 2062, con aceleraciones de 1.7 y 1.8 veces mayores, respectivamente. En dirección Y también se presenta el incremento en las ordenadas espectrales, pero estas son menores alcanzando unas aceleraciones de 1.15 y 1.5 veces las aceleraciones del modelo de campo libre para los años 2012 y 2062, respectivamente. Otro incremento se presenta alrededor de período de 2 s, donde se observa una amplificación de la aceleración para todos los años y direcciones de análisis. Finalmente el último incremento se presenta en alrededor del período 3.7s, para el año 2012 en la dirección X, en el cual se presenta una amplificación de aproximadamente 1.5 veces la aceleración del modelo en campo libre.

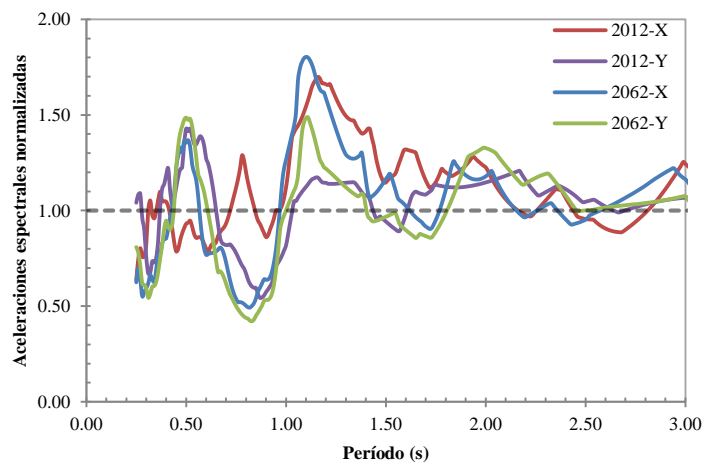


Figura 5.7 Aceleraciones espectrales normalizadas para la estratigrafía de la zona de la EPDLV

En las dos graficas donde se presentan las aceleraciones espectrales normalizadas, tanto para la estratigrafía de la EZ como para EPDLV se observa que el mayor incremento de las ordenadas espectrales coincide para el período 1.1 s, y el segundo incremento se obtiene para períodos de 0.5 s. Se identifica como el período tiende al mismo valor para los dos sitios (EZ y EPDLV), pero considerando que para la EZ es perjudicial este cambio a futuro, ya que se amplifican las ordenadas espectrales, mientras que para la EPDLV el cambio en las propiedades del depósito puede resultar benéfico en el futuro.

5.2 EVOLUCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EL TIEMPO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

En este numeral se presentan los resultados obtenidos para los modelos tridimensionales considerando únicamente la interacción suelo – estructura y el cambio de las propiedades del depósito de suelo por efecto del hundimiento regional expuesto en el numeral 4.3.

En este se analiza el cambio en las aceleraciones, desplazamientos y esfuerzos en el tiempo. Este análisis se lleva a cabo en los sitios más representativos del modelo. Se monitorean cuatro zonas correspondientes a los contactos entre el túnel y las estaciones Zapata (EZ) y Parque de los Venados (EPDLV), y los dos codos o cambios de dirección que presenta el túnel en este tramo (C1 y C2) (Figura 5.8 a). Los puntos que se monitorearon en cada una de estas zonas corresponden a clave y la cubeta del túnel (bóveda y solera) y un punto en superficie correspondiente a la proyección vertical de los dos puntos anteriores (Figura 5.8 b).

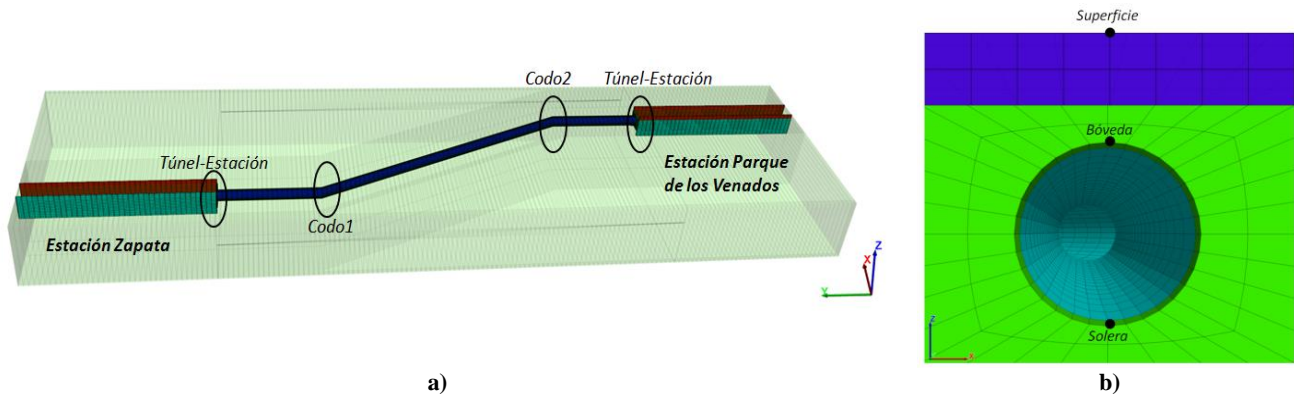


Figura 5.8 Puntos de monitoreo para el análisis de resultados. a) Zonas de monitoreo. b) Puntos de monitoreo por cada zona.

5.2.1 Análisis de aceleraciones

Para realizar el análisis de aceleraciones de las zonas monitoreadas se determinaron los espectros de respuesta de cada punto a partir de la historia de aceleraciones, se trabaja en el dominio de la frecuencia para identificar más fácilmente los cambios que ocurren en éstos en 50 años de estudio. Los resultados se presentan partiendo de la EZ y terminando en la EPDLV.

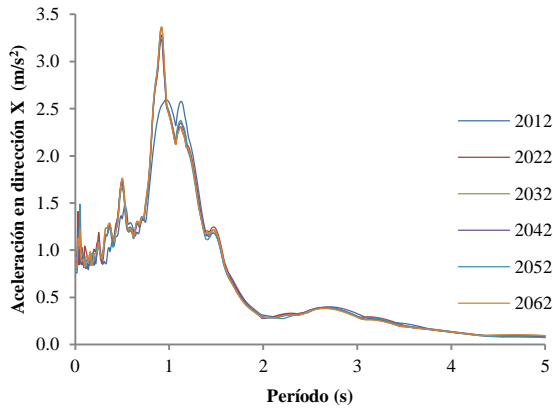
En la EZ se observan grandes cambios con respecto a las aceleraciones espectrales, tanto en dirección X como en dirección Y. A grandes rasgos se pueden evidenciar tres detalles importantes de la Figura 5.9, se observa cómo la aceleración se incrementa con la rigidización del depósito de suelo circundante, se evidencia la amplificación de la respuesta en superficie por la mayor magnitud de la aceleración en estos puntos a diferencia de los monitoreados en profundidad, y por último se observa como la aceleración espectral es mayor en dirección X que en la dirección Y, esto debido a la estratificación y la orientación de las estructuras subterráneas. La magnitud de la aceleración máxima para los puntos en superficie, bóveda y solera en dirección X corresponde a los valores de 2.60 m/s², 2.71 m/s² y 1.52 m/s² para el año 2012, estas mismas para el año 2062 corresponde a aceleraciones de 3.37 m/s², 3.43 m/s² y 1.81 m/s², incrementándose en 30 %, 27 % y 19 % con

respecto 2012 para cada uno de los puntos. Para la dirección Y, las aceleraciones pico de la superficie, bóveda y la solera corresponde a los valores respectivos 3.32 m/s^2 , 2.27 m/s^2 y 1.64 m/s^2 para el año 2012, y de 3.12 m/s^2 , 2.91 m/s^2 y 1.84 m/s^2 para el año 2062, incrementándose en 35 %, 28 % y 12 % respecto a l año 2012.

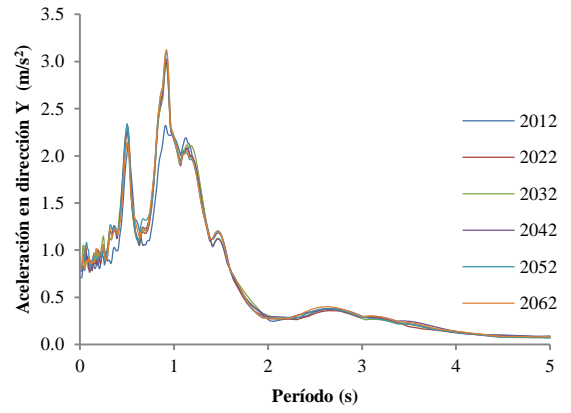
Para la zona del primer cambio de dirección del túnel, codo 1 (C1), en el tramo estudiado los espectros de respuesta se presentan en la Figura 5.10, para los puntos anteriormente señalados y las direcciones X y Y. En estas se presentan características similares a los espectros anteriores, donde las aceleraciones máximas se ven incrementadas en el tiempo y se evidencia la rigidización de los materiales con la reducción en el período. El acortamiento del período es más pronunciado del año 2012 a los siguientes años, donde a partir del año 2022 no muestra un cambio significativo. Esté tiene un valor de 1.12 s en superficie para las direcciones X y Y en el 2012, reduciéndose en 0.91 s para el año 2022 (reducción del 5 % respecto al año 2012) permaneciendo en este mismo valor para los años siguientes. Las aceleraciones pico para la dirección X son de 2.46 m/s^2 , 2.28 m/s^2 y 1.86 m/s^2 , para el terreno en superficie, en la bóveda y la solera del túnel, respectivamente, en el 2012, las cuales se ven aumentadas en un 18 %, 16 % y 14 % a 50 años (2062) respecto al año 2012. Para la dirección Y las aceleraciones máximas aumentan con la rigidización de los materiales, los valores máximos corresponden a los valores de 1.99 m/s^2 , 1.96 m/s^2 y 1.78 m/s^2 (aceleraciones menores a las presentadas en dirección X para el mismo año), las cuales aumentan en un 16 %, 15 % y 15.4 % para el año 2062, con respecto al 2012.

Para la zona del segundo cambio de dirección, codo 2 (C2), se presentan igualmente los espectros de respuesta en la superficie del terreno, bóveda y solera del túnel en la Figura 5.11. En estas figuras se observa que la magnitud de la aceleración es mayor en superficie que en profundidad, pero a diferencia de los comportamientos anteriores muestra una reducción en las aceleraciones espectrales máximas con la rigidización de los depósitos, apareciendo el efecto de interacción que se menciona en el numeral anterior. En estas se observa cómo se tiene valores de aceleraciones máximas del orden de 3.04 m/s^2 , 2.88 m/s^2 y 2.51 m/s^2 , para la superficie, bóveda y solera en el año 2012, y se reducen a valores de 2.33 m/s^2 , 2.26 m/s^2 y 2.04 m/s^2 (23 %, 22 % y 19 %) para el 2062, para dirección X. La aceleración máxima de los espectros en el tiempo para la dirección Y tiene un comportamiento similar, las cuales alcanzan valores de 3.25 m/s^2 , 3.22 m/s^2 y 3.04 m/s^2 en la superficie, bóveda y solera, respectivamente, para el 2012, y se reducen en el año 2062 hasta valores de 2.53 m/s^2 , 2.48 m/s^2 y 2.45 m/s^2 (22 %, 23 % y 20 %) para estos mismos puntos en el año 2062. Para esta zona, el periodo no presenta grandes cambios en el tiempo, con la rigidización del depósito de suelo, el cual tiene valores de 1.13 s en ambas direcciones (X y Y) en el 2012 y se reduce a 1.12 s (0.9 %) para el año 2022, permaneciendo en el mismo valor en los futuros análisis.

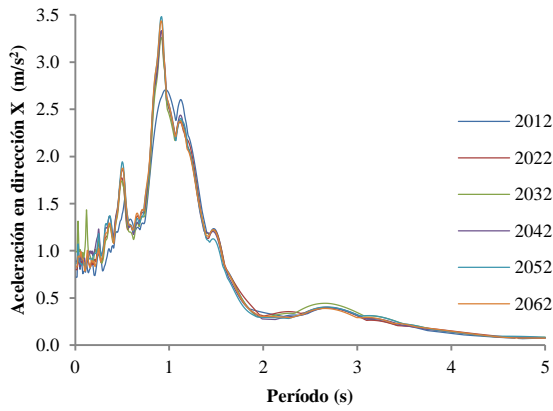
En la zona de la EPDLV, se presentan los espectros de respuesta con un comportamiento similar a los obtenidos para el C2 (Figura 5.12). En estos se observa una mayor reducción de las aceleraciones máximas con el tiempo. En la dirección X, las aceleraciones máximas obtenidas para el año 2012 son 2.97 m/s^2 , 2.85 m/s^2 y 2.54 m/s^2 , para la superficie del terreno, bóveda y solera del túnel, mientras que para el año 2062 estos valores se ven reducidos en 26 %, 28 % y 24 % (2.19 m/s^2 , 2.06 m/s^2 y 1.93 m/s^2) para los mismos puntos. Para la dirección Y las aceleraciones máximas son mayores que en X, las cuales alcanzan valores de 3.88 m/s^2 , 3.67 m/s^2 y 3.31 m/s^2 para superficie, bóveda y solera en el año 2012, y estas se ven reducidas en 24 %, 26 % y 23 % (2.93 m/s^2 , 2.73 m/s^2 y 2.54 m/s^2 , respectivamente), en los mismos puntos señalados. De la misma manera, el periodo no se ve afectado por la rigidización del depósito, el cual alcanza valores de 1.13 s para el año 2012 en ambas direcciones y se reduce en 0.9 % para el año 2052.



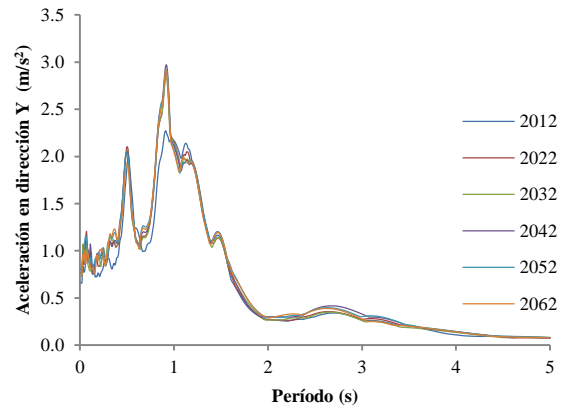
a)



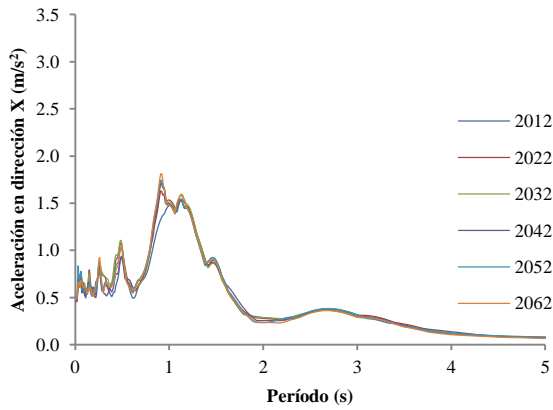
b)



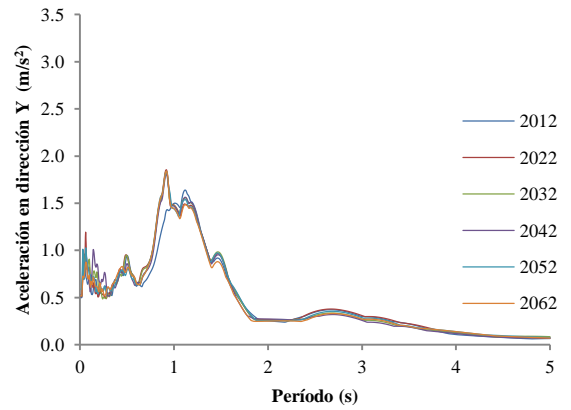
c)



d)

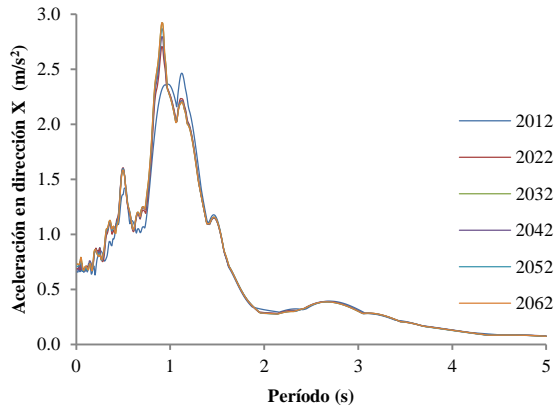


e)

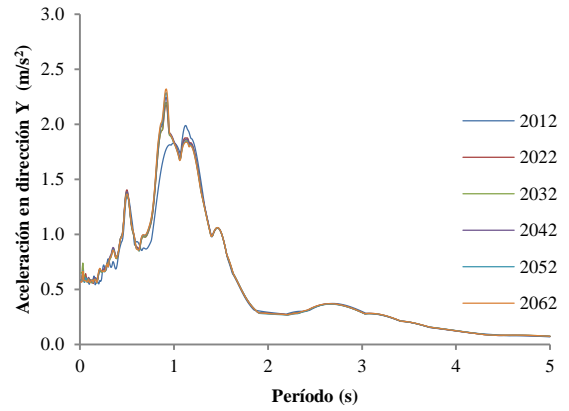


f)

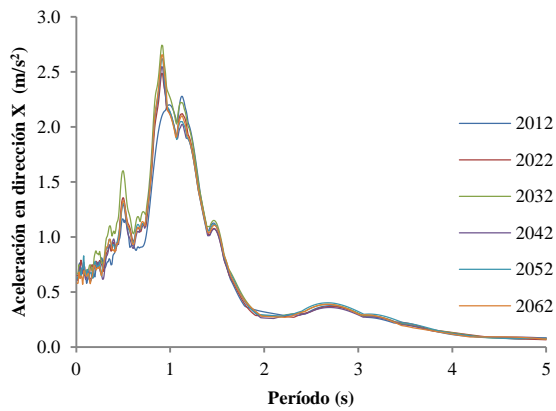
Figura 5.9 Espectros de aceleración en para la zona de la EZ. a) Superficie, dirección X. b) Superficie, dirección Y. c) Bóveda del túnel, dirección X. d) Bóveda del túnel, dirección Y. e) Solera del túnel, dirección X. f) Solera del túnel, dirección Y.



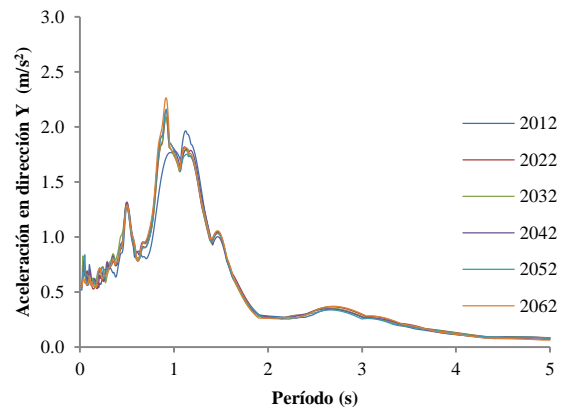
a)



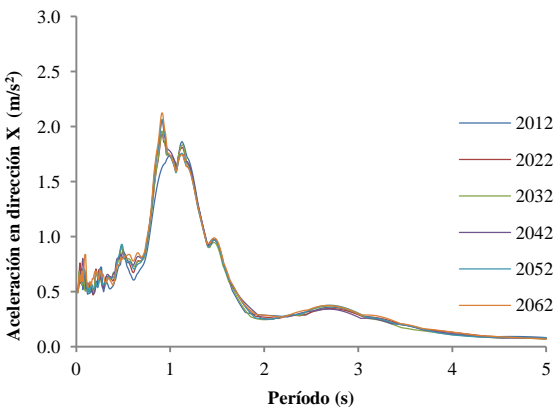
b)



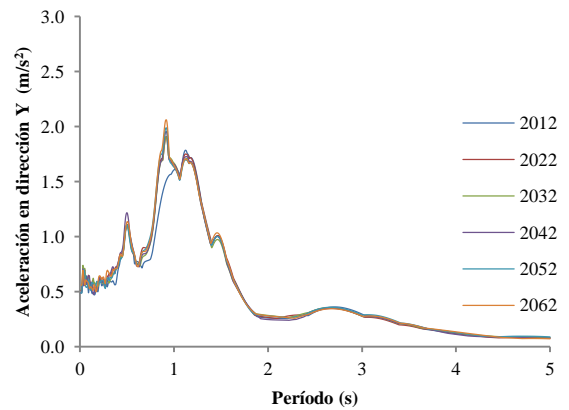
c)



d)

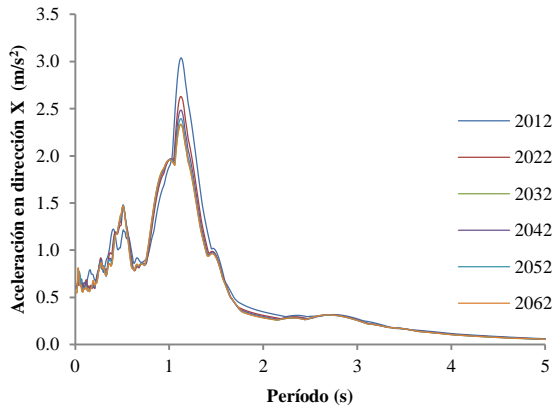


e)

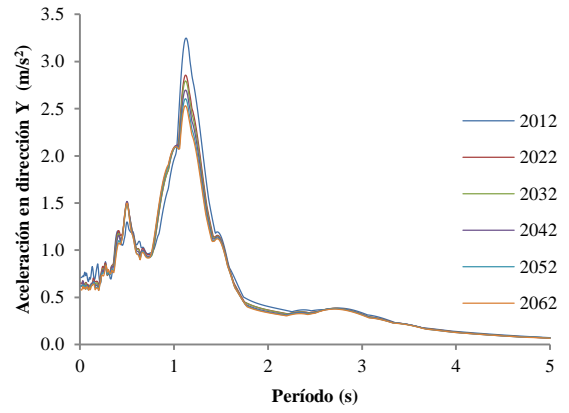


f)

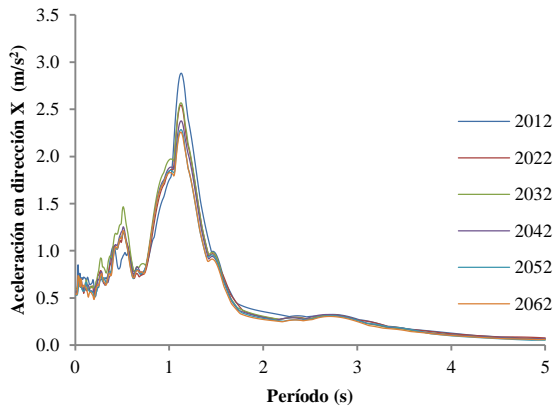
Figura 5.10 Espectros de aceleración en para el C1. a) Superficie, dirección X. b) Superficie, dirección Y. c) Bóveda del túnel, dirección X. d) Bóveda del túnel, dirección Y. e) Solera del túnel, dirección X. f) Solera del túnel, dirección Y.



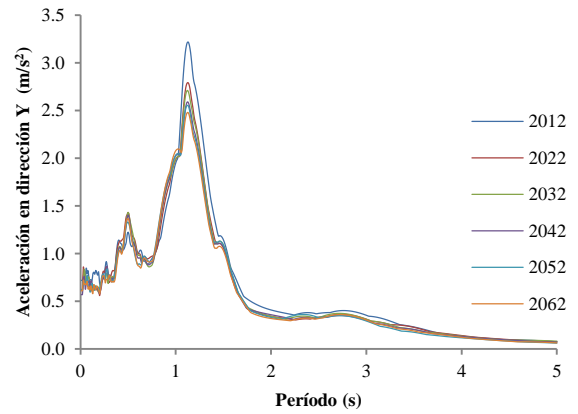
a)



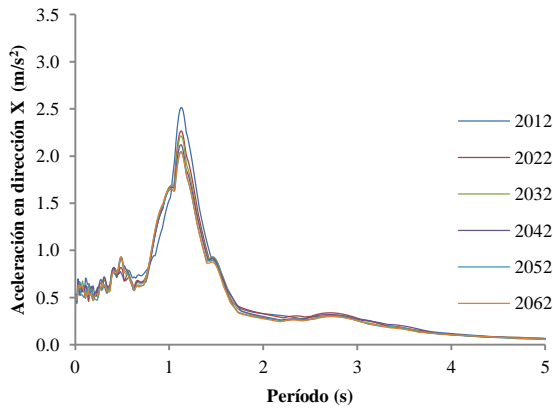
b)



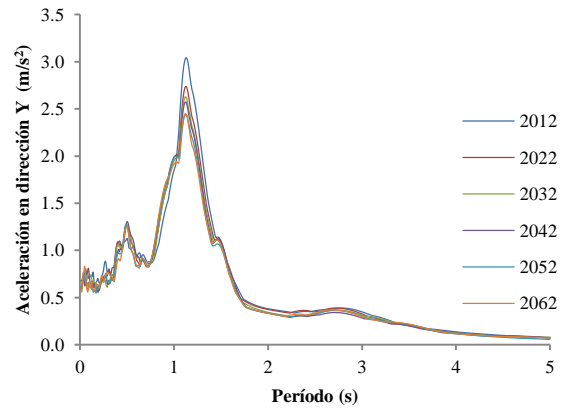
c)



d)

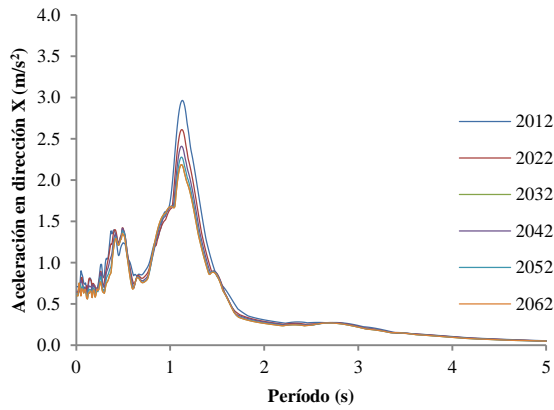


e)

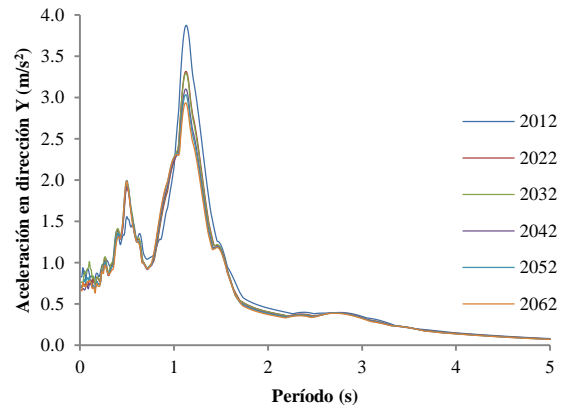


f)

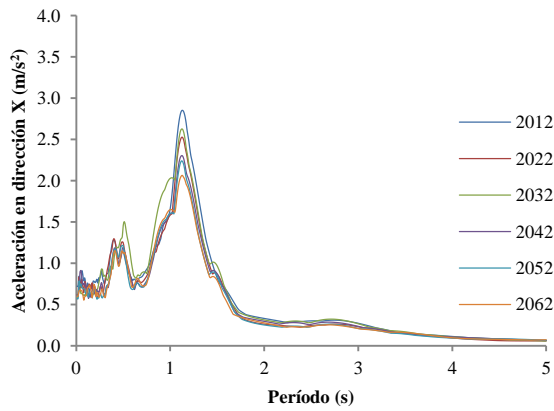
Figura 5.11 Espectros de aceleración en para el C2. a) Superficie, dirección X. b) Superficie, dirección Y. c) Bóveda del túnel, dirección X. d) Bóveda del túnel, dirección Y. e) Solera del túnel, dirección X. f) Solera del túnel, dirección Y.



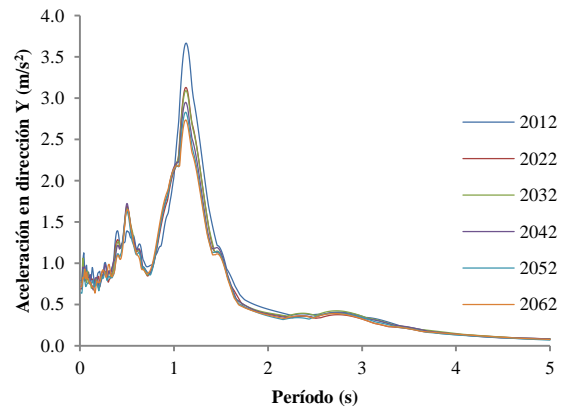
a)



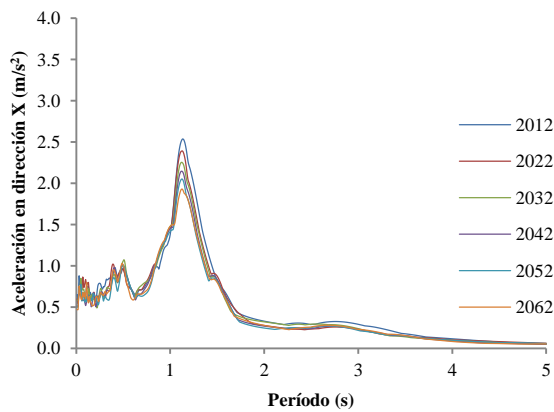
b)



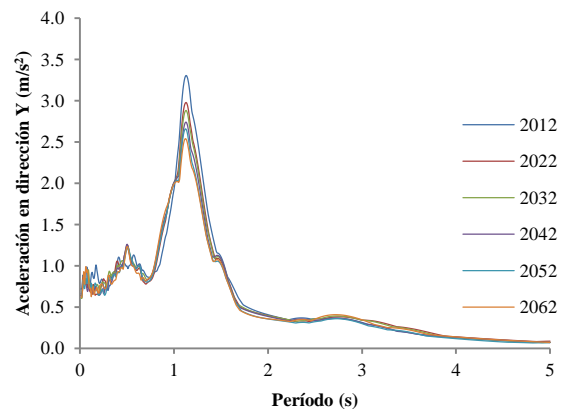
c)



d)



e)



f)

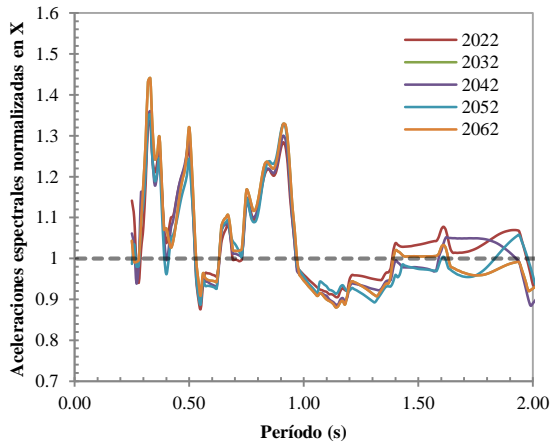
Figura 5.12 Espectros de aceleração em para a zona de la EPDLV. a) Superfície, direção X. b) Superfície, direção Y. c) Bóveda do túnel, direção X. d) Bóveda do túnel, direção Y. e) Solera do túnel, direção X. f) Solera do túnel, direção Y.

De manera análoga a lo presentado en el comparativo de los resultados obtenidos de campo libre e interacción suelo – estructura, para este caso se muestran los espectros de respuesta donde las aceleraciones espectrales se normalizan por el valor de la respuesta obtenida en el año 2012.

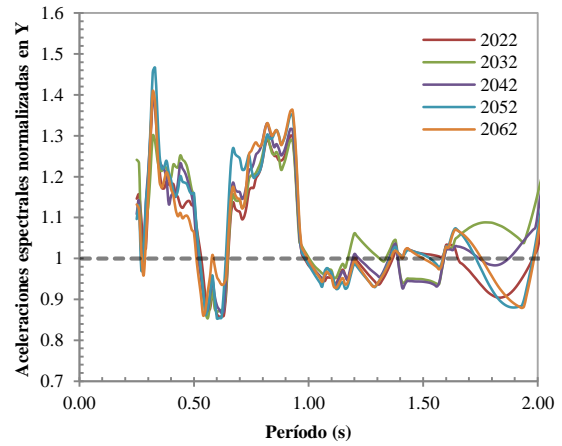
En la Figura 5.13 se presentan las aceleraciones espectrales normalizadas respecto al 2012, para la EZ. En la Figura 5.13a y b se presentan los espectros normalizados en la superficie del terreno para las direcciones X y Y, respectivamente. Para la dirección en X (Figura 5.13a), se tienen que incrementos de las ordenadas espectrales para períodos menores a 0.5 s, donde en el 2062 se alcanza hasta 1.45 veces la aceleración espectral del 2012. La amplificación mostrada alrededor del período de 0.9 s está relacionado con el pico máximo de los espectros de aceleración, donde la amplificación mayor se presenta para las predicciones a largo plazo (50 años) y ésta disminuye al acercarse al 2012. De la misma forma, para la dirección Y (Figura 5.13b) se presentan estas dos amplificaciones, pero en el gráfico se observa una disminución de la aceleración espectral alrededor de los 0.6 s.

En las Figura 5.13c y d se muestran los espectros normalizados para la bóveda del túnel (6 m de profundidad) en la EZ, en dirección X y Y. Estas figuras presentan un comportamiento muy similar al de los gráficos anteriormente descritos. La diferencia de éstas se basa en la separación de las curvas de los años de estudio, donde las amplificaciones máximas se presentan en el año 2052 para la dirección X (Figura 5.13c), mientras que para la dirección Y, las ordenadas espectrales son mayores en el año 2062 para bajos períodos, y el 2042 para los períodos relacionados con el período dominante de vibración del sistema (0.9 s)

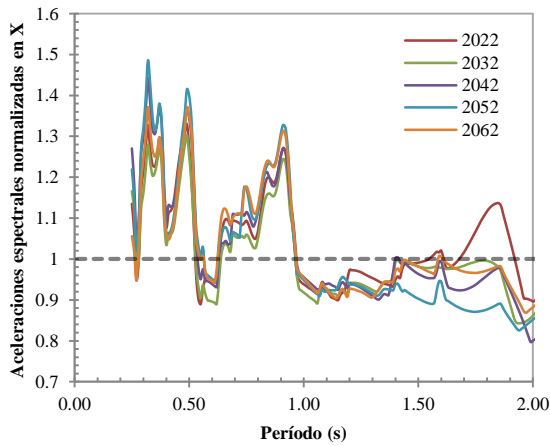
Para la solera del túnel (a 16 m de profundidad) se presenta las aceleraciones espectrales normalizadas en las Figura 5.13e y f, para la zona de la EZ en la dirección X y Y, respectivamente. El comportamiento de estos gráficos cambia en comparación con los otros puntos más superficiales. Para la dirección X (Figura 5.13e) se observa que las ordenadas espectrales sufren amplificaciones varias veces para períodos menores a 1 s. La amplificación máxima relacionada al período pico máximo de los espectros (0.9 s) es aproximadamente 1.35 veces la aceleración del 2012, y se presentan en el año 2062. Para la dirección Y (Figura 5.13f) el comportamiento no se encuentra bien definido antes del período de 0.6 s, alrededor del período de 0.9 s se observa que se amplifican las ordenadas espectrales de hasta 1.4 veces la aceleración del 2012, la cual se presenta para el 2052.



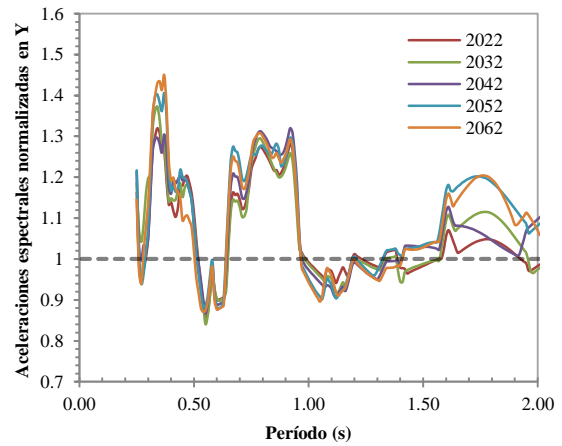
a)



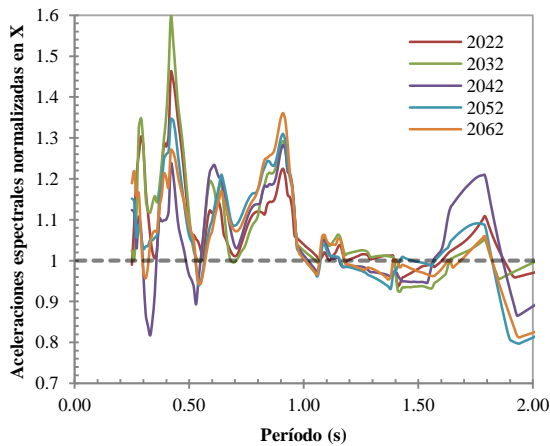
b)



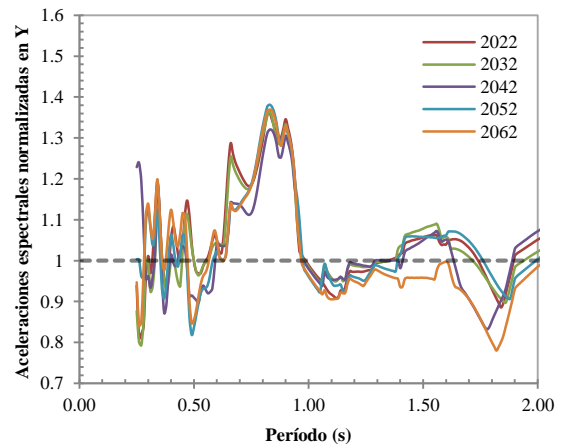
c)



d)



e)



f)

Figura 5.13 Aceleraciones espectrales normalizadas respecto a la respuesta del para la zona de la EZ. a) Superficie, dirección X. b) Superficie, dirección Y. c) Bóveda del túnel, dirección X. d) Bóveda del túnel, dirección Y. e) Solera del túnel, dirección X. f) Solera del túnel, dirección Y.

En la zona de la EPDLV se hace la misma presentación de las aceleraciones espectrales normalizadas. En estas figuras se muestra un tramo de los espectros de respuesta normalizados respecto al año 2012. Estas se elaboran con el fin de mejorar el entendimiento de los cambios en el tiempo de la respuesta, debido al hundimiento regional.

En la Figura 5.14 se presentan las aceleraciones espectrales normalizadas respecto a la respuesta del 2012 en la zona de la EPDLV, en dirección X y Y. En términos generales, se observa como en esta zona las ordenadas espectrales presentan disminuciones importantes en algunos tramos representativos de los espectros. Esto debido a que en este sitio las aceleraciones asociadas al pico máximo en los espectros de respuesta, disminuyen en el tiempo con la rigidización de los materiales. Para este sitio en superficie se presentan las Figura 5.14a y b, para la dirección X y Y, respectivamente. Para la dirección X (Figura 5.14a) se observa la disminución de las ordenadas espectrales alrededor del período dominante de vibración del sistema (1.1 s), la cual disminuye a medida que avanza el tiempo. A los 50 años, la aceleración máxima ha disminuido aproximadamente un 28 %. Para esta dirección también se observa que el pico de los espectros de respuesta se presenta en 0.5 s. En el año 2022 se presenta una amplificación máxima de 1.15 veces la aceleración del 2012. De la misma manera, para la dirección Y (Figura 5.14b) se presenta una disminución de las ordenadas espectrales (aproximadamente un 30 % para el 2062) entre los períodos de 1.0 s y 1.5 s, en donde está contenido el periodo dominante (1.1 s). La aceleración disminuye conforme se avanza en el tiempo, siendo el 2062 el año con menor aceleración espectral máxima. Alrededor del período de 0.5 s, donde se presenta un segundo pico en el espectro de respuesta, se observan amplificación de las aceleraciones con el tiempo, alcanzando en el 2062 valores de 1.35 veces la aceleración en el 2012.

En las Figura 5.14c y d se presentan las aceleraciones normalizadas para los diferentes años de análisis respecto al 2012, en la bóveda del túnel (6 m de profundidad) de la zona de la EPDLV, en dirección X y Y, respectivamente. Estas figuras tienen una tendencia similar a los gráficos anteriormente descritos, donde se presenta una disminución de las aceleraciones espectrales alrededor del período dominante con el tiempo para ambas direcciones, donde la mayor disminución se presenta en el año 2062. Igualmente se observa que las ordenadas espectrales se aumentan alrededor de 0.5 s, es decir, el segundo pico del espectro de respuesta para este punto. Para la dirección en X (Figura 5.14c), se tiene que las aceleraciones normalizadas no presentan una tendencia definida para períodos menores a 0.6 s.

Para la solera del túnel se presentan los gráficos de aceleración espectral normalizados en las Figura 5.14e y f para la dirección X y Y, respectivamente, los cuales tienen un comportamiento similar a los expuestos en este sitio. Para la dirección X (Figura 5.14e), se presenta una disminución de las ordenadas espectrales alrededor de los 11 s, siendo la disminución máxima para el año 2062 (aproximadamente el 25 % respecto al 2012), mientras que para períodos inferiores a 0.8 s no se presenta una tendencia definida. Para la dirección Y (Figura 5.14f) se observa la disminución en las aceleraciones espectrales que coincide con los máximos de los espectros de respuesta, para un período de 1.1 s. En este se presenta la amplificación alrededor del segundo pico (0.5 s), con aproximadamente 1.3 veces la aceleración del 2012, para el año 2022.

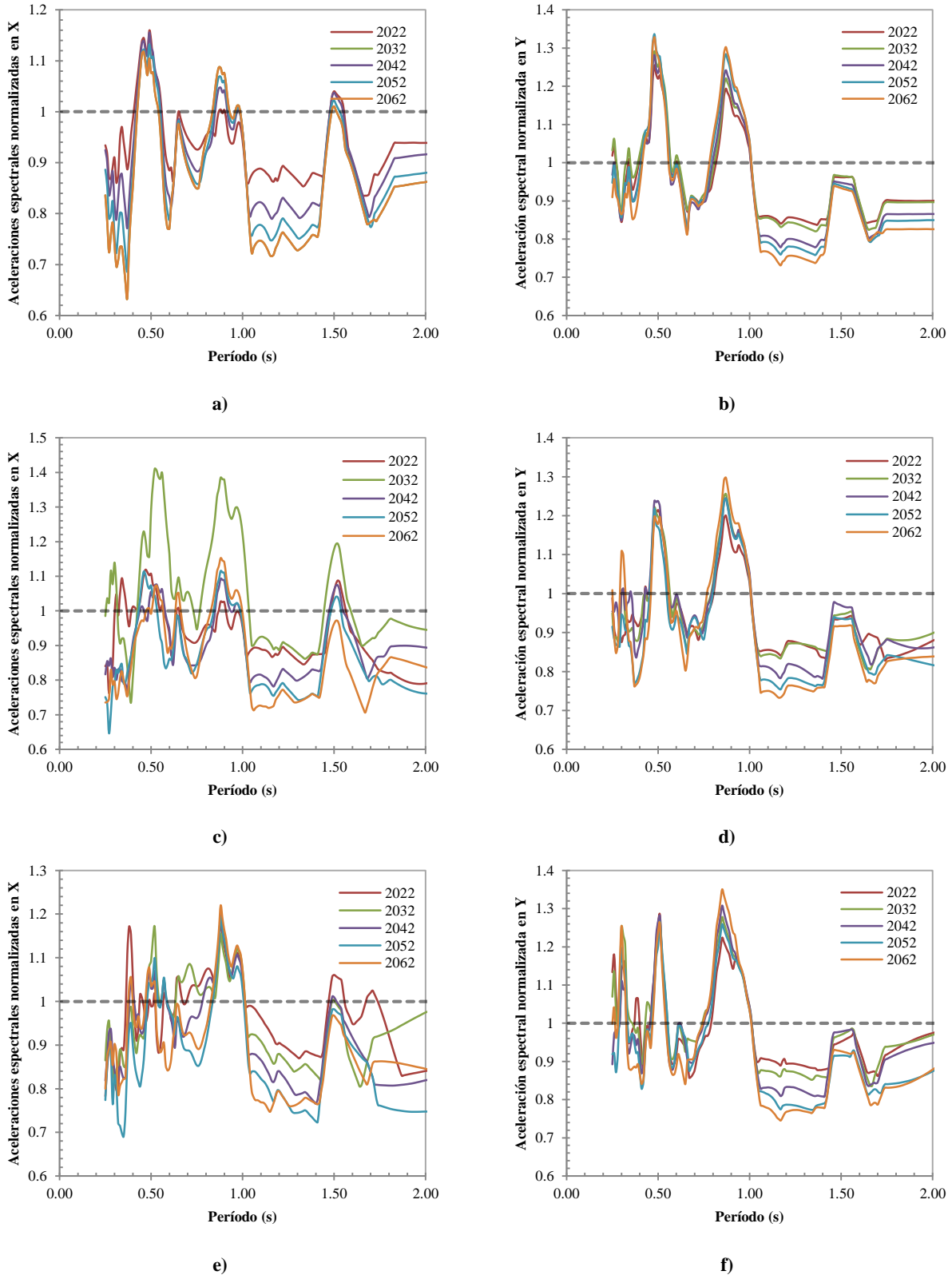


Figura 5.14 Aceleraciones espectrales normalizadas respecto a la respuesta del para la zona de la EPDLV. a) Superficie, dirección X. b) Superficie, dirección Y. c) Bóveda del túnel, dirección X. d) Bóveda del túnel, dirección Y. e) Solera del túnel, dirección X. f) Solera del túnel, dirección Y.

A modo resumen se presenta la variación de los períodos dominantes del sistema en el tiempo con respecto al 2012 en la Figura 5.15. En esta figura se evidencia los cambios que sufre el periodo en el tiempo, tanto en dirección X como en Y para las diferentes zonas monitoreadas. En dirección X (Figura 5.15a), se puede observar como la disminución del período se presenta en el primer año de análisis (2022), sin cambio hacia el año 2062. Para la dirección Y (Figura 5.15b), los cambios en el periodo no son necesariamente en el primer año de análisis (2022), como es el caso de C1 y C2, para la EPDLV, la reducción en el período se presenta en el año 2052, mientras que en la EZ el período se incrementa. Para las dos direcciones (X y Y) las reducciones máximas (19 % y 18 %) ocurren en el C1; la zona de la EZ presenta una disminución del período de 5 % en dirección X y un aumento de este de 1.1 % en dirección Y. Estas altas disminuciones de los períodos dominantes en las zonas de menores espesores de materiales compresibles se presentan debido a que el cambio de las propiedades de los depósitos hace que las aceleraciones sean amplificadas por coincidir con ciertas frecuencias.

De la misma forma se presenta en la Figura 5.16 el valor de las aceleraciones máximas en el tiempo. En figura se puede identificar, en forma general, que las zonas como la EZ y el C1 presentan un incremento en la aceleración espectral máxima en superficie y a diferentes profundidades del modelo (bóveda y solera del túnel); también se evidencia que las zonas que se encuentran sobre mayores espesores de estratos compresibles, correspondientes al EPDLV y C2 presentan una reducción de la aceleraciones pico en el tiempo, con respecto a su valor inicial en el año 2012. Otra de las características que pueden notarse en estas figuras es que los valores de las aceleraciones máximas, en las zonas de mayor espesor de los estratos compresibles (EPDLV), presentan mayores diferencias en los valores de aceleración para la dirección X y Y, siendo la aceleración en dirección Y mayor en los puntos monitoreados.

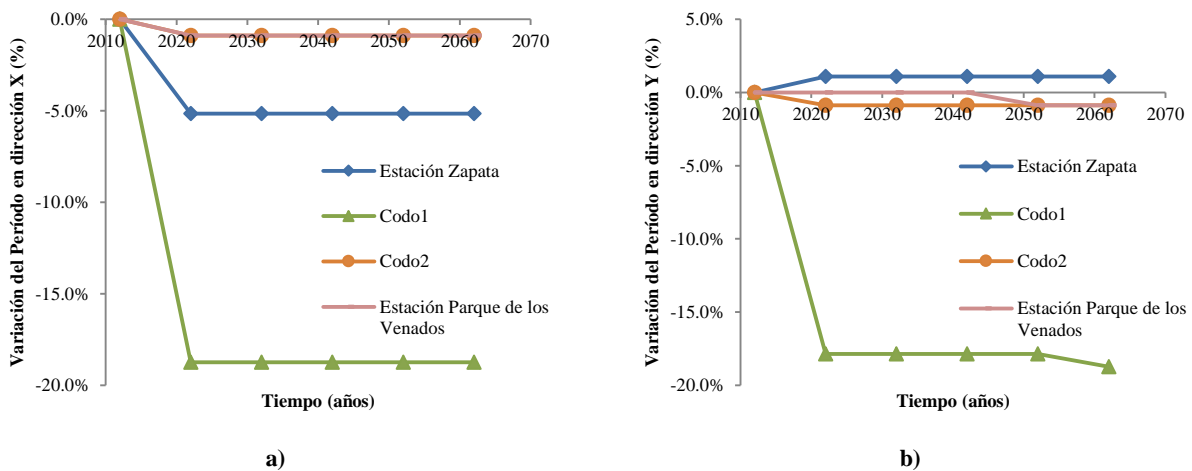
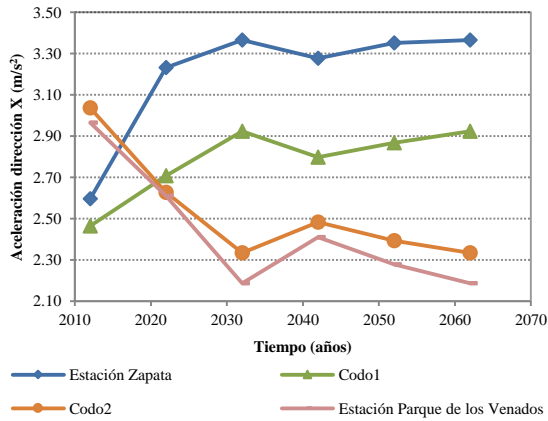
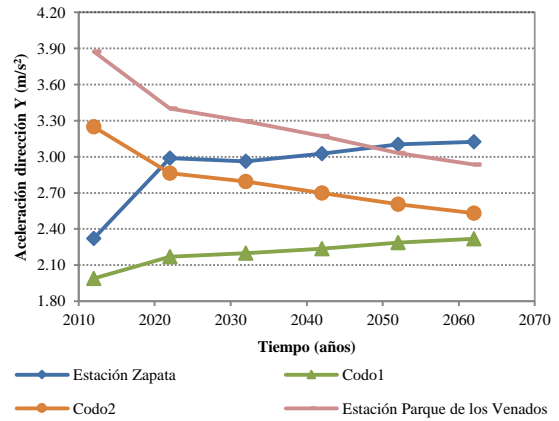


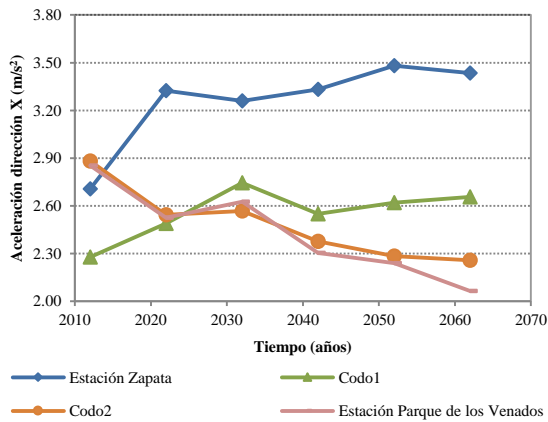
Figura 5.15 Variación del período en el tiempo en superficie. a) Dirección X. b) Dirección Y.



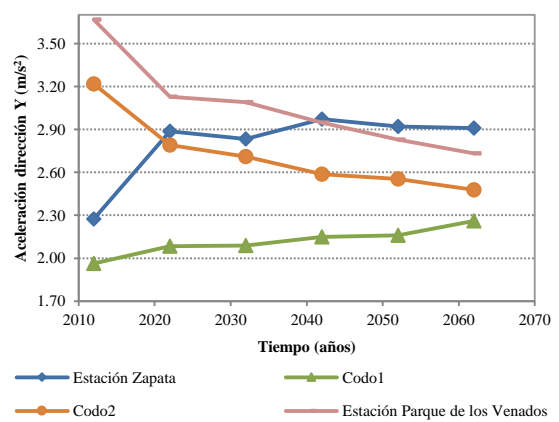
a)



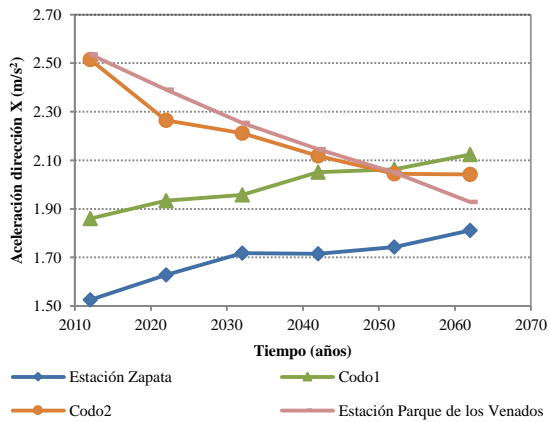
b)



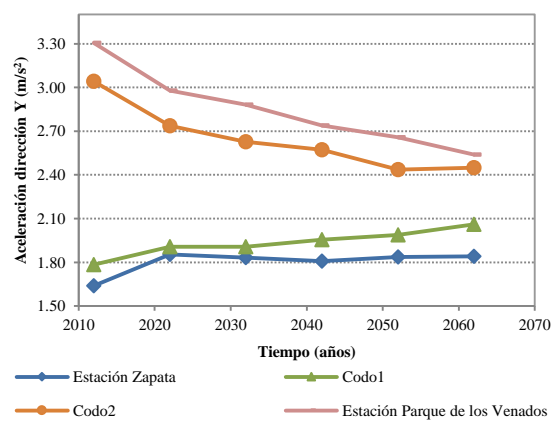
c)



d)



e)



f)

Figura 5.16 Variación en la aceleración espectral máxima en el tiempo. a) Superficie, dirección X. b) Superficie, dirección Y. c) Bóveda del túnel, dirección X. d) Bóveda del túnel, dirección Y. e) Solera del túnel, dirección X. f) Solera del túnel, dirección Y.

5.2.2 Análisis de desplazamientos

Para el análisis de desplazamientos se muestran los resultados obtenidos en los puntos y zonas de monitoreo. Los resultados de las figuras se muestran como la diferencia relativa de los desplazamientos máximos alcanzados en cada análisis para el periodo de estudio.

En la Tabla 5.3 se presentan los desplazamientos en dirección X y Y. En esta pueden notarse como los desplazamientos en dirección X son menores a los resultantes en dirección Y, además que los desplazamientos mayores se encuentran en las zonas de mayores rigidez de los depósitos (EZ y C1). Se evidencia también, como los desplazamientos en la solera del túnel llegan a ser mayores que los desplazamientos en superficie para cada zona estudiada, siendo más pronunciado en la dirección X, en las zonas de mayor espesor de los estratos compresibles, donde el desplazamiento es 11 % y 19 % mayor, para el C2 y la EPDLV en la solera del túnel respecto a la superficie. Los desplazamientos diferenciales en un mismo anillo deberán ser tomados en cuenta en los diseños de los sistemas de sello e impermeabilización de dovelas, además de ser considerados en los sistemas de unión de las dovelas, con el fin de proveer la suficiente deformabilidad y de esta forma absorber las solicitaciones por sismo.

Tabla 5.3 Desplazamientos máximos alcanzados en el año 2012.

Zona	Desplazamientos en X (m)			Desplazamientos en Y (m)		
	Superficie del Terreno	Túnel		Superficie del Terreno	Túnel	
		Bóveda	Solera		Bóveda	Solera
Estación Zapata (EZ)	0.180	0.180	0.182	0.181	0.181	0.182
Codo 1 (C1)	0.181	0.181	0.181	0.181	0.182	0.182
Codo 2 (C2)	0.135	0.139	0.149	0.174	0.175	0.177
Estación Parque de los Venados (EPDLV)	0.113	0.119	0.135	0.174	0.175	0.176

En la Figura 5.17 se presenta la variación de los desplazamientos en dirección X y Y en superficie, para todas las zonas de estudio. En ésta se observa que los incrementos de desplazamientos por sismo son mayores en la dirección X del modelo. La diferencia se debe a la mayor rigidez del modelo en la dirección Y, debido a que corresponde a la dirección principal del eje de las estructuras subterráneas lo cual le brinda mayor rigidez al modelo. En la dirección X (Figura 5.17a) el mayor aumento de los desplazamientos es 7.04 % para el año 2062, para la zona de la EPDLV, mientras que en la dirección Y (Figura 5.17b) la mayor diferencia relativa entre los desplazamientos del año 2012 a 2062 es de 2.34 %, la cual se presenta en la zona de la EZ. Por tanto se observa que la variación de los desplazamientos es diferente en las zonas de estudio de acuerdo a la dirección en la que estos se midan. Para la dirección X, las zonas con mayores incrementos de desplazamientos corresponden a las que presentan los estratos compresibles con mayor espesor. Para la dirección Y, la variación de los desplazamientos de mayor a menor se presenta en este orden, EZ, C2, EPDLV y C1, que en este caso no muestra una tendencia marcada por la variación del espesor de los estratos.

La variación de desplazamientos máximos en la bóveda del túnel se presenta en la Figura 5.18. En esta se observa un comportamiento similar a los desplazamientos en la superficie del terreno, aunque la variación de los desplazamientos es menor. Esta variación de los desplazamientos conservan el orden de las zonas con mayor a menor desplazamiento descritas anteriormente, para las dos direcciones (X y Y). Para la dirección X (Figura 5.18a), el mayor incremento de desplazamiento se presenta en la EPDLV, con un valor de 6.41 % para el año 2062 respecto al 2012. En la dirección Y (Figura 5.18b) los desplazamientos máximos sufren un incremento máximo de 2.20 % para la EZ. Los incrementos máximos se presentan en los extremos del túnel, en la dirección X para la zona de mayores espesores compresibles y en la dirección Y para la zona con mayor rigidez de los depósitos de suelo. Por lo cual se debería de tomar en cuenta un programa de mantenimiento en el recubrimiento y sistemas de impermeabilización del túnel debido al incremento potencial de los desplazamientos en el tiempo, ya que se pueden ocasionar leves daños en estos elementos acelerando el deterioro de la estructura por agentes atmosféricos.

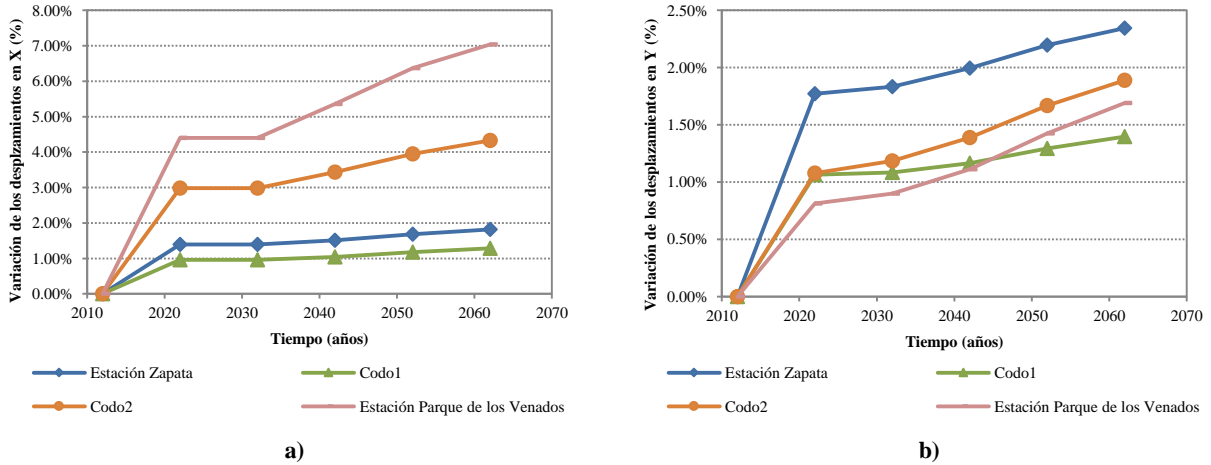


Figura 5.17 Variación de los desplazamientos en el tiempo en superficie. a) Dirección X. b) Dirección Y.

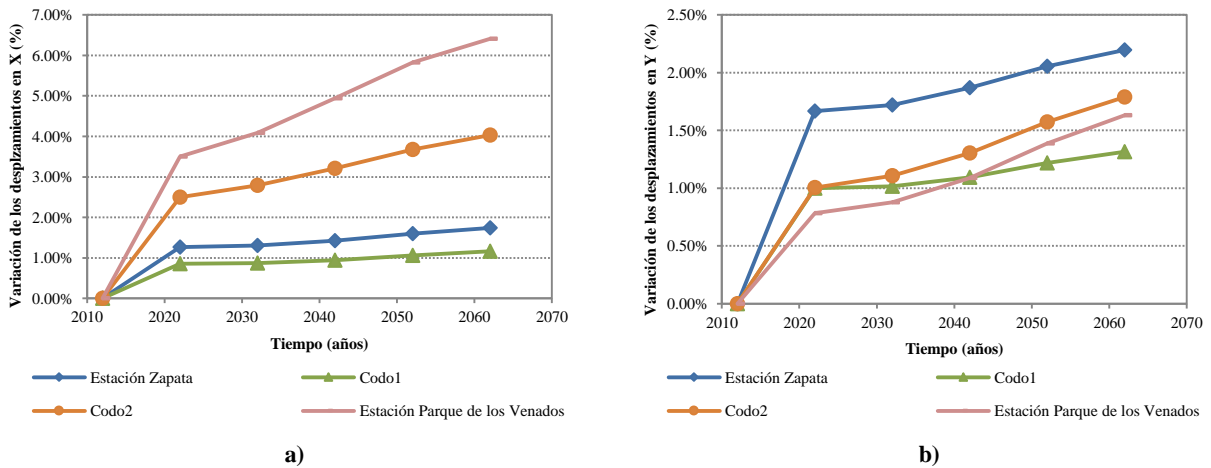


Figura 5.18 Variación de los desplazamientos en el tiempo en la bóveda del túnel (6 m de profundidad). a) Dirección X. b) Dirección Y.

En la Figura 5.19 se presenta la variación de los desplazamientos máximos en el tiempo en la solera del túnel. Estas presentan similitudes y diferencias respecto del comportamiento de los dos casos anteriores. La variación de los desplazamientos en dirección X (Figura 5.19a) conserva una secuencia de los incrementos de mayor a menor para las zonas analizadas, en donde se produce un cambio de lugares entre el C1 y la EZ, estando ésta en el último lugar. Además, se observa una diferencia más pronunciada entre las variaciones de la zona de mayor y menor rigidez de los depósitos. El mayor incremento se presenta en la EPDLV con una diferencia relativa de 4.30 % para el año 2062. Para la dirección Y (Figura 5.19b) la secuencia de la variación de mayor a menor en las zonas de análisis presenta un cambio por el incremento de los desplazamientos de la EPDLV a partir del año 2042, donde cambia la pendiente de esta línea. Por lo tanto, la variación de los desplazamientos máximos en orden descendente para el año 2062 queda de la siguiente forma, los mayores incrementos se presentan en el C2 con 1.6 %, le sigue la EPDLV, el C1 y la EZ. La tendencia de los desplazamientos en Y es similar en el tiempo.

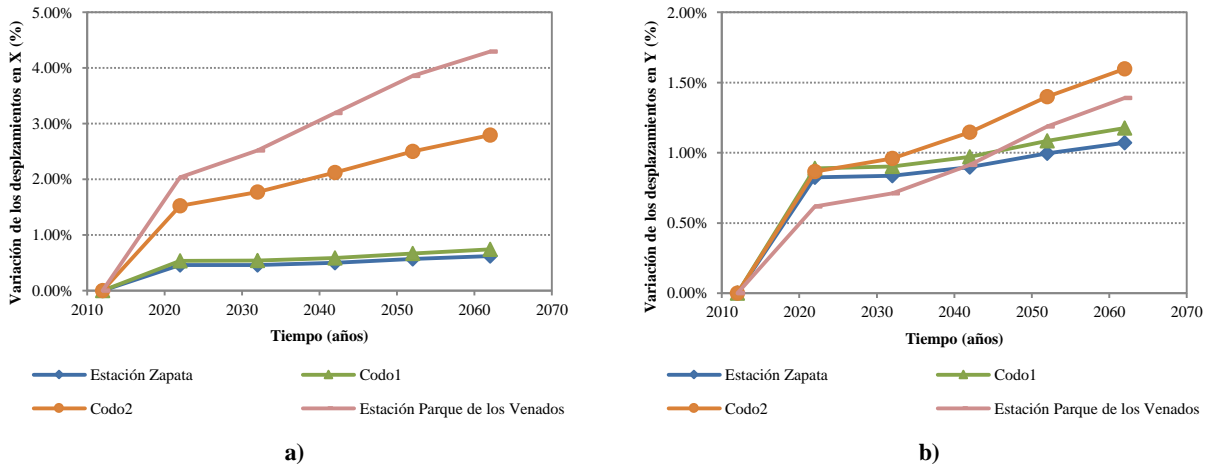


Figura 5.19 Variación de los desplazamientos en el tiempo en la solera del túnel (16 m de profundidad). a) Dirección X. b) Dirección Y.

5.2.3 Análisis de esfuerzos

Para efectos de revisión de la evolución de los esfuerzos en el tiempo, se presentan los esfuerzos normales y cortantes resultantes de los análisis dinámicos. En la Figura 5.20 se presenta el tensor de esfuerzos y el modelo de diferencias finitas analizado.

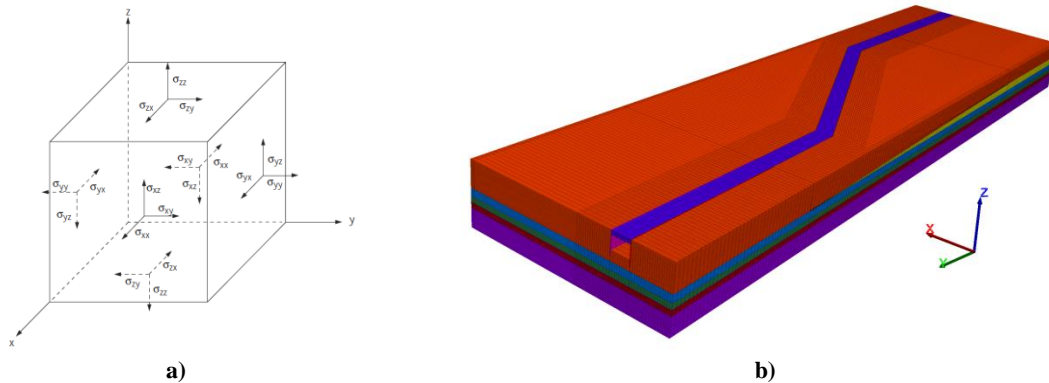


Figura 5.20 Estado de esfuerzos. a) Estado de esfuerzos en un elemento diferencial. b) Modelo de diferencias finitas referenciado a los ejes coordenados.

5.2.3.1 Esfuerzos Normales

Para el análisis de los esfuerzos normales en dirección X (σ_{xx}) se presentan los contornos de esfuerzos para la condición estática en las secciones transversales al túnel correspondiente a cada una de las zonas del estudio para el año 2012. En estos se presenta el valor del esfuerzo normal máximo durante un evento sísmico para los años 2012 y 2062. De la Figura 5.21 a la Figura 5.24 se presentan dichos contornos, en donde los esfuerzos con signo positivo (+) representan tensión y los negativos (-) compresión. Adicionalmente en la Figura 5.25 se muestra la variación porcentual de los esfuerzos para los 5 años de análisis con respecto al año 2012.

De las figuras se observa como en la zona de menores espesores de estratos compresibles, correspondiente a la EZ, y el C1 (Figura 5.21 y Figura 5.22) se presentan esfuerzos de tensión en las zonas monitoreadas, siendo mucho mayores en C1. Además, los mayores esfuerzos de tensión se presentan en la solera. Aunque estos valores pueden llegar a sobrepasar la resistencia a la tensión del concreto es necesario tomar en consideración que estos esfuerzos son de carácter transitorio y no necesariamente llegarán a producir daños severos en la estructura, además se debe considerar que las dovelas aportan cierta flexibilidad a la estructura, la cual no se

está teniendo en cuenta en el modelo de diferencias finitas, por lo que es posible que los esfuerzos de tensión fueran menores.

Para la zona con mayores espesores de estratos compresibles correspondiente al C2 y la EPDLV (Figura 5.23 y Figura 5.24), se desarrollan esfuerzos de compresión en los puntos monitoreados, donde en la bóveda se presentan los mayores esfuerzos de compresión. Los esfuerzos de compresión en la EPDLV son mucho mayores que en el resto de las secciones analizadas, con valores de 570.97 t/m^2 y 272.62 t/m^2 para la bóveda y la solera. Estos valores se encuentran por debajo de la resistencia última a la compresión del concreto.

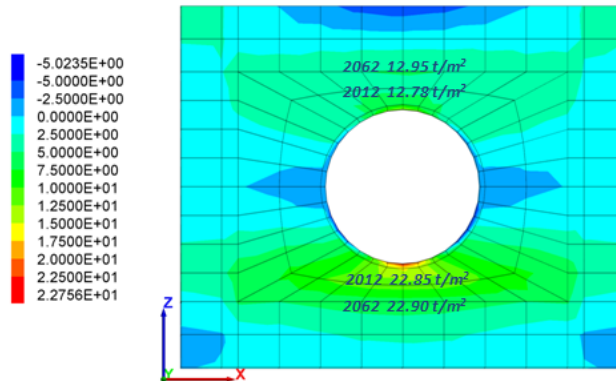


Figura 5.21 Esfuerzos normales σ_{xx} la zona de la EZ.

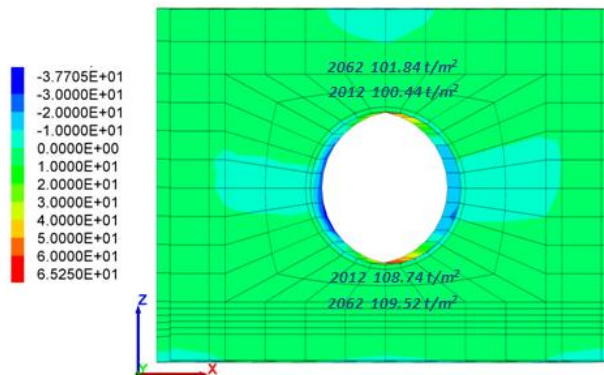


Figura 5.22 Esfuerzos normales σ_{xx} la zona del C1.

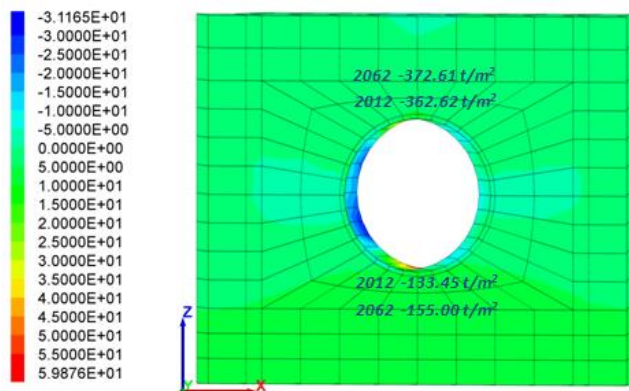


Figura 5.23 Esfuerzos normales σ_{xx} la zona del C2.

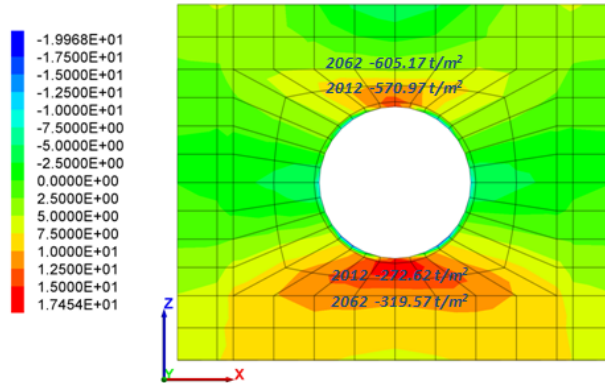


Figura 5.24 Esfuerzos normales σ_{xx} la zona de la EPDLV.

Los esfuerzos normales en dirección X (σ_{xx}) sufren incremento en el tiempo (Figura 5.25), siendo los más importantes los que se presentan en la solera del túnel (Figura 5.25b) para las zonas EPDLV y C2, con incrementos de esfuerzos normales de compresión de 17.2 % y 16.1 % respectivamente para el año 2062. Para la bóveda del túnel (Figura 5.25a), las zonas que presentan mayor incremento de los esfuerzos son las de mayores espesores de estratos compresibles. También se observa que en las zonas de la EZ y C1 los incrementos de esfuerzos de tensión son mayores que en la solera, con incrementos de 1.3 % y 1.4 % respectivamente, para el año 2062.

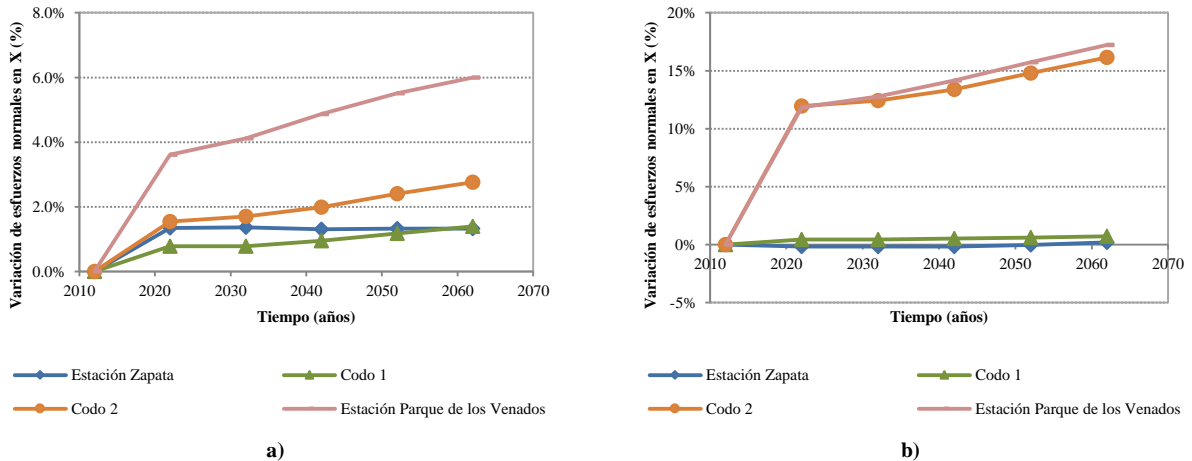


Figura 5.25 Variación de los esfuerzos normales en el tiempo. a) Bóveda del túnel. b) Solera del túnel.

Se realiza el mismo análisis mencionado en el inciso anterior para los esfuerzos normales en la dirección Y (σ_{yy}). Los contornos de esfuerzos se presentan de la Figura 5.26 a la Figura 5.29 para las 4 zonas estudiadas. Los menores esfuerzos de compresión se presentan en la EZ (Figura 5.26) y se incrementan a medida que se avanza por el túnel hacia la zona de mayores espesores de los estratos compresibles (EPDLV, Figura 5.29). Los mayores esfuerzos de compresión se encuentran en el C2 (Figura 5.28), siendo la zona más exigida durante los años de estudio, donde para el año 2012 se tienen valores de 307.60 t/m² y 82.77 t/m², para la bóveda y solera respectivamente.

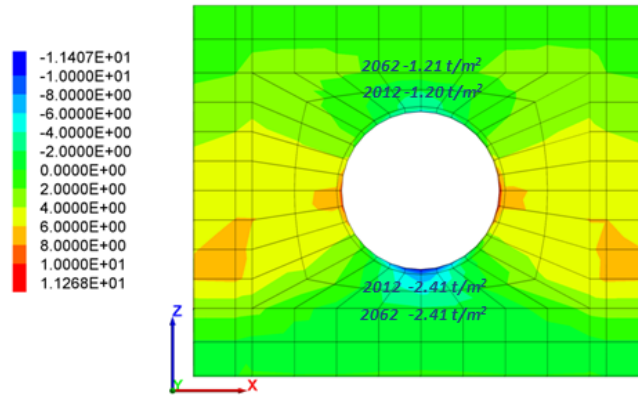


Figura 5.26 Esfuerzos normales σ_{yy} la zona de la EZ.

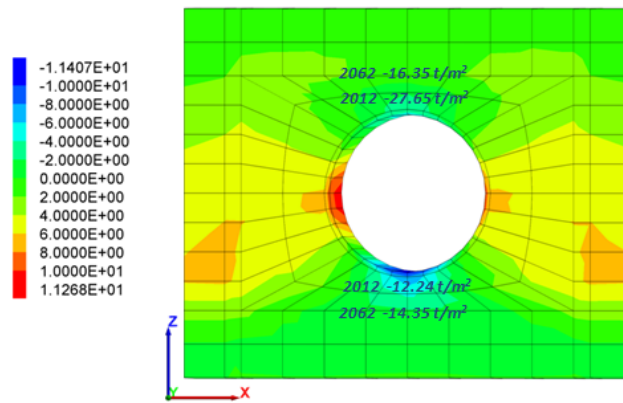


Figura 5.27 Esfuerzos normales σ_{yy} la zona del C1.

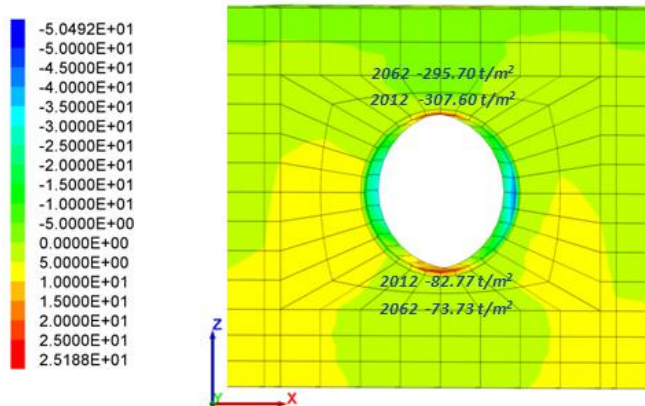


Figura 5.28 Esfuerzos normales σ_{yy} la zona del C2.

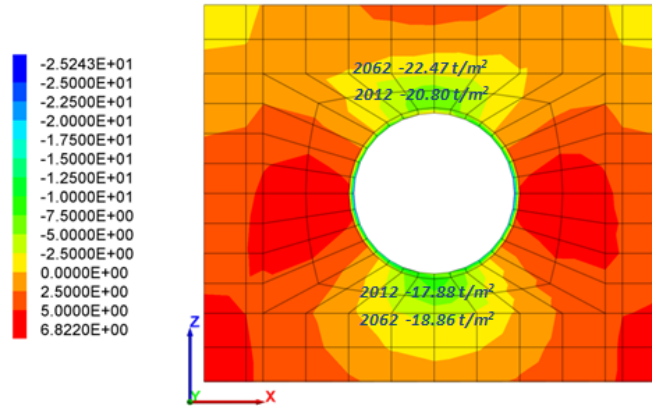


Figura 5.29 Esfuerzos normales σ_{YY} la zona de la EPDLV.

Respecto a la variación de los esfuerzos σ_{YY} (Figura 5.30), se puede afirmar que estos disminuyen en el tiempo para la bóveda del túnel (Figura 5.30a) a excepción de la zona de la EPDLV, mientras que para la solera (Figura 5.30b) aumentan para el C1 y la EPDLV. En la bóveda del túnel (Figura 5.30a) la disminución σ_{YY} se presenta en el C1, de 40.8 % para el año 2062 respecto al 2012, y el aumento de los esfuerzos se presenta en la EPDLV de 7.2 %. Para la solera (Figura 5.30b), se presenta en mayor incremento de esfuerzos en la zona del C1, con un 17.2 % y una disminución de estos en la zona del C2 de 10.9 % para el año 2062 respecto al 2012.

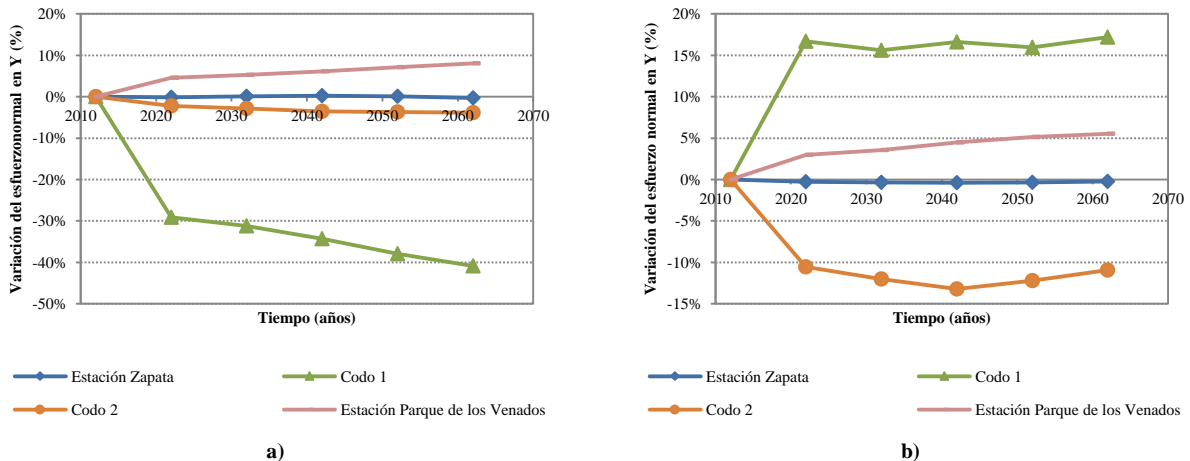


Figura 5.30 Variación de los esfuerzos normales en el tiempo. a) Bóveda del túnel. b) Solera del túnel.

5.2.3.2 Esfuerzos Cortantes

Para el análisis de los esfuerzos cortantes τ_{XY} se presentan los contornos para la condición estática en las secciones transversales al túnel en las zonas del estudio. En estos se presenta el valor del esfuerzo cortante máximo absoluto para los años 2012. De la Figura 5.31 a la Figura 5.34 se presentan dichos contornos y adicionalmente en la Figura 5.35 se muestra la variación porcentual de los esfuerzos para los 5 años de análisis.

El C2 es donde se presentan los mayores esfuerzos cortantes (τ_{XY}), tanto en la bóveda como en la solera del túnel, alcanzando valores de 168.57 t/m² y 72.81 t/m² para el 2012 y 2062 respectivamente (Figura 5.33). Los esfuerzos cortantes son menores en las conexiones de las estaciones de las estaciones con el túnel, siendo menores los esfuerzos alcanzados en la EZ (Figura 5.31) que en la EPDLV (Figura 5.34). Se presenta una tendencia a que los esfuerzos cortantes sean mayores en la bóveda.

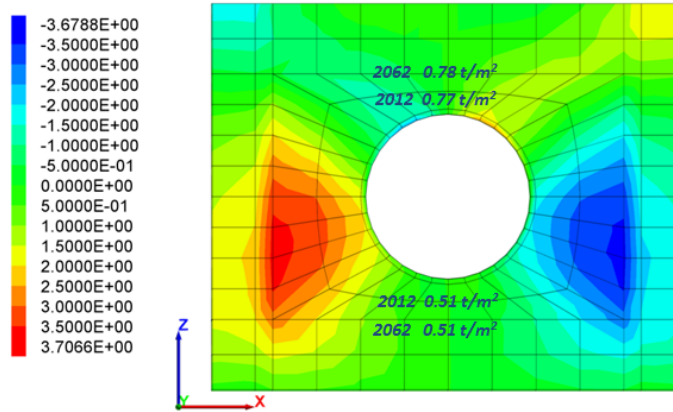


Figura 5.31 Esfuerzos cortantes τ_{xy} la zona de la EZ.

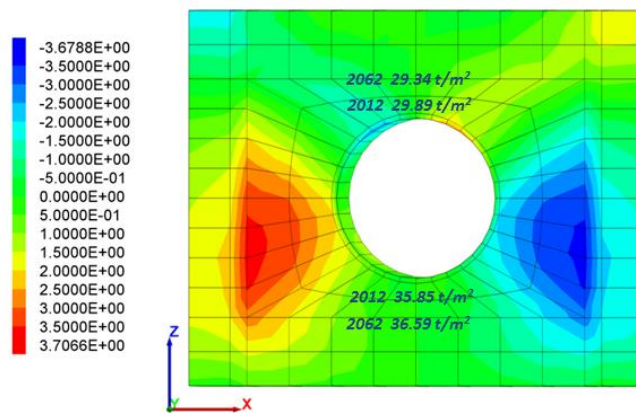


Figura 5.32 Esfuerzos cortantes τ_{xy} la zona de la C1.

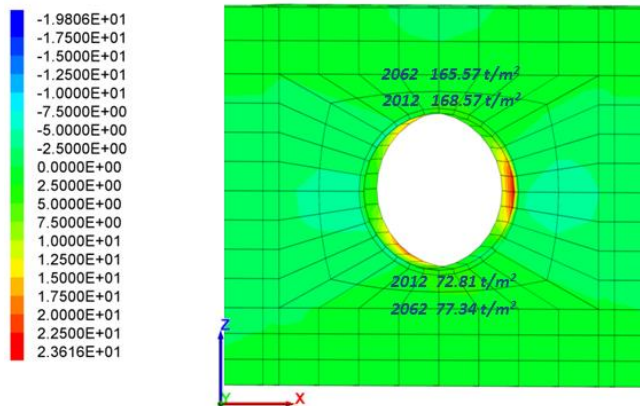


Figura 5.33 Esfuerzos cortantes τ_{xy} la zona del C2.

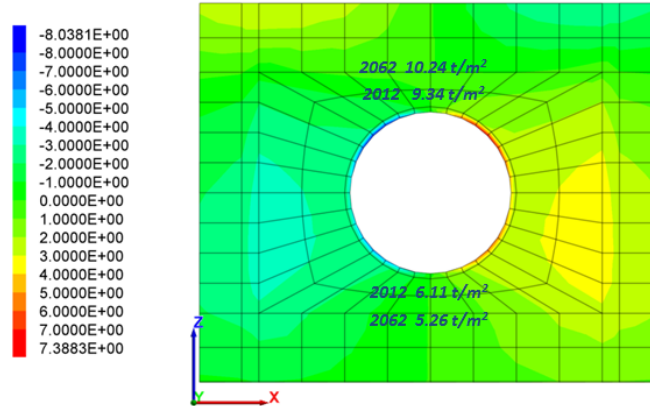


Figura 5.34 Esfuerzos cortantes τ_{xy} la zona de la EPDLV.

Como tendencia general, se puede decir que los esfuerzos cortantes de las zonas de la conexión del túnel con las estaciones se incrementan para la bóveda del túnel (Figura 5.35a) y se disminuyen para la solera del mismo (Figura 5.35b), mientras que las zonas de cambio de dirección o codos tienen un comportamiento contrario.

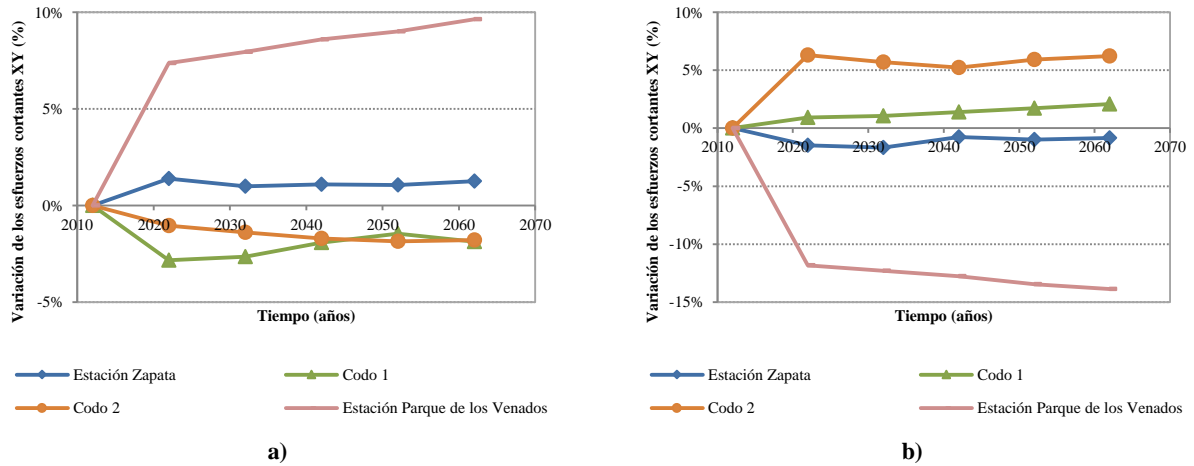


Figura 5.35 Variación de los esfuerzos cortantes τ_{xy} en el tiempo. a) Bóveda del túnel. b) Solera del túnel.

De la misma manera se presentan los resultados para los esfuerzos cortantes en dirección XZ (τ_{xz}), (Figura 5.36 a la Figura 5.39). Adicionalmente se presenta el cambio porcentual de los esfuerzos cortantes, para la bóveda y la solera del túnel por el efecto de hundimiento regional. Los esfuerzos cortantes τ_{xz} deben de ser absorbidos principalmente por los elementos de unión de las dovelas, esto debido a la carencia de recubrimiento secundario en este tramo del túnel

De los contornos de esfuerzos se puede apreciar que los menores esfuerzos cortantes se presentan en la zona de la EZ, tanto para la bóveda como para la solera, siendo levemente mayores los esfuerzos en la parte superior (Figura 5.36). Los esfuerzos τ_{xz} se incrementan a medida que se avanza a lo largo del túnel desde la EZ a la EPDLV, donde ésta última presenta la mayor magnitud de esfuerzos cortantes. En la EPDLV (Figura 5.39) los esfuerzos alcanzados son de 123.46 t/m² y 57.90 t/m² para la bóveda y la solera, respectivamente, para el año 2012. En el C2 (Figura 5.38) es marcada la diferencia entre los esfuerzos obtenidos en la parte superior e inferior del túnel, con valores correspondientes a 6.87 t/m² y 53.59 t/m².

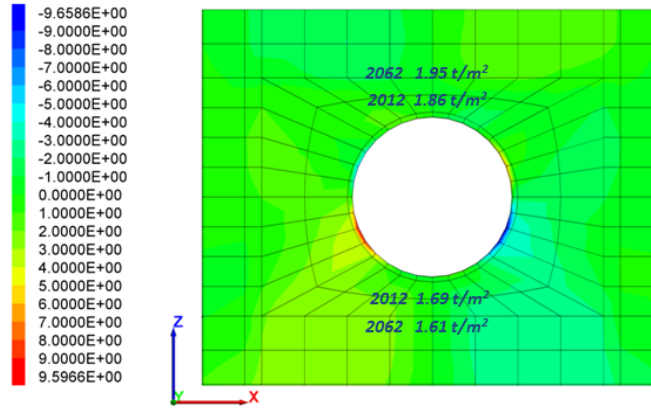


Figura 5.36 Esfuerzos cortantes τ_{xz} la zona de la EZ.

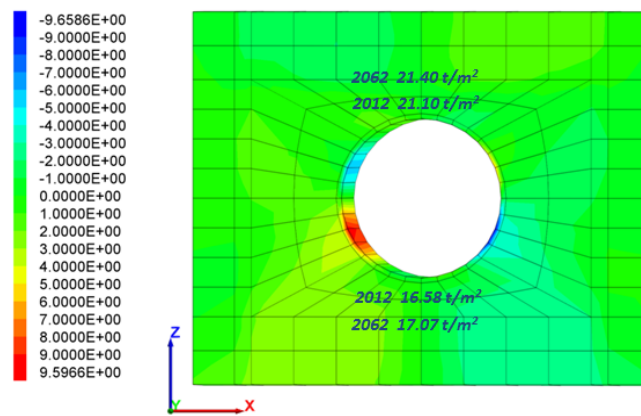


Figura 5.37 Esfuerzos cortantes τ_{xz} la zona del C1.

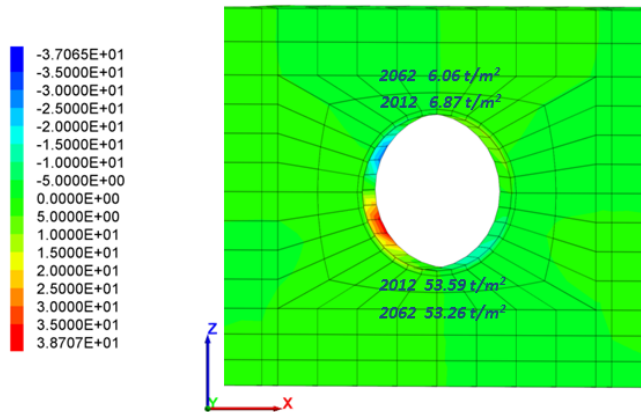


Figura 5.38 Esfuerzos cortantes τ_{xz} la zona del C2.

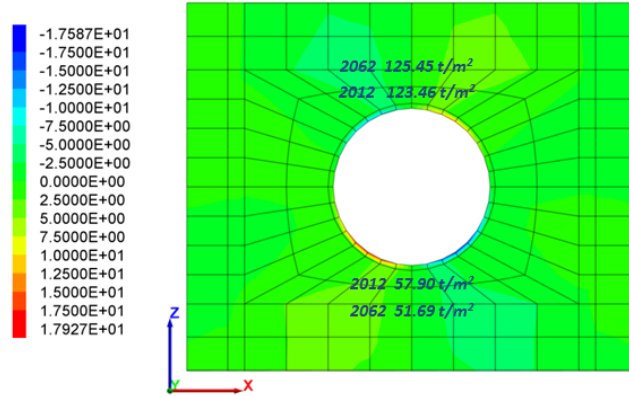


Figura 5.39 Esfuerzos cortantes τ_{xz} la zona de la EPDLV.

La evolución de los esfuerzos τ_{xz} en la bóveda y la solera se presentan en la Figura 5.40. En donde se aprecia que el cambio de los esfuerzos cortantes τ_{xz} en la bóveda del túnel (Figura 5.40a) tiene una tendencia a incrementarse en el 2022 y permanecer constante para todas las zonas, excepto en el C2, donde esta tiene una disminución importante en el 2022 (14.6 %), para luego aumentar un poco, mostrando una disminución del 11.9 % para el año 2062. Para la solera del túnel (Figura 5.40b), los esfuerzos cortantes tienden a disminuir en el tiempo para todas las zonas con excepción del codo 1. Las mayores disminuciones en los esfuerzos para la parte interior del túnel se presentan en la estación Parque de los Venados, donde la diferencia relativa de los esfuerzos entre los años 2012 y 2062 es del 10.7 %.

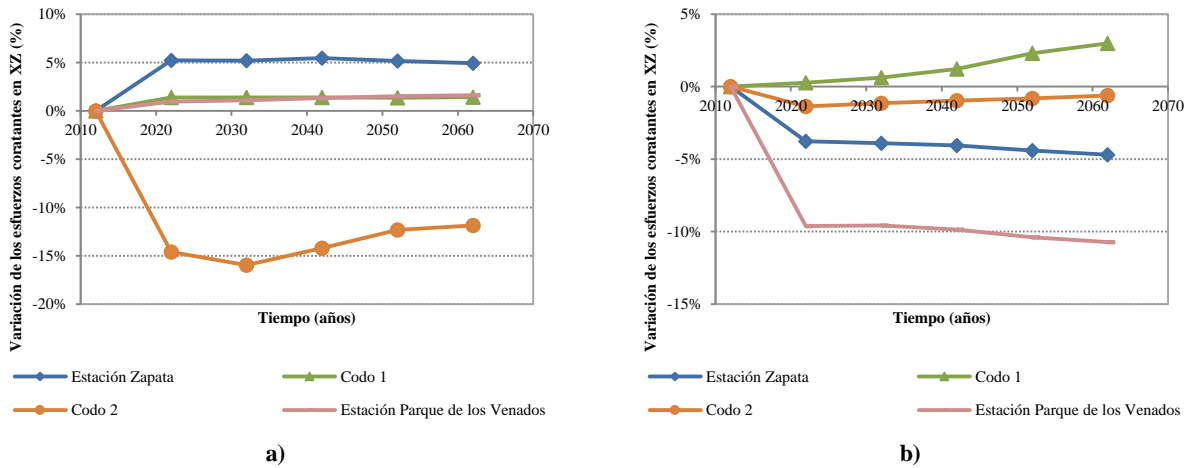


Figura 5.40 Variación de los esfuerzos cortantes τ_{xz} en el tiempo. a) Bóveda del túnel. b) Solera del túnel.

Para los esfuerzos cortantes en dirección YZ (τ_{yz}) se hace la misma presentación que para las dos direcciones anteriores, en donde se presentan los esfuerzos de la Figura 5.41 a la Figura 5.44 para las 4 zonas monitoreadas, con los valores máximos de esfuerzos τ_{yz} obtenidos durante el evento sísmico para los años 2012 y 2062, en la bóveda y solera del túnel, y la evolución de estos en el tiempo muestra en la Figura 5.45. Los esfuerzos cortantes en esta dirección también deben de ser absorbidos por los elementos de unión de las dovelas por la carencia de recubrimiento secundario en el tramo de estudio, por lo que puede llegar a ser muy importante este análisis verificando que tanto se incrementan estos en el tiempo.

De los contornos de esfuerzos se observa que los codos 1 (Figura 5.42) y 2 (Figura 5.43) son las zonas más exigidas en cuanto a estos cortantes (τ_{yz}), mostrando los mayores valores en la solera del túnel (56.14 t/m² y 53.59 t/m², respectivamente, para el año 2012). El C1 presenta, adicionalmente esfuerzos cortantes mayores en la parte superior del túnel (37.55 t/m² para el 2012) que en el C2 (6.87 t/m²). Los esfuerzos cortantes en las zonas de las conexiones túnel y estación (Figura 5.41 y Figura 5.44) desarrollan menores esfuerzos cortantes, aunque siendo mayores en la zona que encuentra sobre mayores espesores de estratos compresibles (EPDLV).

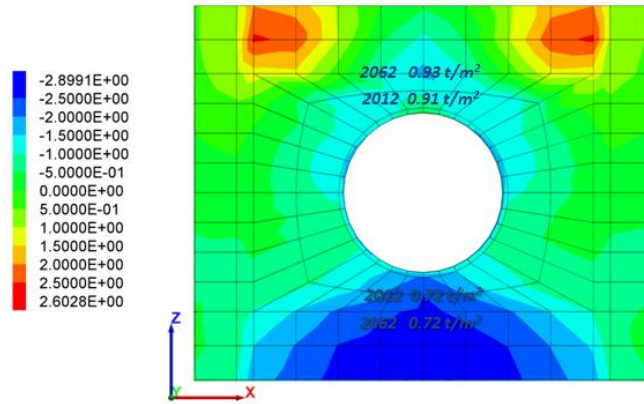


Figura 5.41 Esfuerzos cortantes τ_{yz} en la zona de la EZ.

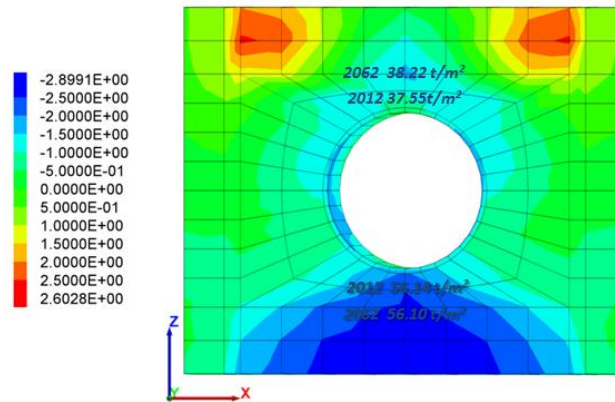


Figura 5.42 Esfuerzos cortantes τ_{yz} en la zona del C1.

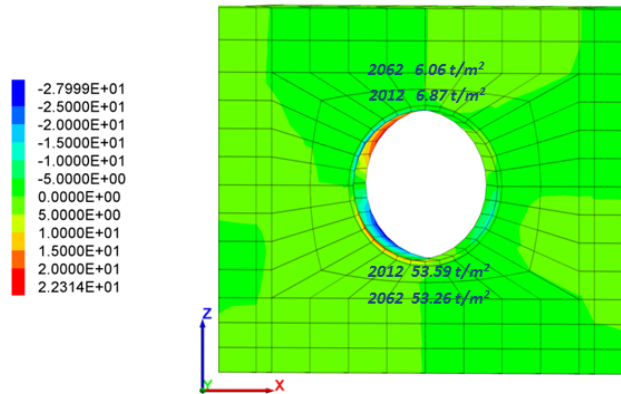


Figura 5.43 Esfuerzos cortantes τ_{yz} en la zona del C2.

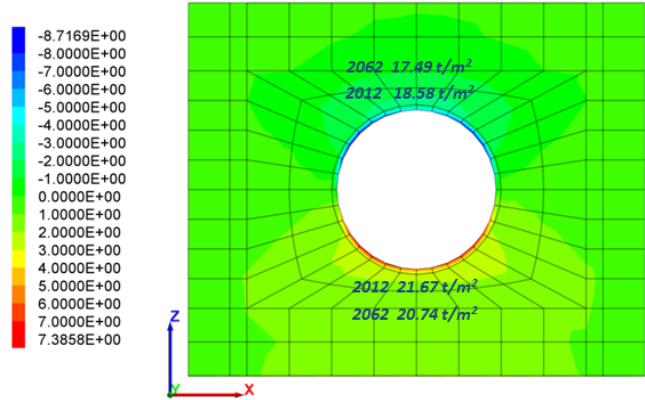


Figura 5.44 Esfuerzos cortantes τ_{yz} en la zona de la EPDLV.

El cambio de los esfuerzos cortantes τ_{yz} con el tiempo muestra tendencias diferentes para la bóveda y la solera del túnel como se puede apreciar en la Figura 5.45. Para la bóveda del túnel (Figura 5.45a) se presentan incrementos de los esfuerzos para la EZ y el C1, donde los espesores de material compresible son menores, mientras que para la EPDLV y el C2, los esfuerzos disminuyen o prácticamente se mantienen a largo plazo (50 años). Para la solera del túnel (Figura 5.45b), los esfuerzos cortantes tienden a disminuir, siendo el más importante el que se registra entre los años 2022 y 2032, para luego incrementarse levemente (permaneciendo como una disminución con respecto al año 2012).

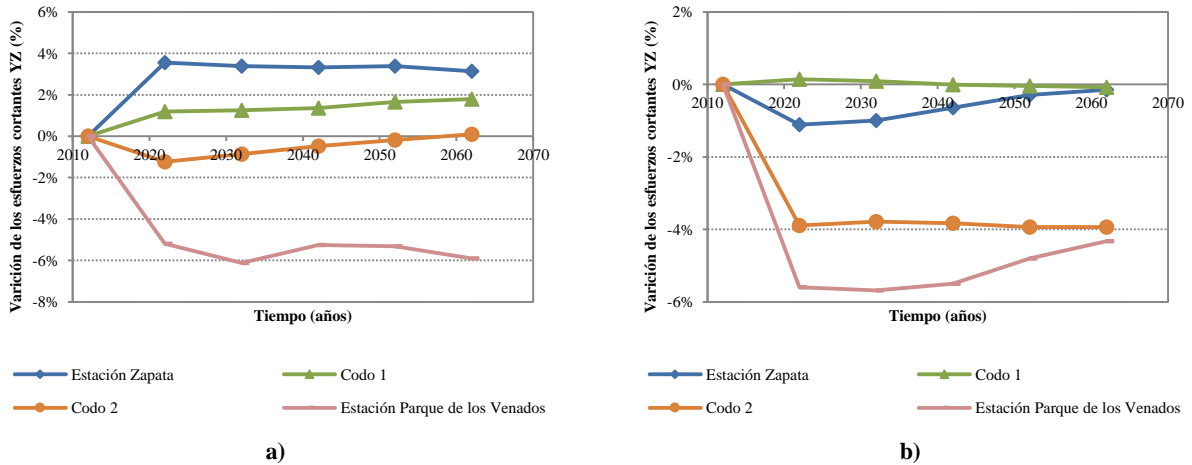


Figura 5.45 Variación de los esfuerzos cortantes τ_{yz} en el tiempo. a) Bóveda del túnel. b) Solera del túnel.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

El cambio de las propiedades dinámicas en los suelos de la ciudad de México debido al abatimiento de la presión de poro en los depósitos es un problema que no puede ser ignorado. La rigidización de estos tiene impacto sobre la respuesta del sistema.

Considerar la evolución de la respuesta en un modelo de campo libre permite un mejor entendimiento del fenómeno de interacción. De este modo es posible apreciar el comportamiento del depósito de suelo sin estructura ante carga sísmica en el presente y su cambio luego de un proceso de consolidación de 50 años.

La respuesta de los depósitos (modelo de campo libre) cambia de acuerdo a la rigidización de los materiales arcillosos, producto de la consolidación de los materiales blandos que se encuentran en el depósito. Esta rigidización se evidencia en un corrimiento hacia la izquierda de los picos máximos del espectro de respuesta. Para las zonas del modelo donde los espesores compresibles son mayores (EPDLV) este corrimiento o contracción del período dominante de vibración es más pronunciado, mientras que para las zonas de menores espesores compresibles (EZ) este es apenas perceptible.

La respuesta del sistema del modelo de interacción se ve fuertemente influenciada con la flexibilidad de la estructura. Por lo tanto, al incluir la estructura en el medio estratificado el período dominante del sistema cambia, manteniéndose constante en el tiempo independiente a los cambios de rigidez que sufra el depósito de suelo. Pero también se observó que de acuerdo a los cambios en la rigidez en depósito se puede llegar a generar amplificaciones de la respuesta por entrar en resonancia con el período de la subestructura, o disminuir, cuando el período del depósito se aleja de este. Por lo tanto, la respuesta dinámica puede verse modificada por muchas circunstancias, lo cual impide presentar una ley de comportamiento a futuro. Esto hace necesario la realización de estudios detallados para determinar la posible respuesta del sistema.

Los desplazamientos en el sentido transversal (dirección X) deben de ser tomados en cuenta en los programas de mantenimiento, ya que al presentarse desplazamientos relativos entre anillos de dovelas pueden generarse daños en los sistemas de sello y recubrimiento del túnel. Esto sumado al ambiente abrasivo de los depósitos de suelo de la ciudad, puede acelerar el deterioro de la estructura, disminuyendo de este modo su durabilidad.

Los elementos de las dovelas pueden llegar a estar sometidos a altos esfuerzos normales de tensión en el sentido transversal del modelo (dirección X), especialmente en las zonas de mayor rigidez de los depósitos de suelos. Donde la zona más exigida del túnel corresponde al primer cambio de dirección del túnel (C1). Estos esfuerzos llegan a superar la resistencia a la tensión del concreto, pero pueden llegar a soportar cargas transitorias por la flexibilidad que le proporcionan las juntas en el anillo de dovelas. Los esfuerzos normales en dirección longitudinal al modelo (Y) muestra que los anillos del túnel trabajan a compresión, pero no alcanza a la resistencia última del concreto.

Los esfuerzos cortantes deberán ser absorbidos principalmente por los elementos de unión de las dovelas y los anillos del túnel debido a la carencia de recubrimiento secundario en este tramo estudiado. Por tanto se debe de considerar programas de mantenimiento de los sistemas de impermeabilización y estos elementos de unión, ya que estos pueden verse deteriorados en el tiempo por la corrosión y el ambiente abrasivo de los depósitos, lo que podría traducirse a una disminución de la capacidad de soportar el incremento de los esfuerzos cortantes con el tiempo.

Es evidente el cambio que se presenta en la respuesta dinámica de un depósito de suelo en un modelo de campo libre cuando se considera la interacción de la estructura. Entendiendo la influencia que tiene la estructura en la respuesta de un depósito de suelo, es muy probable que la respuesta cambie si se considera en el modelo las estructuras aledañas al sitio, ya que de cierto modo pueden restringir movimiento del suelo en superficie

(interacción cinemática) y generar fuerzas iniciales al suelo por el movimiento de la estructura (interacción inercial). Esta consideración puede ser más influyente en el caso de estructuras subterráneas debido a que pueden existir estructuras superficiales sobre ellas.

Teniendo en cuenta que el depósito de suelo se encuentra saturado, la estructura subterránea está sumergida en un ambiente abrasivo que puede deteriorar sus propiedades con el tiempo. Esto, en función de la respuesta dinámica, se traduce en un aumento de flexibilidad de la estructura. Esta condición puede favorecer la respuesta del sistema, ya que mientras se aumenta la rigidez de los depósitos de suelo por efecto de la consolidación, se aumenta la flexibilidad de la estructura por efecto de la degradación de los materiales con el paso del tiempo, alejando los períodos de la estructura y el depósito. Por lo que el sistema no entrará en resonancia y se lograrán disminuir las aceleraciones espectrales en el tiempo.

REFERENCIAS

- Aguilar , H. R., Galicia, M., Pérez Rocha, L. E., Avilés, J., Vieitez, L., & Salazar, M. (2003). Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo. *XII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. .
- Aguilar Becerril, H. R., Galicia Dimas, M., Salazar Gonzalez, M., & Avilés López, J. (2004). Cambios en los espectros de diseño sísmico del Valle de México debidos a hundimiento regional. *X Congreso Colombiano de Geotecnia*. Paipa: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Aguilar, H. R., Avilés, J., & Pérez Rocha, L. E. (2009). Future soil dynamic response in Mexico City. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2617-2620). M. Hamza et al.
- Aki, K., & Richards, P. (1980). *Quantitative seismology: theory and methods*. San Francisco, California: W. H. Freeman.
- Arroyo, D., Ordaz, M., Ovando Shelley, E., Guasch, J. C., Lermo, J., Perez, C., . . . Ramírez Centeno, M. S. (2013). Evaluation of the change in dominant periods in the lake-bed zone of Mexico City produced by ground subsidence through the use of site amplification factors. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(44), 54-66.
- Auvinet, G., & Juárez, M. (2011). Geotechnical characterization of Mexico City subsoil. *XIV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*.
- Avilés, J., & Pérez Rocha, L. E. (2010). Regional subsidence of Mexico City and its effects on seismic response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 981-989.
- Baltazar García, T. (2012). *Procedimientos Constructivos de Lumbreras del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México*. Instituto Tecnológico de la Construcción, Tesis de Licenciatura en Ingeniería de Construcción, México D.F.
- Barcena, A., & Romo, M. (1994). RADSH: Programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificado horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias. México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Bárcena, A., & Romo, M. P. (1994). *RADSH: Programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias*. (U. N. México, Ed.) México D.F.: Instituto de Ingeniería .
- Blanch, I. (1999). *Hundimiento Regional del Centro Histórico de la ciudad de México: Situación actual y predicciones*. Tesis de Especialidad, Universidad Politécnica de Cataluña, Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins i Ports de Barcelona.
- Bobet, A. (April de 2010). Numerical Methods in Geomechanics. *The Arabian Journal for Science and Engineering*, 35(1B), 27- 48.
- Bobet, A. (2011). Comportamiento sísmico de túneles. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 12(1), 69-75.
- Bobet, A. (2011). Diseño sísmico de estructuras subterráneas. *Geotecnia*(220), 18-25.
- Botero Jaramillo, E., Ovando Shelley, E., Ossa López, A., Giraldo Zapata, V., & Sierra García, L. (2012). *Informe de estudios para determinar el efecto de la evolución de propiedades del subsuelo en el comportamiento sísmico de conexiones típicas túnel estación de la línea 12*. Secretaría de Obras y Servicios Gobierno del Distrito Federal. Mexico D.F.: Instituto de Ingeniería.
- Carrillo, N. (1947). Influencia de los pozos artesianos en el hundimiento de la ciudad de México. *Comisión Impulsadora y Coordinadora de la Investigación Científica*.
- Cerrud Gonzalez, Y. d. (2002). *Evolucion de las propiedades y la respuesta sísmica de la arcilla del ex-lago de Texcoco por el hundimiento regional*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.
- Ciudad de México. (s.f.). *Metro de la Ciudad de México*. Recuperado el 2014, de Línea 12: <http://www.metro.df.gob.mx/sabias/linea12c.html>
- Franco Casas, F. J. (2002). *Evaluacion de las propiedades geotecnicas del sitio Secretaria de Comunicaciones y Transportes (STC) a 15 años del sismo de 1985*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.

- Gasparini, D., & Vanmarcke, E. (1976). *Simulated Earquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra*. Massachusetts Institute of Technology, Departament of Civil Enginiering. Cambridge, Massachusetts: National Science Foundation.
- GEOTEC. (2008). *Exploración Geotecnica Complementaria de la Línea 12 del Metro: Tremo 1, Subtramo: Mixcoac - Axomulco*. Mexico D.F.: Consorcio Línea 12 ICA, ALSTOM, CARSO.
- Giralt, J. A. (2001). *Evolución de la Respuesta Sísmica del Terreno en el subsuelo arcilloso de la Catedral metropolitana de la ciudad de México*. Tesis de Especialidad, Universidad Politecnica de Cataluña, Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins Canals i Ports de Barcelona.
- Itasca Consulting Group Inc. (2009). FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. *Theory and Background*. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Jaramillo, J. D. (2012). Comunicación personal.
- Kostoglodov, V., & Pacheco, J. (1999). Cien años de sismicidad e México. *Geofísica UNAM*. Obtenido de <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>
- Kouretzis, G. P., Bouckovalas, G. D., & Gantes, C. J. (2006). 3-D shell analysis of cylindrical underground structures under seismic shear (S) wave action. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(26), 909-921.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall Inc.
- Mánica Malcom, M. Á. (2013). *Comportameinto dinámico de inclusiones rígidas*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Programa de Maestría y Dcotorado en ingeniería, México D.F.
- Marsal, R. J., & Mazari, M. (1959). *El Subsuelo de la Ciudad de México*. México.
- Martinez-González, J., Lermo-Samaniego, J., Dánchez-Sesma, F., Angulo-Carrillo, J., Valle-Orozco, R., Ordoñez-Alfaro, J., & Pérez-Rocha, L. (2012). Effects of the Subsidence on the Changes of Dominant Periods of Soils within Mexico City Valley. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa. Obtenido de http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_3598.pdf
- Mazari Menzer, M. (1996). *La Isla de los Perros, con un apéndice*. México D.F: Colegio Mayor.
- Mooser, F. (1990). Estatigrafía y Estructura del Valle de México. *El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su realción con la igeniería de cimentaciones a 5 años del sismo*. México D.F.: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- NTC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias*. México D.F.: Gobierno del Distrito Federal.
- Ossa, A. (2004). *Modelo elastoviscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.
- Ovando Shelley, E., & Ossa López, A. (2004). Modelo elastoviscoplastico para consolidación de los suelos y su aplicación del hundimiento reional de la ciudad de México. *XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1*, págs. 291-299. Guadalajara.
- Ovando Shelley, E., Cerrud González, Y., & Romo Organista, M. P. (2002). Efectos del hundimiento regional en la respuesta sísmica de depósitos arcillosos en el ex lago de Texcoco. *XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, (págs. 201-208). Queretaro.
- Ovando Shelley, E., Ossa, A., & Romo, M. P. (2007). The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response. *Soils Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 333-343.
- Ovando Shelley, E., Ossa, A., & Santoyo, E. (2013). Effects of regional subsidence and earthquake on architectural monuments in Mexico City. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 65(1), 157-167.
- Ovando Shelley, E., Ossa, A., & Santoyo, E. (2013). Effects of regional subsidence and earthquake on architectural monumens in Mexico City. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 65(1), 157-167.
- Ovando Shelley, E., Romo, M. P., Contreras, N., & Giralt, A. (2003). Effects on soil properties of future sttlements in downtown Mexico City due to ground water extraction. *Geofísica Internacional*, 185-204.
- Ovando, E., & Romo, M. P. (1991). Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciduad de México con ensayos de cono. *Sismodinámica*, 2, 107-123.
- Romo, M. (1991). Comportamieto dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones. *Sismodinámica*, 2, 125-143.
- Romo, M. (1995). Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City. *Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soils Dynamics (State of the Art Paper), II*, págs. 1039-1051. St. Louis, Missouri.

- Romo, M. P., & Ovando-Shelley, E. (1996). Modelling the dynamic behaviour of mexican clays. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco: Elsevier Science. Obtenido de http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11_1028.PDF
- Rosenblueth, E. (1992). Sismos y sismicidad en México. En E. Rosenblueth, V. García Acosta, T. Rojas Rabiela, F. J. Nuñez de la Peña, & J. Orozco Castellanos, *Macrosismos* (págs. 2-8). México D.F.: Centro de Instrumentación y Registro Sísmico CIRES.
- Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F. J., & Singh, S. (February de 1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Design Spectra for Mexico's Federal District. *Earthquake Spectra*, 5(1), 273-291. Obtenido de <http://earthquakespectra.org/doi/pdf/10.1193/1.1585523>
- Santoyo Villa, E. (2007). *Historia y actualidad del hundimiento regional de la ciudad de México*. Recuperado el 2013, de TGC: <http://www.tgc.com.mx/articulos/art001.pdf>
- Santoyo Villa, E., Ovando-Shelley, E., Mooser, F., & León Plata, E. (2005). *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*. México D.F.: TGC.
- Santoyo, E., Lin, R., & Ovando, E. (1989). *El cono den la exploración geotécnica*. México: TGC Geotecnia.
- SMIS. (1997). *Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. Catálogo de Estaciones Acelerograficas 1960-1997*. México: CENEDIC.
- Tamez, E. (1992). Hundimientos diferenciales de edificios coloniales en el centro histórico de la ciudad de México. *XI Conferencia Nabor Carrillo* (págs. 1-66). Mexico: Sociedad Mexicana de Mécanica de Suelos.
- Wang, J. N. (Junio de 1993). *Seismic Desig of Tunnels. A Simple State of the Art Design Approach*. New York, New York: Parsons Brinckerhoff Inc.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Englewood Cliffs, New Jersey, Uited State of America: Prentice-Hall.
- Yin, J., & Graham, J. (1996). Elastic visco-plastic modelling of the one dimensional consolidation. *Géotechnique*, 46, 515-527.