



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Respuesta sísmica de  
estructuras esbeltas sobre  
arcillas compresibles**

**TESIS**

Que para obtener el título de  
**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Angel Monroy Canales

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017





UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/043/17

Señor  
ÁNGEL MONROY CANALES  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

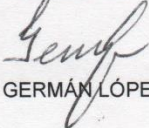
**"RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS ESBELTAS SOBRE ARCILLAS COMPRESIBLES"**

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEÓRICO
- II. PLANTEAMIENTO DEL CASO DE ESTUDIO
- III. ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO
- IV. DESCRIPCIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS
- V. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- VI. COMPARACIÓN CON MODELO DE CELDAS DE CIMENTACIÓN
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 26 de abril del 2017.  
EL PRESIDENTE

  
M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.



A mis padres, Angel y Pilar, y a mis hermanos,  
Jennifer y Steven. Que nuestro esfuerzo en  
conjunto emprendido a lo largo de este camino  
denote mi búsqueda por la felicidad.



## RESUMEN

Se presentan los trabajos desarrollados para evaluar la respuesta de estructuras esbeltas desplantadas en arcillas blandas ante carga sostenida y sísmica. Se incluye la caracterización de las propiedades dinámicas utilizadas, los modelos geotécnicos, la definición del ambiente sísmico, y el análisis de propagación vertical unidimensional de ondas SH, en el dominio de la frecuencia y con propiedades lineales equivalentes. Asimismo, se incluyen los resultados de análisis de respuesta de sitio no lineal, llevados a cabo con un modelo histerético, cuyos parámetros se determinan directamente de las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo y de amortiguamiento definidos con base en los datos experimentales. Se describe el modelo numérico utilizado para revisar el fenómeno de consolidación, con el propósito de evaluar el impacto que pudiera tener en el comportamiento de la estructura, y así poder definir las cargas para el análisis de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura. Los análisis toman en cuenta la variación de las propiedades dinámicas en función del cambio en los esfuerzos efectivos, debidos a la consolidación tanto por la disipación de la carga de la estructura con el tiempo, así como por consolidación regional. Se llevan a cabo análisis estáticos a 5, 10, 30 y 60 años, estimando las deformaciones en el sistema de cimentación propuesto. Para los casos críticos, se llevan a cabo los análisis sísmicos del sistema suelo-cimentación-estructura. Se reportan aceleraciones y espectros de respuesta en diferentes puntos de control y a diferentes profundidades, esto con el objetivo de evaluar la eficiencia de la cimentación propuesta ante un evento sísmico severo. Se compara la alternativa constructiva de celdas cimentación con una a base de un cajón con pilotes de fricción y se concluye que, con fundamento en las aceleraciones obtenidas en el sistema para ambas alternativas constructivas, y en los hundimientos de la estructura reportados para cada caso, es recomendable emplear el sistema de cajón de cimentación.







# CONTENIDO

<b>RESUMEN.....</b>	<b>VII</b>
<b>CONTENIDO .....</b>	<b>IX</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.2.1 Condiciones generales del problema.....	1
1.2.2 Exploración de alternativas de diseño de cimentación.....	2
1.2.3 Disipación de energía.....	3
1.3 METODOLOGÍA .....	6
<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>7</b>
2.1 PARÁMETROS DEL SUELO REQUERIDOS EN LA EVALUACIÓN SÍSMICA .....	7
2.1.1 Módulo de Rigidez al Cortante Cíclico.....	7
2.1.2 Relación de Amortiguamiento.....	8
2.1.3 Comportamiento Histerético .....	10
2.1.4 Consolidación Primaria .....	10
2.1.4.1 Definición.....	10
2.1.4.2 Arcillas Preconsolidadas .....	12
2.1.4.3 Arcillas Normalmente Consolidadas.....	13
2.1.5 Velocidad de Ondas de Cortante.....	13
2.1.6 Respuesta de Sitio .....	15
2.1.6.1 Introducción.....	15
2.1.6.2 Análisis Unidimensional de Respuesta de Sitio.....	15
2.2 ENSAYOS Y RESULTADOS DE LABORATORIO.....	16
2.2.1 Prueba Triaxial Cíclica.....	16
2.2.2 Prueba de Columna Resonante.....	17
2.2.3 Modelos de Degradación de las Propiedades Dinámicas del Suelo .....	18
2.3 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA .....	19
2.4 CELDAS DE CIMENTACIÓN .....	22
<b>PLANTEAMIENTO DEL CASO DE ESTUDIO .....</b>	<b>23</b>
3.1 ESTRUCTURACIÓN.....	23
3.2 PROPUESTA DE CIMENTACIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN Y LOSA .....	23
3.3 PROPUESTA DE CIMENTACIÓN CON CELDAS ESTRUCTURADAS.....	26
3.4 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DEL CONTENIDO DE AGUA EN LA ZONA DEL EDIFICIO .....	27
3.5 CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS DEL SITIO .....	27
3.6 SELECCIÓN DE PUNTOS DE CONTROL.....	28
<b>ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO .</b>	<b>29</b>
4.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE LA REGIÓN.....	29
4.2 CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS .....	29



4.2.1 Curvas de Degradación .....	29
4.2.2 Curvas de Compresibilidad .....	31
4.2.3 Distribución de Velocidades de Onda de Cortante.....	33
4.3 AMBIENTE SÍSMICO .....	35
4.3.1 Espectros de Peligro Uniforme para Sismos Normales.....	35
4.3.2 Historia de Aceleraciones Sintéticas .....	36
4.3.3 Obtención de Acelerogramas Sintéticos.....	37
4.3.4 Selección de Sismos Semilla para Análisis .....	39
<b>DESCRIPCIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS.....</b>	<b>43</b>
5.1 MODELOS DE RESPUESTA DE SITIO .....	43
5.1.1 Modelación Probabilista con RADSH .....	43
5.1.2 Modelación Determinista con SHAKE .....	44
5.1.3 Respuesta de Sitio No Lineal .....	45
5.2 MODELOS NUMÉRICOS DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA.....	46
5.2.1 Propiedades Mecánicas de los Modelos.....	48
<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>51</b>
6.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO LINEAL .....	51
6.1.1 Análisis Probabilista con RADSH .....	51
6.1.2 Análisis Determinista con SHAKE .....	52
6.2 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA.....	53
6.2.1 Respuesta de Sitio No Lineal .....	53
6.2.2 Análisis Estático.....	60
6.2.3 Análisis Pseudoestático .....	75
6.3 ANÁLISIS SÍSMICO CONSIDERANDO CONDICIONES INICIALES Y A MEDIANO PLAZO .....	76
6.3.1 Evolución de Presiones de Poro .....	76
6.3.2 Análisis de Respuesta de Sitio .....	78
6.3.4 Interacción Sísmica de Suelo-Cimentación-Estructura .....	83
6.4 ACELERACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA.....	91
<b>COMPARACIÓN CON MODELO DE CELDAS DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>95</b>
7.1 RESPUESTA ESTÁTICA DEL SISTEMA DE CELDAS DE CIMENTACIÓN .....	95
7.2 RESPUESTA DINÁMICA DEL SISTEMA DE CELDAS DE CIMENTACIÓN .....	98
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>103</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS .....</b>	<b>105</b>



## CAPÍTULO 1

### INTRODUCCIÓN

#### 1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

Se revisa el diseño de la cimentación buscando que funcione como un disipador de energía, aprovechando la interacción cinemática e inercial del sistema suelo-cimentación-estructura y atenuando la demanda sísmica en la estructura. La evaluación se realiza por medio de la comparación de las aceleraciones inducidas en la superestructura y de los asentamientos calculados para cada sistema de cimentación. Estos estudios son esenciales para generar la información requerida para realizar el diseño de la cimentación del caso de estudio que asegure su comportamiento adecuado. Los resultados de los análisis generados son indispensables para realizar el diseño adecuado de la cimentación y, consecuentemente, de la estructura del caso de estudio.

El estudio del comportamiento sísmico de estructuras esbeltas desplantadas en arcillas de alta compresibilidad, sometidas a un ambiente sísmico severo, requiere de una evaluación detallada de su comportamiento ante carga sostenida y sismo, que garanticen su buen funcionamiento a corto y largo plazos. Se llevan a cabo análisis de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura con modelos tridimensionales de elementos finitos o diferencias finitas para obtener la respuesta sísmica de la estructura del caso de estudio, estudiando el efecto de la esbeltez de la estructura en su respuesta dinámica, y se evalúa el desempeño sísmico de los sistemas suelo-cimentación-estructura típicos durante y después de un sismo severo.

#### 1.2 ANTECEDENTES

##### 1.2.1 Condiciones generales del problema

Las condiciones del subsuelo de la ciudad de México y sus alrededores plantean importantes desafíos para los ingenieros geotécnicos, no solo debido a la baja resistencia al esfuerzo cortante y la alta compresibilidad de los suelos arcillosos, sino también a los factores de amplificación observados durante eventos sísmicos (Mayoral *et al.*, 2008). La complejidad del problema de cimentación se incrementa aún más por el hundimiento regional causado por la extracción de agua de acuíferos profundos y los movimientos inducidos por las grandes amplificaciones de las ondas sísmicas en los depósitos de arcilla (Romo *et al.*, 1986). Para los análisis a llevar a cabo en esta investigación, se generarán modelos tridimensionales de diferencias finitas para resolver el problema de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura, ante condiciones estáticas y sísmicas a corto y largo plazo.

El centro del Valle de México está dominado por una capa gruesa de arcillas que es vestigio del antiguo lago de Texcoco. Este tipo de suelo es poco idóneo para el desplante de estructuras ya que sus propiedades mecánicas no permiten la sustentación de elementos de poca relación peso/área de desplante sin el consecuente hundimiento diferencial. Aunado a lo anterior, la poca resistencia a la rotación de las arcillas provenientes de la respuesta sísmica representa un desafío ingenieril de diferentes facetas, involucrando las áreas de construcción, estructuras y, particularmente, los estudios de mecánica de suelos.

El problema de la interacción suelo-cimentación-estructura en el análisis sísmico y diseño de estructuras masivas ha incrementado su importancia, puesto que se ha vuelto inevitable el construir estructuras



masivas a gran escala en localidades con características geotécnicas menos favorables en zonas sísmicamente activas. Durante las últimas dos décadas, varias formulaciones analíticas han sido desarrolladas para resolver problemas prácticos complejos asumiendo una interacción suelo-cimentación-estructura lineal. Sin embargo, el efecto de la no linealidad de los estratos de suelo en la respuesta de las estructuras no ha sido totalmente abordado en la literatura (Halabian et al., 2002)

### 1.2.2 Exploración de alternativas de diseño de cimentación

Los métodos usuales de solventar una cimentación aplicada a estructuras esbeltas son cimentaciones mixtas como lo son las losas con pilotes (figura 1.1). Las cimentaciones mixtas son una solución inteligente que cumple con los requerimientos costo, eficiencia y seguridad, sin embargo, suelen ser vulnerables a cargas sísmicas particularmente cuando existe alta presión de contacto entre la losa de cimentación y el suelo (Romo, 1990). La complejidad del problema de cimentación se incrementa aún más por el hundimiento regional causado por la extracción de agua de acuíferos profundos y los movimientos inducidos por las grandes amplificaciones de las ondas sísmicas en los depósitos de arcilla (Romo *et al.*, 1986). El segundo tipo de cimentación a base de celdas estructuradas se pretende desplantar en uno de los estratos blandos del lugar. Una ventaja más implicada en la cimentación anterior es en el cálculo más simplista de las deformaciones producidas en el suelo gracias a las suposiciones efectuadas en el comportamiento de los elementos muro y losa tapa, que suponen el conjunto de elementos que integran el sistema como rígidos (Martínez *et al.*, 2013).



*Figura 1.1 Cimentación de losa con pilotes*

Las cimentaciones mixtas de este tipo, cuando son diseñadas adecuadamente, han probado ser una solución eficiente en cuanto a costos se refiere y una solución segura al problema existente en la mayoría de las zonas de la Ciudad de México. No solamente siguen la subsidencia del terreno, sino que también minimizan los asentamientos propios de una sobrecarga del edificio (Mendoza *et al.*, 2000). No obstante, solo se emplean en suelos con alta resistencia y poca compresibilidad, casos poco frecuentes en la zona III demarcada por las NTC-2004. Se experimentan compresiones importantes en pilotes de los extremos inducidos por la tendencia al volteo. Losas compensadas con pilotes de fricción, en la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, sufren de una concentración de esfuerzos en la periferia de la cimentación. Las cargas cíclicas localizadas cerca de la periferia son más altas que aquellos en las pilas en la porción central de la cimentación. Esto muestra que, en zonas sísmicas, los diseños que plantean una concentración de pilotes en la parte central en planta conllevan a situaciones riesgosas (Romo *et al.*, 2000).



Usualmente, las estructuras esbeltas comparten características comunes. Una de ellas está dada por la rigidez y por extensión al periodo circular natural de vibración. Las estructuras de altura significativa, por lo general, poseen periodos de vibrar elevados, como el edificio Tapei 101 con un periodo de 7 segundos, significativamente más corto que los más de 9 segundos que uno normalmente esperaría de una estructura de 101 pisos. Los ocupantes deben de estar tanto física como psicológicamente cómodos con el diseño, incluso durante eventos extremos.

Como muestra de la implementación de cimentaciones mixtas se encuentra la Torre Latinoamericana, una estructura de acero y concreto, de 43 pisos, desplantada en zona III de acuerdo con las NTC-2004. La fase de investigación del sitio abarcó sondeos con muestras inalteradas extraídas a 50 metros de profundidad, la instalación de piezómetros e instalaciones de bancos de nivel en el terreno de desplante y en la Alameda. En su momento, las proyecciones del diseño de la cimentación contemplaban el hincado de 361 pilotes de concreto de punta a 34 metros de profundidad hasta estrato duro del subsuelo y un cajón de cimentación compensado a una profundidad de 13.50 m. Se construyó una estructura rígida de acero; que conforman 3 sótanos y 44 pisos, erigiéndose a 139 metros del nivel del suelo para sustentar un peso de 25,000 toneladas.

Otro ejemplo de uso de cimentación mixta en el diseño de una estructura está la Torre Mayor. Este edificio cuenta con 57 pisos de oficina, se erige a 225 metros del nivel de banqueta y alguna vez fue el más alto de América Latina. El diseño de la cimentación de la Torre Mayor especificó el uso de una cimentación de losa piloteada. La losa de concreto reforzado se conecta a una serie de caissons de 1.2 metros de diámetro, desplantadas a 40 metros en roca fragmentada debajo del depósito de suelo blando. El espesor de la losa de cimentación varía de uno a dos metros y crea una unión rígida entre los caissons y los muros de la cimentación. El espesor de la losa de cimentación varía entre uno y dos metros de espesor y liga los elementos caisson y los muros de 0.8 metros de espesor de la cimentación.

Una muestra más de la popularidad de las losas compensadas con pilas se ve en la Torre Taipei 101. La altura de esta torre es de 508 metros. Dentro de los casos de carga se encuentran los efectos localizados de carga por sismos potencialmente severos debidos a una falla inactiva cercana a la zona de desplante. En la zona existen lentes de roca entre los 40 y 60 metros de profundidad que subyacen bajo depósitos de arcillas y suelo de origen coluvial. El diseño exigía un sótano de 21 metros de profundidad mientras que el nivel de aguas freáticas se encuentra a dos metros de la superficie del terreno.

Un muro de pantalla o Milán de 1.2 m de espesor a la torre mantiene aislada a la estructura del abatimiento piezométrico y provee de un sustento firme a los 23 metros de profundidad. Cada columna de la base de la torre transmite la carga hacia su propio pilote de dos metros de diámetro. Cimentaciones de tipo candelero de 5 a 28 desplantadas en lechos rocosos resisten la fuerza neta de flotación sobre la losa del primer piso de la superestructura. Un segundo muro Milán, que encierra únicamente la huella de desplante de la torre, fue soportado por puntales de acero a medida que la excavación avanzaba hasta la profundidad final. Para transferir las cargas de las columnas y de los muros se construyó una losa de concreto reforzado de entre 3 a 4.7 metros de espesor que, a su vez, transfiere las cargas a 380 pilas perforadas de 1.5 metros de diámetro y con separación entre ellas de 4 metros. Las pilas se diseñaron para resistir fuerzas gravitacionales de entre 1091 a 1448 toneladas. Usando marcos de acero se minimizó el peso de la estructura, ayudando a reducir los costos de la cimentación.

### 1.2.3 Disipación de energía

Los sistemas que son sometidos a vibraciones están sujetos al amortiguamiento, puesto que la energía es disipada un conjunto de fuerzas que, en su mayoría, se originan de la fricción. Un amortiguador es un elemento que se añade a un sistema con el propósito de proveer fuerzas resistivas al movimiento, y así



disipar energía. El concepto de añadir amortiguadores en una estructura asume que parte de la energía suministrada por efectos de cargas variables será absorbida, no por la estructura misma si no por los elementos amortiguadores. Un amortiguador idealizado sería aquel en el que la fuerza producida en el mismo no incrementa los esfuerzos en la estructura. Implementados adecuadamente, un amortiguador idealizado sería capaz de reducir tanto los esfuerzos como las deflexiones en la estructura. Un ejemplo de la implementación de este tipo de defensa sísmica es el utilizado en la Torre Mayor.

El potencial de adicionar amortiguadores viscosos a la estructura fue evaluado como medio de reducir los esfuerzos provocados en la estructura durante eventos sísmicos. El diseño subyacente fue el de emplear los amortiguadores para reducir los esfuerzos, lo cual daría lugar al aligeramiento de los marcos del edificio al remover acero hasta que los esfuerzos calculados del análisis sísmico se aproximaran a los permitidos en los reglamentos de construcción de la Ciudad de México.

Para la Torre Mayor, el amortiguamiento inherente estructural en los marcos que componen el soporte se asumió del 1% del amortiguamiento crítico (figura 1.2). Se efectuaron varias corridas de modelos matemáticos, en donde se variaba el amortiguamiento cada vez más en intervalos del 2%. La forma de abordar el problema fue el de suministrar más amortiguadores hasta que se lograra el edificio proyectado de 57 pisos como consecuencia de la reducción de peso o hasta que se alcanzara una relación de amortiguamiento del 30%, en cuyo porcentaje se calculó que los esfuerzos máximos en el edificio empezarían a incrementar. Cuando el amortiguamiento añadido alcanzó el valor de 10% del crítico se llegó a la altura actual del edificio.



*Figura 1.2 Amortiguador instalado en un marco resistente en la Torre Mayor*

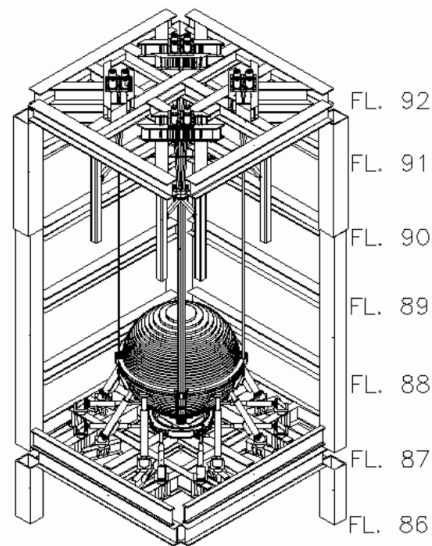
Para el control de estados límite de servicio, particularmente el de desplome, se han visualizado varios mecanismos, entre ellos destaca el utilizado en la torre Taipei 101. En aras de contar con un buen bienestar entre los ocupantes de la torre, se requiere de aminorar el efecto multiplicador que induce una carga dinámica en el desplazamiento lateral de los pisos, por lo que se recurre a los amortiguadores de masa (figura 1.3).

Se usa el movimiento del edificio para mover amortiguadores que convierten el movimiento en calor al forzar el movimiento de fluido entre aberturas internas de tamaño diminuto. Los amortiguadores son los más eficientes al trabajar con movimientos largos, pero dentro de un marco de edificio los movimientos relativos son pequeños. En un amortiguador de masa, la dinámica evade dicha limitación. Un bloque móvil de acero o concreto (la masa) localizado cerca del nivel de techo representa una fracción de la



masa total del edificio. Se ajusta para que oscile libremente al mismo periodo de la estructura. Cuando el edificio oscila, la masa tenderá a moverse en la dirección contraria del edificio y con una amplitud mayor. Cualquier amortiguador fijado entre los marcos del edificio y el amortiguador de masa experimentará más movimiento, con lo que podrá desempeñar su propósito.

En el caso del Taipei 101, el amortiguador de masa primario usa una masa de 726 toneladas construida con placas apiladas de acero que forman una esfera visible a los visitantes del lugar. La masa, que equivale al 0.24 por ciento del peso total de la torre, se localiza en el piso 88. La velocidad de oscilación es fijada por acción de péndulo mientras cuelga del piso 92. Los ingenieros calibran el vaivén para igualar el comportamiento medido de todo el edificio ajustando la posición vertical de unos bloques que restringen los cables de suspensión.



*Figura 1.3 El péndulo del amortiguador de masa principal, una esfera hecha de placas apiladas de acero, oscila dentro de los pisos superiores de los edificios típicos más altos (Poon et al., 2004)*

Una alternativa más que permite aminorar los efectos del sismo sobre una estructura se presenta en los aisladores de base. Se localizan entre la superestructura y la cimentación. Entre las tecnologías en las que se fundamentan los aisladores encontramos los de péndulo de fricción. Con este tipo de disipadores de energía es posible construir estructuras que resistan los efectos del sismo, evitando daño estructural. Las fuerzas cortantes transmitidas a la estructura son reducidas en gran medida. Durante las acciones de las cargas sísmicas, a la estructura que soportan los aisladores se le induce un movimiento oscilatorio con una trayectoria semejante a la de un péndulo.

Cuando se genera un desplazamiento dentro de un plano horizontal, el conjunto formado por la estructura y un deslizador en el aislador se mueve sobre una superficie cóncava provocando tanto un desplazamiento horizontal como uno vertical que involucra todo el peso de la estructura. Este levantamiento supone una vasta cantidad de energía para su realización. En el vaivén del deslizador se produce calor en las superficies de contacto, teniendo como consecuencia la disipación de energía.



### 1.3 METODOLOGÍA

En la selección del caso de estudio se contempla un edificio esbelto desplantado en una zona de suelos blandos altamente salinos dentro de la Ciudad de México, que, según las Normas Técnicas Complementarias sobre sismos, corresponde a la clasificación de zona III. Dadas las características del desplante de la estructura y a la especial relevancia del caso de estudio, tanto en cuestiones de seguridad como de servicio, se requiere de un refinamiento en los modelos matemáticos de análisis que rebasa los enunciados en los reglamentos locales.

Como parte de un proceso de evaluación de soluciones se proponen dos alternativas para sistema de la subestructura, un conjunto conformado por una losa de cimentación rígida con grupos de pilotes y el uso de celdas de cimentación. En la presente tesis, se describe la metodología empleada en la obtención de la respuesta sísmica por medio de análisis sísmicos con las condiciones particulares de los estratos que constituyen la zona de desplante, las propiedades de la cimentación, el detalle estructural del caso de estudio y el ambiente sísmico propio de la región de análisis.

La metodología que resolverá el problema está basado en diversas condiciones descriptivas del proyecto. Desde la forma en la que el peso propio y un sismo inciden sobre la respuesta de la estructura en su totalidad hasta las consideraciones hechas de cada propiedad particular que influye en dicha respuesta, es necesario tener en cuenta las diversas características del proyecto de edificación para plantear los supuestos teóricos que justifiquen las técnicas usadas con el fin de dar solución al problema.

La respuesta de sitio depende de la rigidez del suelo, y ésta a su vez es dependiente de la rigidez proporcionada por dos parámetros, el módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento. La velocidad de onda de cortante es requerida para el cálculo de las variaciones de compresibilidad que afectan la respuesta de sitio. Siendo imperantes el conocimiento de estas propiedades, se estimaron los parámetros anteriores a través de la elección de puntos de control representativos de la zona de desplante sobre los que se hacen pruebas en sitio, se extraen muestras y se fijan valores con base en pruebas experimentales.

El propósito de realizar una caracterización del ambiente sísmico del lugar de análisis es para asegurar que las historias de aceleraciones usadas en los análisis sísmicos representen con una alta fiabilidad el tipo de respuesta de sitio que realmente se presenta en la zona de estudio. Para los análisis a llevar a cabo en esta investigación, se generarán modelos tridimensionales de diferencias finitas para resolver el problema de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura, ante condiciones estáticas y sísmicas a corto y largo plazo.

Con los datos de salida se da pie a la comparación de una estructura de cimentación con otra y se está en condiciones para optar por un proceso constructivo determinado o incluso el planteamiento de otras características estructurales como las propiedades de los materiales de o la geometría. Toda esta elección se regirá por los factores de costo y seguridad que se desean implementar por el contratista de obra, contrastando las aceleraciones de los elementos resistentes y el hundimiento presente en cada alternativa de cimentación.





## CAPÍTULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 PARÁMETROS DEL SUELO REQUERIDOS EN LA EVALUACIÓN SÍSMICA

Los ciclos de esfuerzo cortante-deformación angular del suelo son clave para comprender cómo es que los sitios responderán a la carga cortante aplicada, tales como aquellas producidas por un sismo. Los ciclos manifiestan no linealidad e histéresis. Los modelos numéricos del suelo usan la variación del módulo de cortante y amortiguamiento con respecto a una deformación angular, curvas  $G-\gamma$  y  $D-\gamma$ , como datos de entrada para análisis dinámicos. Estos comúnmente se encuentran basados en ensayos de materiales llevadas a cabo, ya sea en el material en específico en cuestión o en materiales similares representativos publicados en la literatura. La propia distribución espacial de los estratos del suelo repercute en la selección del método de cálculo de la respuesta de sitio.

##### 2.1.1 Módulo de Rigidez al Cortante Cíclico

El comportamiento que manifiesta un suelo a los desplazamientos impuestos por aceleraciones de origen sísmico se encuentra en función del módulo de rigidez a cortante. Conforme el esfuerzo cortante experimenta un aumento, el material se distorsiona, cambiando de forma. El módulo de cortante relaciona los cambios en el esfuerzo cortante con respecto a la deformación angular:

$$G = \frac{d\tau\gamma}{d\gamma} \quad (\text{ec. 2.1})$$

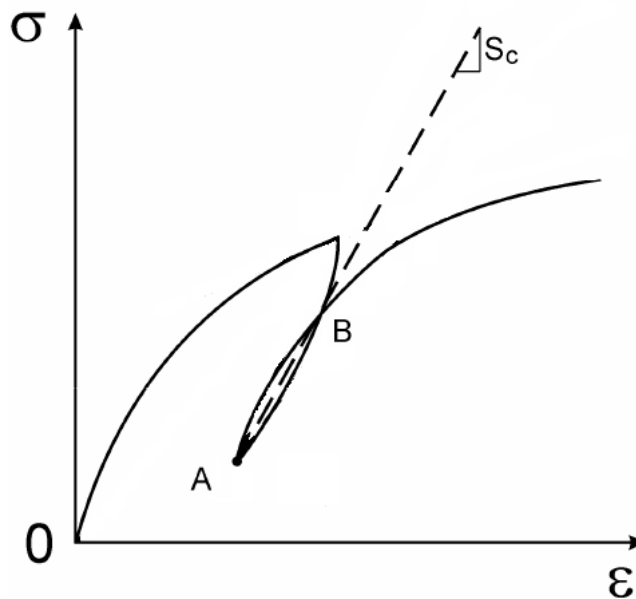


Figura 2.1 Definición del módulo de rigidez al cortante cíclico

Debido a que los suelos no exhiben una curva esfuerzo-deformación lineal, muchos módulos pueden ser determinados, por ejemplo, de una prueba triaxial. La pendiente de la curva esfuerzo-deformación no es el módulo del suelo. Sin embargo, la pendiente de la curva está relacionada al módulo y es conveniente asociar la pendiente de la curva de esfuerzo-deformación a un módulo. Ciertamente esto da una imagen



simple atada a un valor del módulo, aunque en la figura 2.1 la pendiente no es nombrada módulo E sino pendiente  $S_c$ .

Si la pendiente es dibujada desde el punto A al punto B en la figura 2.1, entonces la pendiente cíclica,  $S_c$ , es obtenida y el módulo cíclico es calculado de aquí. Uno podría emplear ese módulo y su evolución como función del número de ciclos del movimiento de una cimentación de pilas sujetas a cargas repetidas de tipo sinusoidal.

Dos aspectos separados del comportamiento del suelo, ambos relacionados con la amplitud de la deformación, son considerados generalmente cuando se modelan las relaciones de los módulos de reducción para suelos, el módulo de cortante y la relación de amortiguamiento. Para un ciclo de carga y descarga con deformaciones pequeñas ( $\gamma$  menor que 0.001%, aproximadamente), el deslizamiento entre los puntos de contacto de las partículas es despreciable, y la respuesta del suelo es consecuencia, principalmente, de la deformación elástica de las partículas del material cerca de los puntos de contacto. Usualmente se emplea  $G_{max}$  para nombrar al módulo de cortante elástico correspondiente, y el modelar  $G_{max}$  contribuye a la definición de la elasticidad del suelo (figura 2.2).

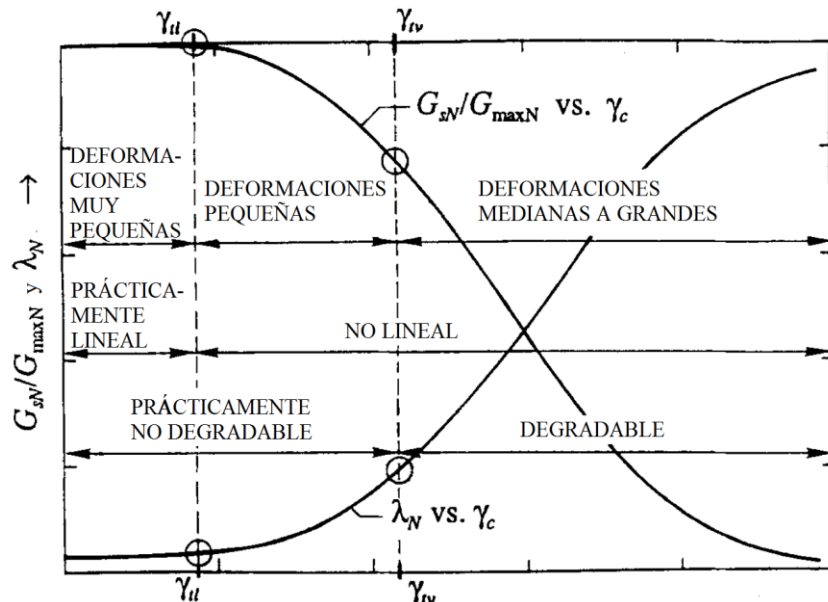


Figura 2.2 Curva de degradación del módulo a lo largo de las diferentes zonas de deformación cortante cíclica (Vucetic, 1994)

### 2.1.2 Relación de Amortiguamiento

En la descripción de todas las fuerzas que influyen en la respuesta de un elemento sometido a cargas dinámicas se idealiza el elemento como un oscilador de un grado de libertad, cuya masa se concentra en un solo punto. Con un diagrama de cuerpo libre se obtienen las fuerzas involucradas. La resistencia lateral de una masa de suelo debido a una carga aplicada  $P$  (figura 2.2) está dada por la ecuación:

$$P = F_i + F_d + F_s \quad (\text{ec. 2.2})$$

En donde  $F_i$  es la fuerza inercial,  $F_d$  es la fuerza de amortiguamiento y  $F_s$  es la rigidez de la masa caracterizada como la fuerza de un resorte. La resistencia también puede ser expresada por la ecuación:

$$P = ma + cv + kx \quad (\text{ec. 2.3})$$

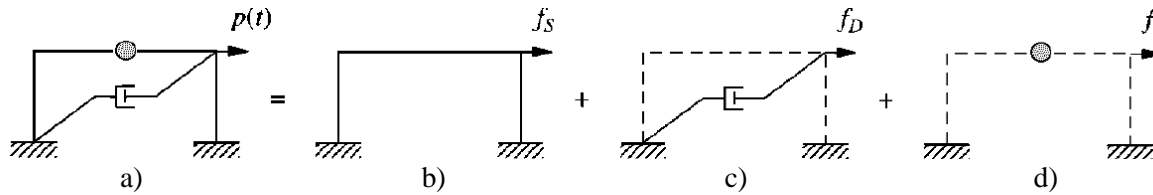


Figura 2.3 a) Sistema, b) componente de rigidez, c) componente de amortiguamiento y d) componente inercial

En donde  $m$  es la masa,  $a$  es la aceleración horizontal,  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento,  $v$  es la velocidad horizontal,  $k$  es la rigidez estática del resorte y  $x$  es el desplazamiento horizontal.

Para facilitar las comparaciones entre los sistemas con diferentes masas y rigideces, el coeficiente de amortiguamiento es a menudo normalizado con la relación de amortiguamiento crítico  $c_c$ , para obtener la relación de amortiguamiento  $\xi$ , dada por la ecuación:

$$\xi = c/c_c \quad (\text{ec. 2.4})$$

El coeficiente de amortiguamiento crítico es aquel en el que el desplazamiento pasa a cero después de un solo ciclo de movimiento. Una expresión alterna de la relación de amortiguamiento es la siguiente:

$$\xi = \frac{c\omega_0}{2\sqrt{km}} \quad (\text{ec. 2.5})$$

En donde  $\omega_0$  es igual a la frecuencia natural del sistema. En el área de geotecnia, es costumbre representar la relación de amortiguamiento con la letra  $\lambda$ .

Un suelo sometido a una excitación que cambia de dirección en función del tiempo sufre un cambio en su configuración estructural, la cual integra una de las características definitorias del módulo de elasticidad del suelo.

Los análisis dinámicos del suelo usualmente asumen que los materiales presentan un comportamiento visco-elástico. A pesar de ser reconocido que el módulo de cortante se reduce con incrementos de la deformación, la mayoría de los análisis son satisfechos al seleccionar un módulo elástico lineal equivalente, tomando en cuenta las magnitudes esperadas de la densidad inicial, el esfuerzo efectivo promedio y la deformación angular.

La absorción de energía en los suelos conlleva, en la práctica, a la definición de una relación de amortiguamiento viscosa equivalente  $D$ . Esto es frecuentemente determinado de los radios de amplitudes (a) de ciclos sucesivos del decaimiento de una oscilación libre, Se puede demostrar que:

$$D = 1/(1 + 2\pi/\ln(a_n/a_{n+1})) \quad (\text{ec. 2.6})$$

para un elemento perfectamente visco-elástico. Con el fin de ser consistentes, tal valor debe ser proporcional a la frecuencia de las oscilaciones a una amplitud dada. Algunos autores han remarcado la ausencia de dicha variación (Iwasaki *et al.*, 1978), llevándolos a proponer que los suelos pueden ser tratados no como viscosos, sino como histeréticos, absorbiendo energía únicamente como una función de deformaciones cíclicas.



### 2.1.3 Comportamiento Histerético

La caracterización del suelo se efectúa bajo la premisa de que el comportamiento del mismo es diverso a distintas deformaciones angulares, presentándose las etapas ilustradas en la figura 2.2. En lo que respecta a las arcillas, el número de ciclos de carga ha sido correlacionado con una disminución en el módulo de cortante con un incremento asociado de la presión de poro (Idriss *et al.*, 1978).

El amortiguamiento histerético toma en cuenta la energía perdida en el suelo debido a la viscosidad y deformación plástica conforme el suelo es cargado y descargado. El amortiguamiento histerético típicamente incrementa mientras que los desplazamientos y las deformaciones angulares resultantes incrementan. La energía total perdida por la radiación y el amortiguamiento histerético resulta en un bucle de histéresis en la curva de fuerza-desplazamiento en lugar de una línea recta de tipo elástica.

Deformaciones grandes significan deslizamientos de magnitud considerable en los puntos de contacto de las partículas y posiblemente un reacomodo de partículas en conjunto con deformación elástica de las mismas partículas, constituyendo un comportamiento elasto-plástico. Cuando la respuesta a carga cíclica es evaluada por un análisis lineal equivalente, el comportamiento del suelo elasto-plástico es modelado en una manera particular al definir curvas de degradación del módulo de cortante. Las relaciones de la degradación del módulo de cortante son importantes en la práctica en donde la respuesta del suelo a movimientos telúricos es calculada con análisis lineales equivalentes. Los valores estimados de  $G_{max}$  pueden ser obtenidos por métodos in situ como las pruebas de ondas de superficie. Estos valores se pueden emplear para calibrar los coeficientes de rigidez en un modelo tridimensional para la elasticidad del suelo. El modelo se puede usar para predecir los cambios en  $G_{max}$  que ocurren cuando se le somete a carga, resultando en una variación de esfuerzos y de la densidad del suelo.

### 2.1.4 Consolidación Primaria

#### 2.1.4.1 Definición

La consolidación es el proceso de reducción del volumen de un depósito de suelo sometido a carga debido al flujo del agua intersticial. Para suelos saturados, para cualquier incremento de carga, ( $\Delta\sigma'$ , llamada sobrecarga), inicialmente será tomado por la presión de poro y resultará en consolidación hasta que un nuevo equilibrio sea alcanzado en donde las partículas sólidas del suelo soporten las cargas adicionales, aumentando el esfuerzo efectivo sobre la fase sólida del suelo. Como resultado del incremento en los esfuerzos efectivos el suelo experimentará un decrecimiento en su volumen como consecuencia de la expulsión de agua del suelo y se observará un asentamiento de la superficie que está en función del tiempo transcurrido de la aplicación de la carga. La tasa en la que el asentamiento ocurre depende de la velocidad a la que el agua es expulsada de la masa de suelo y esta depende de la altura piezométrica y la permeabilidad del suelo.

Cuando un estrato saturado de suelo arcilloso es sometido a un incremento de esfuerzos, la disipación del exceso de presión de poro generada tomará lugar de manera mucho más lenta que si fuese un estrato de suelo arenoso, debido a relativamente baja permeabilidad del suelo arcilloso. Esto significa que el asentamiento, causado por el drenaje de agua de los vacíos de la masa de suelo, será un proceso gradual a lo largo de un periodo largo de tiempo.

En las categorías de consolidación encontramos la consolidación primaria, en la cual un cambio volumétrico en suelos cohesivos saturados porque la expulsión de agua de los espacios vacíos. Una capa de suelo experimentando consolidación se representa en la figura 2.4, el suelo se encuentra sobre una base impermeable por lo que el flujo de agua tiene dirección hacia arriba en la superficie del terreno en



la que drena el agua. Un elemento de suelo que mide  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$ , se selecciona para desarrollar la ecuación de consolidación.

El flujo de agua hacia el elemento es indicado por  $Q_{entrada}$  y el gasto fuera del elemento se señala con  $Q_{salida}$ . Puesto que el elemento disminuye en volumen durante la consolidación,  $Q_{entrada}$  y  $Q_{salida}$  no son iguales (figura 2.5).

El gasto de agua hacia dentro y hacia afuera del elemento se describe por medio de la ecuación de Darcy:

$$Q_{entrada} = k i A = k \frac{\delta h}{\delta z} dx dy \quad (\text{ec. 2.7})$$

$$Q_{salida} = k \frac{\delta}{\delta z} \left( h + \frac{\delta h}{\delta z} dz \right) dx dy = k \frac{\delta}{\delta z} \left( h + \frac{\delta h}{\delta z} dz \right) dx dy \quad (\text{ec. 2.8})$$

Tasa de almacenado de agua:

$$Q_{entrada} - Q_{salida} = -k \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dx dy dz \quad (\text{ec.2.9})$$

Volumen inicial del elemento diferencial:

$$dx dy dz$$

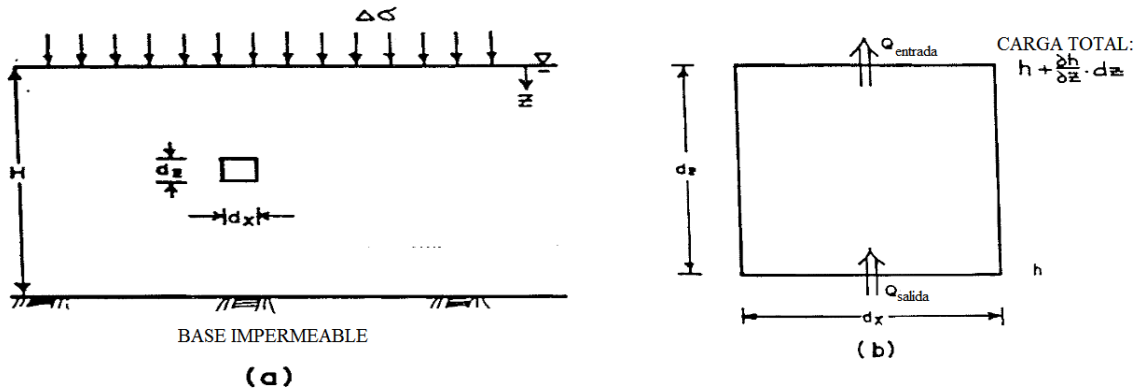


Figura 2.4 Elementos del suelo en una capa consolidada

Volumen de vacíos:

$$dx dy dz \frac{e}{1+e} = dx dy dz n$$

en donde  $e$  es la relación de vacíos, y  $n$  es la porosidad del suelo.

Tasa de cambio del volumen de vacíos:

$$- dx dy dz \frac{\delta n}{\delta t}$$

Para satisfacer la ecuación de continuidad, la tasa de cambio del volumen de vacíos debe de ser igual a la tasa de almacenamiento de agua. Igualando estas dos tasas:

$$k \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dx dy dz = - dx dy dz \frac{\delta n}{\delta t} \quad (\text{ec. 2.10})$$

Dado que el agua puede fluir hacia afuera de una muestra de suelo saturado en cualquier dirección, el proceso de consolidación es esencialmente tridimensional. No obstante, en la mayoría de las situaciones



presentes en campo, el agua no será capaz de fluir fuera en dirección horizontal debido a la vasta extensión del suelo horizontalmente. Por lo tanto, la dirección del flujo de agua es predominantemente vertical o unidimensional. Como resultado, los estratos de suelo se someten a asentamientos unidimensionales producto de la consolidación en la dirección vertical.

El cálculo de asentamientos por consolidación primaria,  $\delta_{cp}$ , requiere del coeficiente de compresibilidad,  $m_v$ , determinado de los estratos de arcilla saturada, del incremento total de esfuerzo efectivo,  $\Delta\sigma'$ , calculado en el estrato de suelo compresible y del espesor del depósito de suelo compresible,  $H$ , como:

$$\delta_{cp} = m_v \Delta\sigma' H \quad (\text{ec. 2.11})$$

El incremento de esfuerzo efectivo generado por peso propio de la cimentación más la sobrecarga en superficie, o por abatimiento piezométrico profundo se aplica mediante decrementos de la presión de poro de acuerdo con las condiciones hidráulicas del sitio.

A partir de pruebas de consolidación unidimensional, el coeficiente de compresibilidad es determinado con:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta p'(1+e_0)} \quad (\text{ec. 2.12})$$

en donde:

$\Delta e$	Decremento de la relación de vacíos causada por el incremento de esfuerzos efectivos
$e_0$	Relación de vacíos inicial en cada rama de comportamiento de la curva de compresibilidad
$\Delta p'$	Incremento del esfuerzo efectivo

#### 2.1.4.2 Arcillas Preconsolidadas

Debido a que el valor de  $m_v$  cambia significativamente al pasar del estado de recompresión al virgen, y a que para un mismo incremento de carga se puede pasar del primer al segundo estado, lo cual cambia significativamente el valor del coeficiente  $m_v$ , el cálculo de asentamientos debe considerar esta variación, la cual se evalúa con el procedimiento que se describe a continuación.

La figura 2.5 muestra una curva típica de compresibilidad. Con referencia a esta figura y al comparar en cada estrato de suelo, la suma del esfuerzo vertical efectivo inicial ( $\sigma'_{v0i}$ ) calculado con base al peso propio de los estratos de suelo y a las condiciones piezométricas del sitio, más el incremento de esfuerzo efectivo ( $\Delta\sigma'_i$ ) generado por el peso propio de la celda más la sobrecarga, con el esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_{pi}$ ); se tiene que:

Si  $(\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma'_i) < \sigma'_{pi}$ , el coeficiente  $m_v$ , corresponde sólo a la rama de recompresión ( $m_{v-r}$ ).  
 Si  $(\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma'_i) > \sigma'_{pi}$ , parte del coeficiente  $m_v$ , corresponde a la rama de recompresión ( $m_{v-r}$ ), y el complemento, a la rama virgen ( $m_{v-v}$ ); conviene calcular el coeficiente promedio ponderado ( $m_{v-p}$ ) con:

$$m_{v-p} = \frac{(\sigma'_{pi} - \sigma'_{v0i})m_{v-r} + (\Delta\sigma'_i - \sigma'_{pi})m_{v-v}}{\Delta\sigma'_i} \quad (\text{ec. 2.13})$$

Este coeficiente ponderado se aplica en forma directa al incremento de esfuerzo efectivo de cada estrato de suelo arcilloso y a su correspondiente espesor.



### 2.1.4.3 Arcillas Normalmente Consolidadas

En estas arcillas, el incremento de esfuerzo efectivo ( $\Delta\sigma'_i$ ) siempre se ubica en el estado virgen, por lo que el módulo a utilizar es el  $m_{v-v}$ .

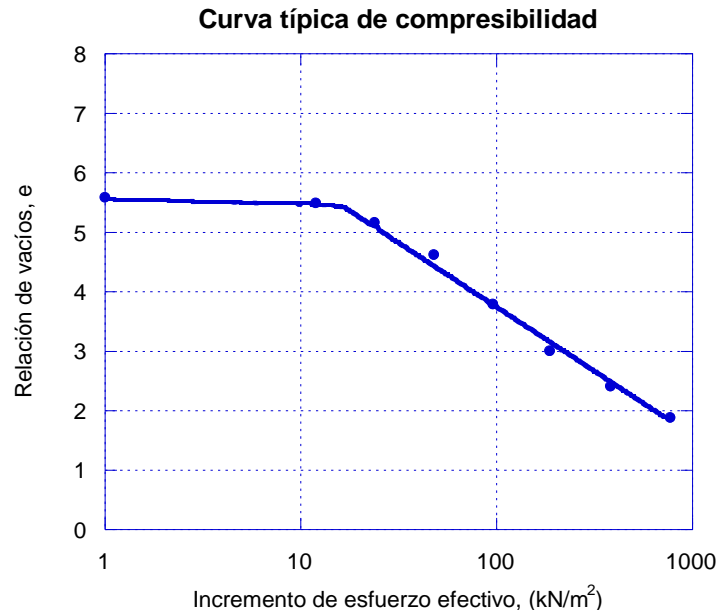


Figura 2.5 Curva típica de compresibilidad para arcillas normalmente consolidadas

### 2.1.5 Velocidad de Ondas de Cortante

La propagación de ondas de cortante es fácilmente entendible considerando un medio infinito. Una idealización simple, unidimensional de este tipo de medio sin límite lo es una barra infinitamente larga. Usando equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones, y empleando relaciones de deformación-desplazamiento y esfuerzo-deformación, la ecuación unidimensional de onda puede ser descrita y resuelta.

Tres distintos tipos de vibración pueden ocurrir en una barra delgada, las ondas de cortante o torsionales involucran la rotación de la barra sobre su propio eje. En el caso de la onda longitudinal, la dirección del movimiento de una partícula en la barra es paralela a la dirección de la propagación de onda. Para las ondas torsionales, el movimiento de la partícula está restringido a planos perpendiculares a la dirección de la propagación de onda. Examinando el caso de un segmento de una barra cilíndrica como la mostrada en la figura 2.6 en el que una onda de cortante de amplitud  $T$  viaja a través de la barra. El equilibrio dinámico torsional requiere que el torque externo no balanceado (lado izquierdo de la ecuación 2.14) sea igual al torque de inercia (lado derecho de la ecuación 2.14):

$$\left(T_{x_0} + \frac{\delta T}{\delta x} dx\right) - T_{x_0} = \rho J dx \frac{\delta^2 \theta}{\delta t^2} \quad (\text{ec. 2.14})$$

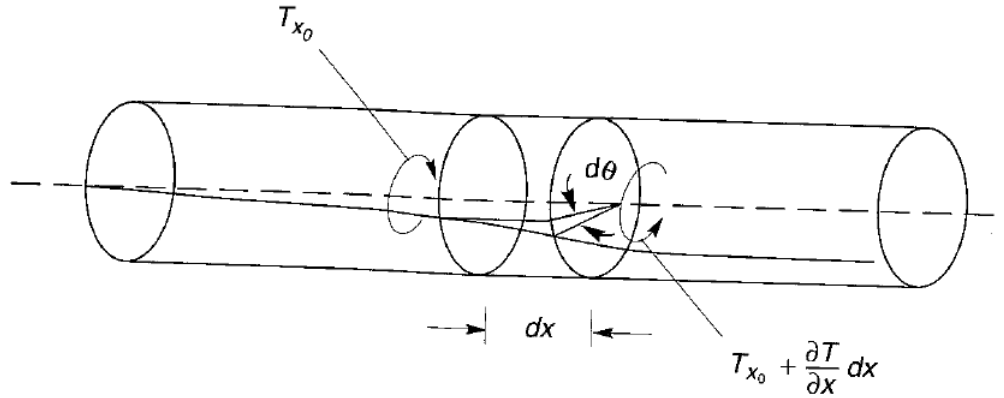


Figura 2.6 Torque y rotación en los extremos del elemento de largo  $dx$  y de área de sección transversal,  $A$  (Kramer, 1996)

en donde  $J$  es el momento polar de inercia de la barra sobre su eje. Esta ecuación de equilibrio puede ser simplificada para producir la siguiente ecuación de movimiento:

$$\frac{\delta T}{\delta x} = \rho J dx \frac{\delta^2 \theta}{\delta t^2}$$

Ahora, incorporando la relación de torque-rotación:

$$T = GJ dx \frac{\delta \theta}{\delta x}$$

en donde  $G$  es el módulo de cortante de la barra, la ecuación torsional de onda puede ser escrita como:

$$\frac{\delta^2 \theta}{\delta t^2} = v_s^2 \frac{\delta^2 \theta}{\delta x^2}$$

en donde:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \quad (\text{ec.2.15})$$

siendo que:

$V_s$	Velocidad de onda cortante, en m/s
$\rho$	Densidad del material, en $\text{kg/m}^3$
$G_{max}$	Módulo de rigidez máximo al esfuerzo cortante, en $\text{kg/m}^2$

La velocidad de propagación de onda depende tanto de la rigidez de la barra como de la densidad del material pero es independiente de la amplitud de la onda de cortante.





## 2.1.6 Respuesta de Sitio

### 2.1.6.1 Introducción

De los problemas de mayor ocurrencia y de gran relevancia que puede encontrarse en el área de ingeniería geotécnica es la evaluación de la respuesta de sitio. Los análisis de respuesta de sitio se emplean para predecir los movimientos en la superficie de un depósito de suelo con el fin de engendrar espectros de respuesta de diseño, calcular los esfuerzos y deformaciones dinámicas para evaluar los peligros producto del fenómeno de licuefacción, y determinar las fuerzas sísmicas inducidas que traigan consigo inestabilidad en las masas de suelo.

Bajo condiciones ideales, un análisis integral de la respuesta de sitio tendría que modelar los mecanismos de ruptura en el punto de origen de un sismo, la propagación de ondas de cortante a través del suelo hacia encima del lecho de roca debajo de un sitio en particular, y entonces determinar cómo es que la superficie del suelo es influida por el suelo que yace debajo del estrato rocoso. En la realidad, el mecanismo de falla de ruptura es tan complicado y la naturaleza de la transmisión de energía entre la fuente y el sitio es tan incierto que esta forma de abordar el problema no es práctica para las aplicaciones ingenieriles comunes. En la práctica, se emplean métodos empíricos basados en las características de los registros sísmicos para desarrollar relaciones predictivas, o sea, expresar los parámetros del movimiento del suelo en función de la magnitud de un sismo, y la distancia de un sitio considerado a la fuente, principalmente. Estas relaciones predictivas son usadas en conjunto con un análisis de peligro sísmico para predecir las características del movimiento del lecho de roca. El problema del análisis de la respuesta de sitio entonces se vuelve el predecir la respuesta del depósito de suelo con respecto del lecho de roca inmediatamente debajo de este. A pesar del hecho de que las ondas sísmicas pueden viajar a través de decenas de kilómetros de roca y menos de 100 metros en suelo, el suelo juega un rol muy importante en determinar las características del movimiento de la superficie del terreno (Kramer, 1996).

### 2.1.6.2 Análisis Unidimensional de Respuesta de Sitio

En el momento en que ocurre una ruptura de falla debajo de la superficie de la tierra, ondas de cuerpo viajan alejándose de la fuente en todas direcciones. Cuando llegan a las fronteras entre diferentes materiales geológicos, son reflejadas y refractadas. Como las propagaciones de las velocidades de las ondas de materiales menos profundos son generalmente menores que las de los materiales ubicados a profundidades mayores, los rayos de onda inclinados que impactan horizontalmente las capas de frontera son usualmente reflejadas en una dirección más vertical. En el instante en que los rayos de onda alcanzan la superficie del terreno, múltiples refracciones han continuamente modificado la trayectoria en una dirección casi vertical. El análisis unidimensional de respuesta de sitio se basa en la suposición de que todas las fronteras son horizontales y de que la respuesta de un depósito de suelo es causado predominantemente por ondas S-H propagándose verticalmente desde el estrato rocoso subyacente. Para este tipo de análisis, las superficies del suelo y del estrato rocoso se suponen que se extienden indefinidamente en la dirección horizontal. Los procedimientos basados en este supuesto han mostrado predecir las respuestas de sitios estando dentro de márgenes razonables con respecto a las respuestas medidas en muchos casos (Kramer, 1996).

Al realizar predicciones en la respuesta dinámica de un depósito de suelo a un a excitación proveniente de un movimiento telúrico, el comportamiento no lineal de del suelo es muchas veces aproximado a un análisis estático equivalente, donde el comportamiento constitutivo del material es definido por el módulo de rigidez constante  $G$ , la relación de Poisson y la relación de amortiguamiento. Puesto que  $G$  decrece a medida que la distorsión angular aumenta, se requiere de múltiples iteraciones para igualar a  $G$  usada en los análisis lineales, y las deformaciones por cortante calculadas por computadora, a la relación del módulo de reducción medida en suelos.



## 2.2 ENSAYOS Y RESULTADOS DE LABORATORIO

### 2.2.1 Prueba Triaxial Cíclica

Es un método de ensayo de laboratorio empleado para determinar la resistencia cíclica (o también llamada potencial de licuefacción) de suelos saturados en muestras alteradas e inalteradas por medio de la técnica de carga controlada cíclica triaxial. Los resultados se usan en la evaluación de la capacidad del suelo para resistir esfuerzos cortantes inducidos en una masa de suelo debidas a movimientos sísmicos u otro tipo de cargas cíclicas.

De acuerdo a los procedimientos empleados por la American Society for Testing and Materials (ASTM D5311 / D5311M-13, 2013), a continuación se describen los pormenores de la prueba triaxial cíclica involucrados. El aparato que se destina a las pruebas triaxiales cíclicas es similar al equipo usado en las pruebas triaxiales convencionales (figura 2.7). La prueba involucra someter una muestra cilíndrica de suelo a carga cíclica axial en condiciones no drenadas. Los especímenes deberán tener un diámetro mínimo de 51 mm con una relación de altura entre diámetro entre 2.0 a 2.5. El tamaño máximo de partículas deberá de ser menor que una sexta parte del diámetro del espécimen o probeta.

La probeta es encerrada verticalmente en una membrana delgada de hule. Las preparaciones previas de la probeta dependen del tipo de suelo, Muestras de suelo cohesivo son preparadas a menudo directamente de muestras compactadas saturadas, tanto inalteradas como remoldeadas.

Después de medir la muestra y de la primera fase de saturación, la carga inicial de drenado es isotrópicamente aplicada a una presión de confinamiento deseada. Siguiendo a la consolidación, los valores de drenado son cerrados y se procede a los ciclos de carga y descarga.

La magnitud de la carga cíclica a ser aplicada es estimada para las relaciones de esfuerzos deseadas. La relación de esfuerzos es el valor del esfuerzo desviador deseado para duplicar el esfuerzo efectivo de consolidación.

Los ciclos de carga empiezan con el primer medio ciclo en compresión utilizando una carga sinusoidal de 0.1 a 2 Hz de donde los esfuerzos cambian entre valores picos de compresión y tensión. Durante los ciclos de carga las celdas de carga mantienen la presión constante y se lleva un registro de la carga axial, la deformación axial y los cambios en la presión del agua intersticial en el dominio del tiempo.

La carga se mantiene hasta que suceda una de las siguientes ocurrencias, el ciclo de doble amplitud de deformación vertical excede un 20%, la amplitud simple de deformaciones en tensión o compresión supera el 2%, se superan 500 ciclos de carga o el número de ciclos requerido por el programa de ensayos, la forma de la onda de carga se deteriora más allá de límites aceptables.

Los resultados de la prueba incluyen las historias en el tiempo de las cargas, deformaciones y presiones de poro. El número de ciclos requerido por un espécimen para alcanzar varios valores de deformaciones axiales de doble amplitud son habitualmente dispuestos en una gráfica con las relaciones de esfuerzos cíclicos en el eje de las ordenadas. Es posible normalizar los valores de las resistencias de las probetas a una densidad dada ensayadas a un cierto número de presiones de confinamiento. Tal información proveniente de las pruebas hechas en el mismo material a la misma densidad pueden ser combinadas y pueden ser representadas en gráficas la relación de esfuerzos cíclicos contra el número de ciclos, las cuales son comúnmente llamadas curvas de resistencia triaxial cíclica.

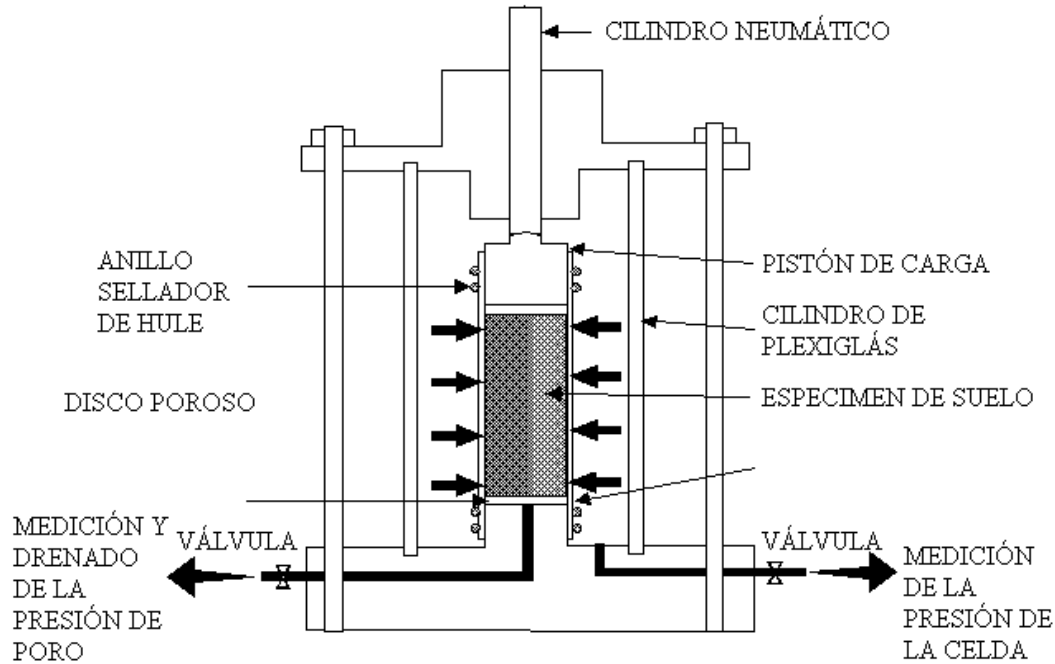


Figura 2.7 Aparato empleado en la prueba triaxial cíclica

## 2.2.2 Prueba de Columna Resonante

El conocimiento de la variación del módulo con la deformación permite la utilización de métodos de análisis no lineales en los que el valor del módulo en cada punto se ajusta según su nivel de deformación en un proceso iterativo. Evidentemente la calidad de los resultados será mejor.

La determinación del módulo puede realizarse in situ mediante medida directa (placa de carga), geofísica (cross-hole, sísmica de refracción, etc.), o bien mediante correlaciones con los resultados de los ensayos de penetración. En general este tipo de determinaciones están asociados a un rango de deformación limitado. Otra posibilidad consiste en utilizar métodos numéricos o analíticos para obtener los valores del módulo que reproduzcan mejor unos determinados movimientos in situ producidos por solicitaciones conocidas (por ejemplo excavaciones) y que pueden medirse con la instrumentación adecuada. Estas técnicas son de gran utilidad si se conocen este tipo de medidas, lo cual no ocurre con frecuencia. (Suriol, 1993).

Los ensayos de laboratorio comúnmente arrojan valores poco representativos del módulo elástico, debido a dos factores: la alteración del suelo durante el muestreo y la dificultad de medir pequeñas deformaciones (inferiores al 1%). No obstante el laboratorio tiene la cualidad de poder controlar con precisión la manera en la que se realiza el ensayo, lo cual es ventajoso al momento de reproducir las acciones a las que va a estar sometido el terreno.

El equipo de columna resonante permite obtener módulos de rigidez, así como la respuesta dinámica del suelo (coeficiente de amortiguamiento) cuando es sometido a carga cíclica. Los módulos se obtienen en un amplio rango de deformaciones menores que el triaxial convencional, sin embargo, las pequeñas deformaciones que inducen los ensayos sísmicos no son alcanzadas (figura 2.8).



Para abarcar un amplio rango de deformaciones, es preferible obtener el solape entre la curva módulo-deformación obtenida con el aparato de columna resonante y la que puede obtenerse con el triaxial convencional.

Lo enunciado con anterioridad respalda la utilización del aparato de columna resonante en la mayoría de estudios geotécnicos. Aunque el costo sea más elevado que el triaxial convencional, no lo es comparado con el costo de los ensayos realizados in situ mencionados anteriormente. Por otra parte proporciona una información única no alcanzable por otros métodos en el rango de deformaciones de  $10^{-1}$  a  $10^{-5}$  de deformación porcentual.

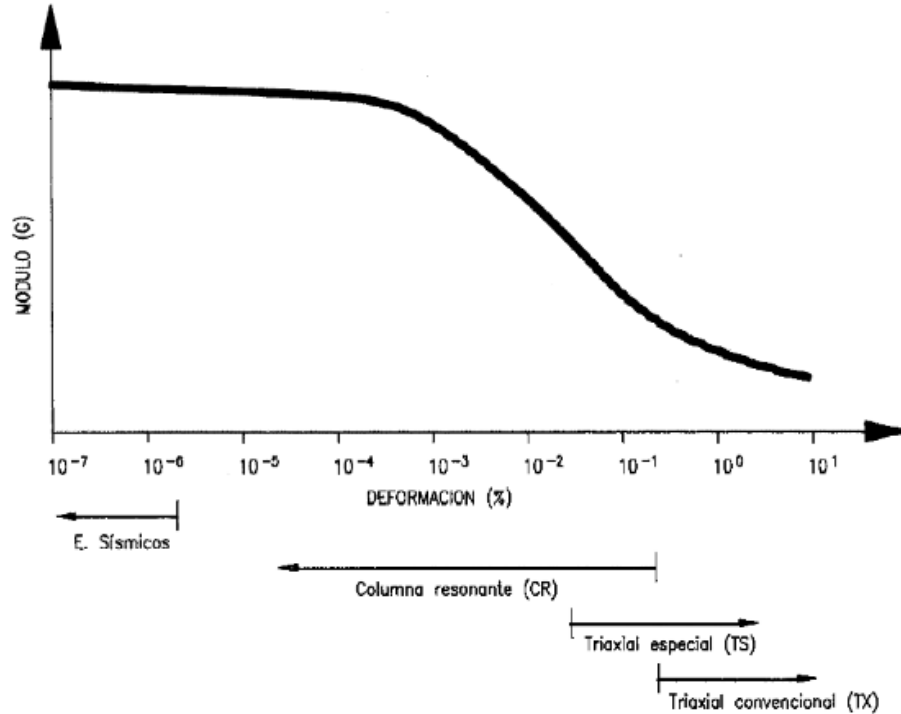


Figura 2.8 Variación del módulo de cortante con respecto a la deformación angular e intervalos de medición de ensayos de laboratorio

### 2.2.3 Modelos de Degradación de las Propiedades Dinámicas del Suelo

Con los resultados obtenidos de las pruebas de columna resonante y triaxial cíclica, se generan las curvas de degradación de módulo de rigidez al cortante,  $G$  y de amortiguamiento,  $\lambda$ , para los geo-materiales encontrados en la zona estudiada utilizando los resultados de índice de plasticidad, y esfuerzo vertical efectivo correspondiente. Los resultados experimentales se ajustan siguiendo el modelo de González *et al.*, 2011, el cual es capaz de tomar en cuenta las no linealidades del suelo asociadas a los niveles de deformación angular generados durante un sismo, y que están definidas por las siguientes expresiones:

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H_G(\gamma) + G_{\max} \quad (\text{ec. 2.16})$$

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H_\lambda + \lambda_{\min} \quad (\text{ec. 2.17})$$



$$H_G = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}} \quad (\text{ec. 2.18})$$

$$H_\lambda = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{r\lambda}}\right)^{2B_\lambda}} \quad (\text{ec. 2.19})$$

$G_{\max}$  y  $\lambda_{\min}$  corresponden a los valores del  $G$  y de la  $\lambda$  para el rango de deformaciones, en el cual el comportamiento del suelo es elástico; estos valores son propios de cada suelo. Para las arcillas estudiadas en esta investigación,  $\lambda_{\min}$  presenta valores del orden del 1.5 al 3 por ciento para las arcillas lacustres, que es ligeramente superior al reportado anteriormente para las arcillas del lago del centro de la ciudad de México, donde fluctúa entre 0.5 a 1.5% (Romo *et al.*, 1996).  $G_{\min}$  y  $\lambda_{\max}$  son valores del  $G$  y de la  $\lambda$ , mínimo y máximo respectivamente, alcanzados por el suelo antes de llegar a la falla bajo carga dinámica. Para el caso de las arcillas lacustres,  $G_{\min}$  y  $\lambda_{\max}$  tienden a 0.1 MPa y 14% respectivamente.

$$B_G = -2 * 10^{-6} IP^2 + 0.0014 IP + 0.2846 \quad (\text{ec. 2.20})$$

$$B_\lambda = -7 * 10^{-6} IP^2 + 0.0038 IP + 0.3282 \quad (\text{ec. 2.21})$$

$B_G$  y  $B_\lambda$  son constantes que definen la geometría característica de las curvas  $G$ - $\gamma$  y  $\lambda$ - $\gamma$ , respectivamente. Los valores de las constantes  $B_G$  y  $B_\lambda$  dependen del índice de plasticidad,  $IP$ . El valor de  $\gamma_r$  es una deformación angular de referencia correspondiente al 50% de degradación del módulo de rigidez al cortante,  $G$ . Este valor se ajusta siguiendo los resultados experimentales de las pruebas laboratorio de los sitios sondeados.

### 2.3 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los movimientos de un suelo que no son influenciados por la presencia de estructuras se les conocen como de campo libre. Cuando una estructura cimentada en roca sólida es sujeta a un sismo, la rigidez extrema de la roca limita el movimiento de la roca a ser bastante cercano al movimiento de campo libre. Las estructuras cimentadas en roca se consideran que están empotradas. Por otra parte, la misma estructura respondería de manera diferente si estuviese soportada en un depósito suave de suelo. En primer lugar la incapacidad de la cimentación de ajustarse a las deformaciones del campo libre causaría que el movimiento de la base de la estructura se desvíe del movimiento de campo libre. En segundo lugar, la respuesta dinámica de la estructura misma induciría deformaciones en el suelo soportante. Este proceso, en el que la respuesta del suelo interviene en el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura contribuye al movimiento del suelo, es referido como interacción suelo-estructura (Kramer, 1996).

Un sencillo análisis es suficiente para ilustrar los efectos más importantes de la interacción suelo-estructura. Considérese el caso de un oscilador de un grado de libertad montado en cimentación con forma de “L” (figura 2.9 a), rígida y sin masa, soportada en un depósito elástico del suelo. La estructura es caracterizada por su masa,  $m$ , rigidez,  $k$ , y coeficiente de amortiguamiento,  $c$ . Si el material que soporta



la cimentación es infinitamente rígido, la frecuencia natural del sistema empotrado resultante dependería exclusivamente de la masa y la rigidez de la estructura, esto es:

$$\omega_0 = \sqrt{k/m} \quad (\text{ec. 2.22})$$

y la relación de amortiguamiento histerético quedaría como:

$$\xi = \frac{c\omega_0}{2k} \quad (\text{ec. 2.23})$$

Sin embargo, si el material soportante no mantiene las restricciones cinemáticas implicadas por una rigidez infinitamente grande, la cimentación puede rotar y trasladarse. Las características de la rigidez y el amortiguamiento del sistema suelo-cimentación con mayores grados de libertad puede ser representado por resortes traslacionales y rotacionales y amortiguadores (figura 2.9 b). Los amortiguadores de la cimentación representan dos fuentes de amortiguamiento, el amortiguamiento del material causado por el comportamiento inelástico del suelo que soporta la cimentación, y el amortiguamiento radiado que ocurre como producto de fuerzas dinámicas en la estructura causan que la cimentación deforme el suelo adyacente, produciendo ondas de esfuerzos que viajan alejándose de la cimentación. La cantidad de amortiguamiento del material dependerá del nivel de deformación inducida en el suelo, si las deformaciones son altas, el amortiguamiento del material puede ser sustancial, pero si son bajas, el amortiguamiento del material puede ser despreciable. En contraste, el amortiguamiento radiado es un efecto puramente geométrico que existe tanto en amplitudes de deformaciones bajas como altas.

Los desplazamientos totales de la masa y de la base de la estructura pueden ser divididos en sus componentes individuales (figura 2.9 c):

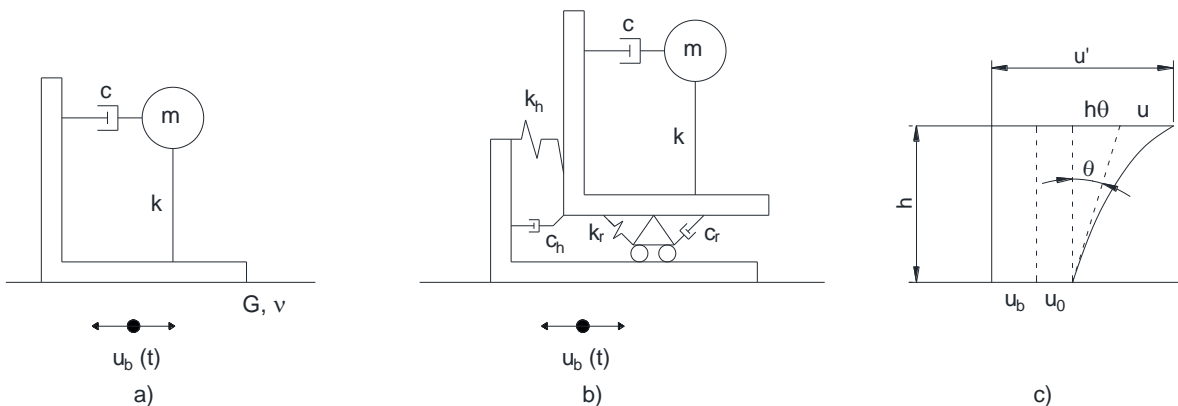


Figura 2.9 Modelo con base no empotrada con un solo grado de libertad dinámico (SGLD): a) Sistema con un SGLD en un depósito de suelo elástico, b) sistema discreto idealizado en el que los grados de libertad no restringidos en la base están representados por resortes traslacionales y rotacionales y amortiguadores, c) componentes de movimiento de la base y la masa

$$u' = u_b + u_0 + h\theta + u \quad (\text{ec. 2.24})$$

$$u'_0 = u_b + u_0 \quad (\text{ec. 2.25})$$

Ahora se puede entender el problema de la interacción suelo-cimentación al desarrollar un sistema equivalente de un grado de libertad (por ejemplo, un oscilador de un grado de libertad que responda en esencialmente la misma manera que el sistema de la figura 2.9) Por ejemplo, la frecuencia natural del sistema equivalente es siempre menor que la del sistema con base empotrada. En otras palabras, un efecto importante del efecto de la interacción suelo-cimentación es la de reducir la frecuencia natural del sistema suelo-cimentación a un valor menor que el de la misma estructura bajo condiciones de empotramiento en la base. El coeficiente de amortiguamiento del sistema equivalente será, para suelos y cimentaciones típicas, más grande que el coeficiente de amortiguamiento de la estructura misma. En consecuencia, otro efecto importante de la interacción suelo-cimentación es el de incrementar el coeficiente de amortiguamiento efectivo a un valor mayor que el de la estructura misma.

Para el caso de la base empotrada, la rotación o la traslación de la base no es posible. Pero en el caso de la base que se puede trasladar. Los efectos de la interacción suelo-estructura en la frecuencia natural son pequeños a relaciones de rigidez bajas, esto es, cuando la rigidez del suelo (como se refleja en la velocidad de onda de cortante) es grande en comparación con la rigidez de la estructura.

Si la cimentación en sí misma es rígida el suelo puede ser reemplazado por un conjunto de resortes equivalentes y amortiguadores en el análisis de la interacción inercial. El análisis de la interacción inercial puede entonces ser implementado al aplicar fuerzas inerciales a las masas de la estructura o por aplicar el movimiento de entrada a los soportes. Los dos métodos son matemáticamente equivalentes. Un gran número de investigaciones que involucraron modelaciones numéricas, analíticas y experimentales, han producido una variedad de técnicas para la evaluación de las constantes de los resortes y los amortiguadores equivalentes para los sistemas de cimentación.

Para analizar la respuesta sísmica de edificios, normalmente se utiliza como excitación los movimientos de campo libre (i.e. espectros de aceleraciones consignados en reglamentos de construcción), despreciando los efectos que puede tener la presencia de la estructura en estos movimientos. La influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en los movimientos de campo libre puede ser apreciable, dependiendo de las características de la cimentación, del suelo, del edificio y del sismo (Bárcena *et al.*, 1994). Es importante mencionar que resulta indispensable realizar un análisis estático adecuado para que este sea el punto de partida para poder definir las cargas de diseño sísmico.

El problema básico de interacción suelo-estructura (figura 2.9) involucra la evaluación de la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado (sismo de diseño) especificado en el campo libre, a una elevación particular (punto de control).

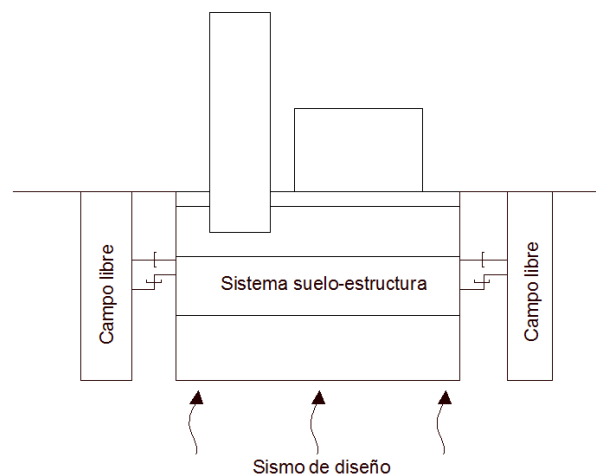


Figura 2.9 Interacción suelo-estructura



## 2.4 CELDAS DE CIMENTACIÓN

Las celdas de cimentación son una alternativa para desplantar estructuras sobre suelos blandos que exhiben varias ventajas sobre el proceso constructivo y el cálculo de desplazamientos. El nombre de este tipo de cimentación hace referencia al conjunto suelo-cimentación que integran los muros perimetrales y, en el caso de contar con dimensiones en planta mayores que 6 metros, de muros intermedios con la porción de suelo que queda confinada en los espacios entre los muros (figura 2.10).

Se opta muchas veces por optar construir celdas de cimentaciones dadas las facilidades que brinda su fácil construcción. Para desplantar este sistema de cimentación no se requiere de excavaciones tan voluminosas en comparación con un sistema de cajón de cimentación. Empleando la técnica de construcción de muros Milán, los elementos de las celdas pueden ser colados in situ y se evade el tener que usar cimbra para colar los muros, incidiendo en los tiempos de ejecución de la construcción de manera positiva. Los muros son estructuralmente ligados entre sí por medio de una losa tapa que rigidiza el conjunto de los elementos de la cimentación.

En el cálculo de las deformaciones producidas en el suelo se asume que la rigidez del sistema estructural en su conjunto es infinita, por lo cual los desplazamientos impuestos a la masa de suelo serían uniformes. En técnicas de construcción híbridas de cajones de cimentación con pilotes de fricción se presentan dificultades en el análisis de la respuesta de los elementos ya que los pilotes responden de manera muy diferente que el cajón, lo cual implica que en el análisis debe cumplirse la compatibilidad de deformaciones (desplazamientos) en el conjunto pilote-cajón (Martínez *et al.*, 2013).

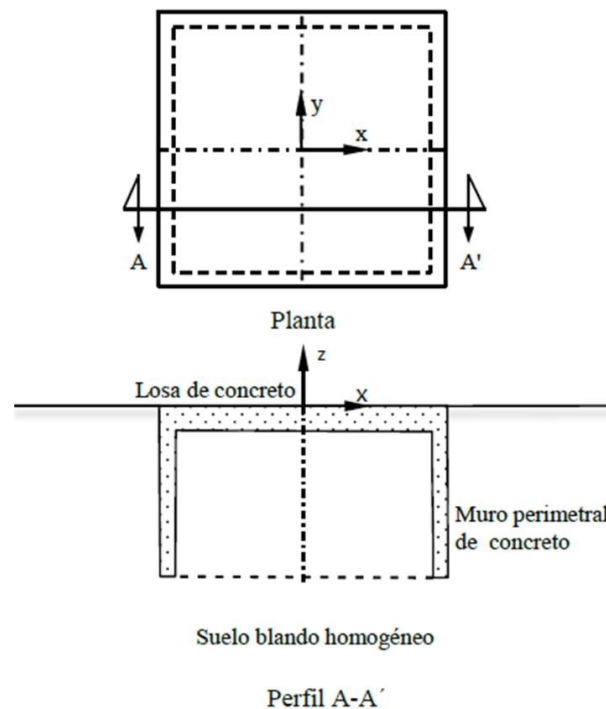


Figura 2.10 Esquema de una celda estructurada de cimentación (Martínez *et al.*, 2013)



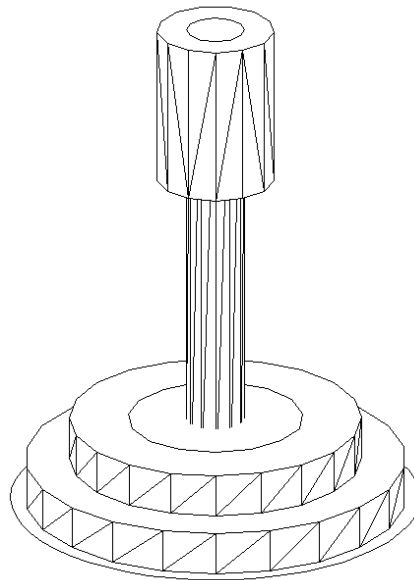


## CAPÍTULO 3

### PLANTEAMIENTO DEL CASO DE ESTUDIO

#### 3.1 ESTRUCTURACIÓN

La estructura a desplantar presenta la configuración mostrada en la figura 3.1. La conceptualización contempla un edificio de 87.50 metros de altura desde el nivel de piso y está integrada por una estructura de acero con contraventeos para minimizar las fuerzas sísmicas. La porción principal del edificio va del nivel +0.00 m hasta +59.80 m, la cual se sostiene por 12 columnas colocadas a lo largo de una circunferencia de 8.5 m de diámetro, y con una separación lateral entre columnas de  $30^\circ$ . La altura de entrepiso es de 2.9 m. Cada entrepiso está separado por un anillo estructural que a su vez tiene conexiones columna-contraventeo. La estructura de la segunda porción tiene una longitud de 27.70 m y un diámetro de 18.50 m, comenzando desde los +59.80 m y extendiéndose hasta los +87.50 m, la cual está libre de columnas internas. El sistema de piso propuesto está compuesto por láminas de losacero y concreto, las cuáles se apoyan en vigas de acero colocadas radialmente a partir del centro de la estructura. La estructura incluye un edificio de apoyo de 2 niveles dispuestos en forma de dona concéntrica al edificio con un diámetro exterior de 65 m y un diámetro interior de 33 m, el cual tiene un sistema estructural de marcos metálicos con losacero. El peso estimado de la superestructura es de 40.5 MN (4130 toneladas). En la figura 3.1 se muestra una vista general estructural del caso de estudio.



*Figura 3.1 Vista general conceptual del caso de estudio*

#### 3.2 PROPUESTA DE CIMENTACIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN Y LOSA

La figura 3.2 presenta una sección transversal de la subestructura circular de 70 m de diámetro (incluyendo plantilla), propuesta para la cimentación con pilotes de control.

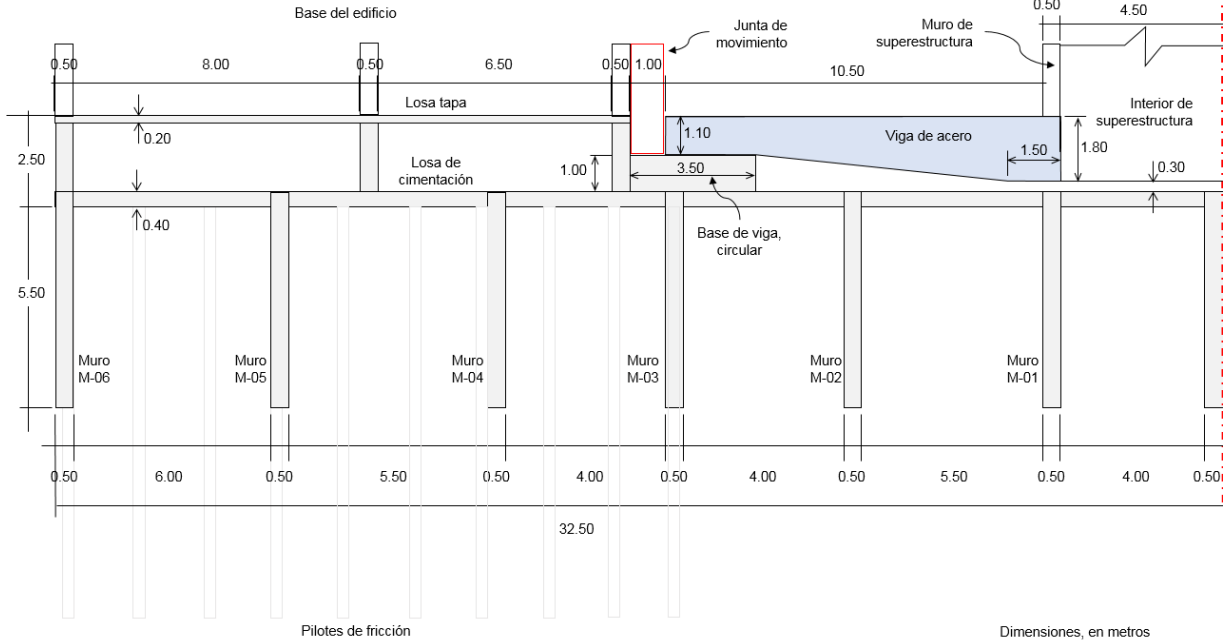


Figura 3.2 Dimensiones de los elementos que conforman el conjunto de pilotes de fricción y losa de cimentación (sección transversal)

La edificación transmite la carga hacia 12 puntos en la base a través de armaduras de transferencia de 5.5 m de altura, que se extienden radialmente hacia el exterior de la estructura, como se muestra en la figura 3.3. Los 12 apoyos en la base descansan sobre una losa de concreto reforzado ubicada a 5.5 m de profundidad, la cual tiene muros radiales alineados a los ejes donde se localizan los apoyos en la base. Adicionalmente se colocarán muros radiales que irán del muro perimetral exterior al primer muro perimetral interior, con una separación lateral de 15°. La distribución geométrica de los pilotes en planta se ilustra en la figura 3.3.

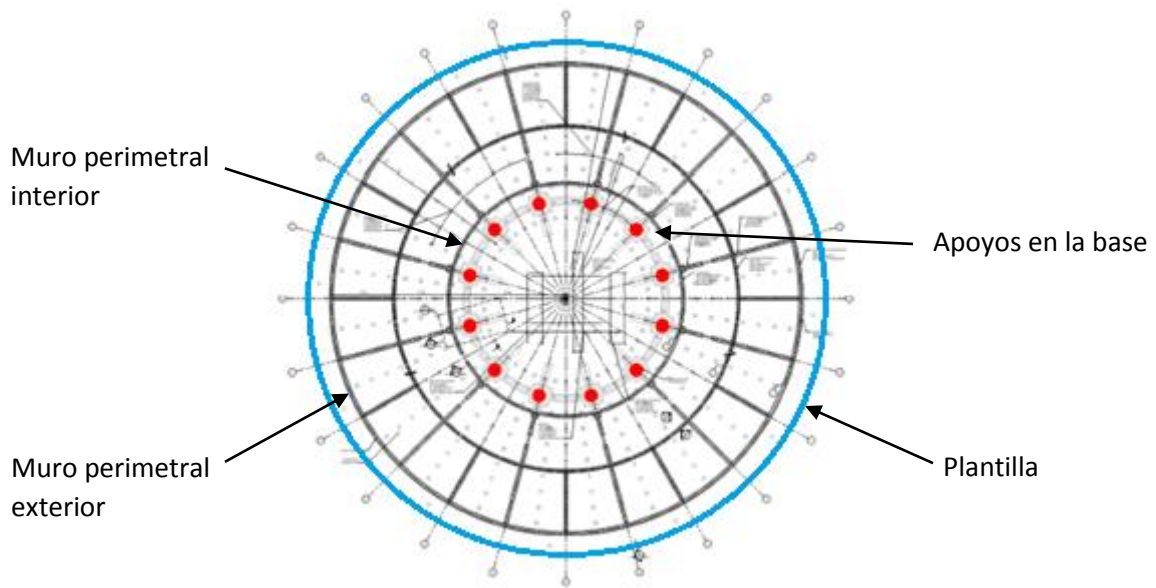


Figura 3.3 Vista en planta con las posiciones de los 12 apoyos en la base



La cimentación en su conjunto contempla que la losa de cimentación sea soportada por 1 m de relleno de tezontle como se muestra en la figura 3.3, y esté conectada a 480 pilotes de fricción de 400 mm de diámetro (figura 3.4), las cuales se extienden hasta 2 m antes de llegar a la primera capa dura. El pre-esfuerzo en cada pila es de, aproximadamente, 1100 kN. La subestructura descansa sobre estos pilotes de fricción cuya función es disminuir las presiones de contacto entre losa y suelo y los asentamientos sin inducir emersión.

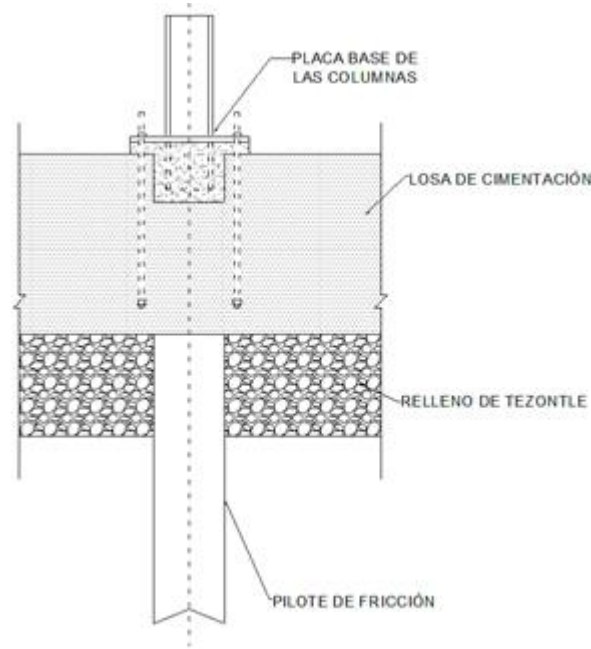


Figura 3.4 Detalle de la conexión pila-losa

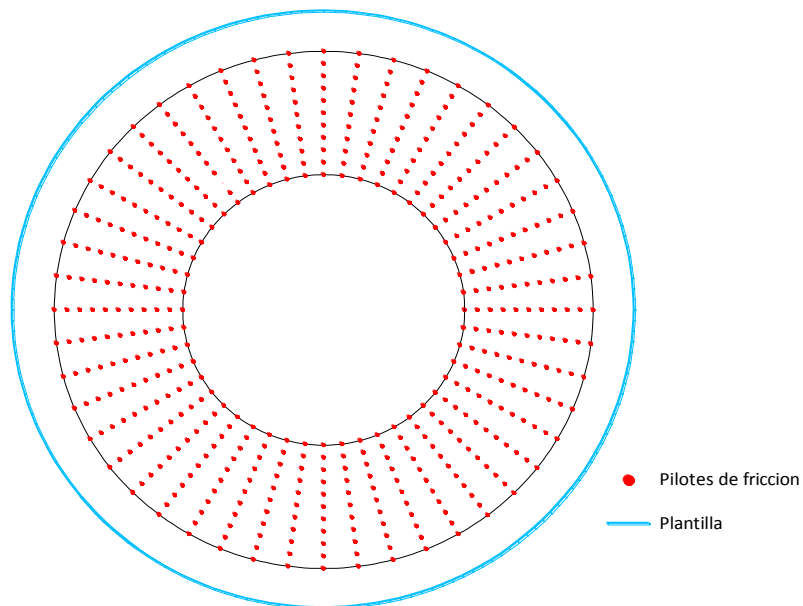


Figura 3.3 Vista en planta de la distribución de pilotes para la cimentación



### 3.3 PROPUESTA DE CIMENTACIÓN CON CELDAS ESTRUCTURADAS

En las figuras 3.5 y 3.6 se muestran los detalles de las dimensiones de los elementos que constituyen el conjunto de celdas estructuradas. Son de destacar las diferencias entre la cimentación anterior. Con respecto a la ausencia del elemento “losa de cimentación” debajo de la losa tapa, siendo que el área contenida entre esos dos elementos no estaría vacía, existiría la presencia del material del estrato FAS. La estructura radial de transferencia no es de acero sino de concreto.

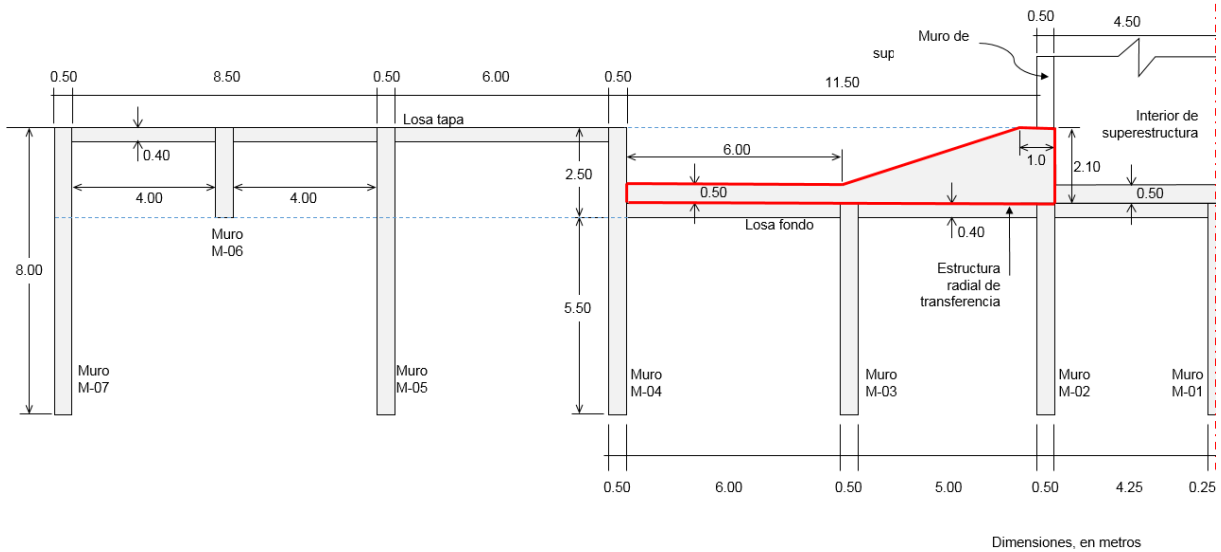


Figura 3.5 Dimensiones de los elementos que conforman las celdas estructuradas (sección transversal)

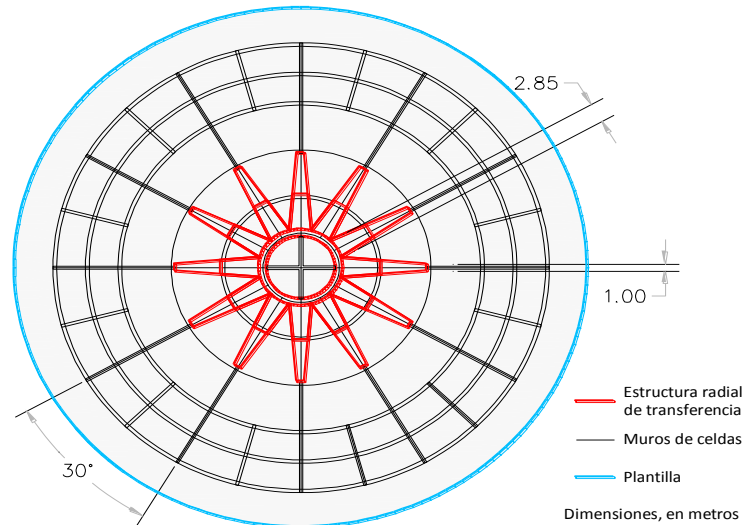


Figura 3.6 Vista en planta de celdas de cimentación



### 3.4 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DEL CONTENIDO DE AGUA EN LA ZONA DEL EDIFICIO

Con análisis previos disponibles de la distribución espacial en la región de estudio del contenido de agua,  $w$  (%), se identifican varios estratos en función del parámetro anterior (figura 3.7). Se aprecia una delgada capa con valores de  $w$  menores a 100%, asociados a la costra superficial, bajo esta capa se tienen valores altos de  $w$  mayores a 100%, asociados a la Formación Arcillosa Superior (FAS), el espesor promedio de esta capa es de 28 m; bajo la FAS se aprecia una capa valores bajos de  $w$  que se asocian a la capa dura (CD), en este sitio el espesor medio de esta capa es de 1.5 m. Una serie heterogénea de suelos arcillosos, y limos arenosos en los que el factor común es la alta variabilidad de consistencia, compacidad y compresibilidad, componen la serie estratificada superior (SES), con un espesor aproximado de 10.0 m. Bajo las capas mencionadas, se pueden observar dos formaciones con valores de  $w$  entre 100% y 200% la formación arcillosa inferior (FAI) y la formación arcillosa profunda (FAP), con espesor promedio de 10 y 8 m, respectivamente. Estas formaciones están separadas por una capa con valores bajos de  $w$ , asociados a limos y arenas de los depósitos profundos (DP), el espesor de esta formación es de 10 m aproximadamente. Subyaciendo a las capas antes descritas, a partir de 60 m aproximadamente, se aprecian algunas intercalaciones predominando los valores bajos de  $w$ , estos valores se asocian a la formación estratificada profunda (FEP).

### 3.5 CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS DEL SITIO

El análisis de consolidación regional requiere del perfil piezométrico actual, el cual en este trabajo, se define a partir de las mediciones de campo disponibles. De acuerdo a la información disponible de la estación piezométrica más representativa, 3PzA, se determina que condiciones de la zona de estudio son las ilustradas en la figura 3.7, siendo que es una estación de tipo Casagrande y cuerda vibrante.

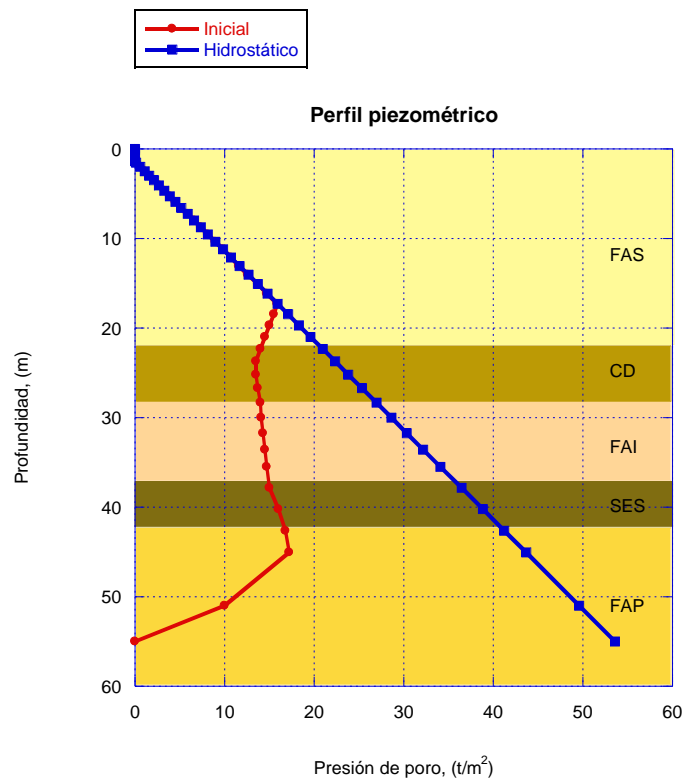


Figura 3.7 Perfil piezométrico correspondiente a la estación disponible



### 3.6 SELECCIÓN DE PUNTOS DE CONTROL

Para el análisis del comportamiento sísmico en la zona de estudio y de acuerdo a la información disponible se selecciona como punto de control al PC-1 que se ubica justo al centro del área de estudio, el cual se muestra en la figura 3.8. Este punto se elige considerando la información de campo y de laboratorio disponible. El sondeo de campo elegido como punto de control, donde se determinarán propiedades índice y perfiles de velocidad de onda de cortante,  $V_s$ , es SPT-15.

El área de estudio se encuentra instrumentada con seis estaciones sismológicas ubicadas en la superficie del terreno, Texcoco Sosa (TXSO), Texcoco Sitio 1 (TXS1), Texcoco Sitio 2 (TXS2) y Texcoco Chimalhuacán (TXCH), Texcoco (TX5B), Texcoco (T4S3), de las cuales se tiene registros acelerográficos (figura 3.8). La estación en suelo más cercana al nuevo proyecto, que registró el sismo del 19 de septiembre de 1985, es Sosa Texcoco (TXSO), ubicada aproximadamente a 5 km del sitio del proyecto.

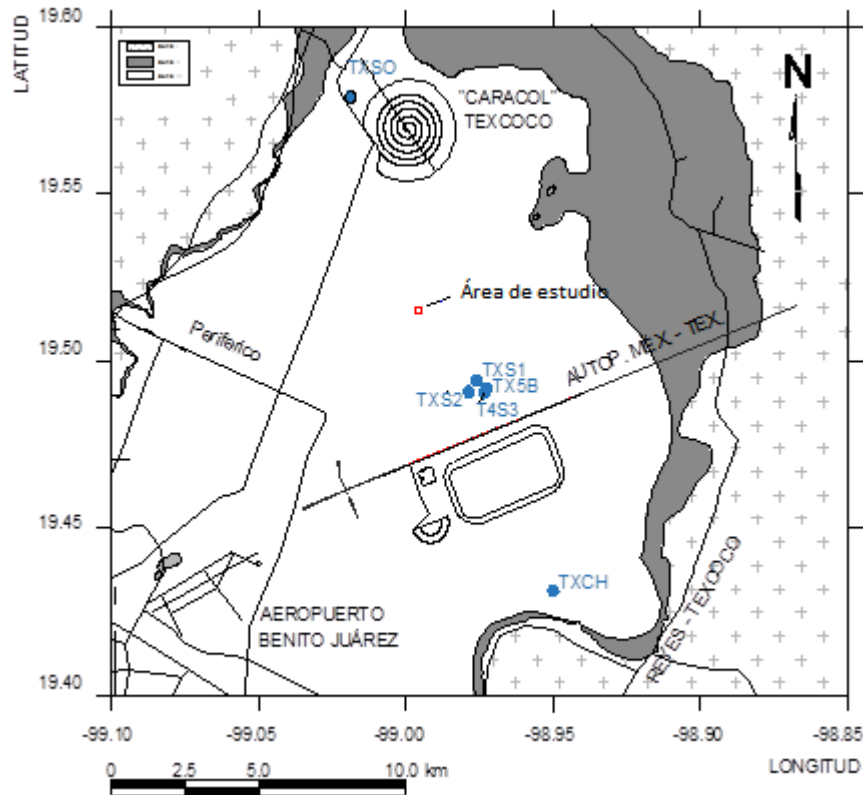


Figura 3.7 Croquis con la ubicación del área de estudio y las estaciones sismológicas



## CAPÍTULO 4

### ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

#### 4.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE LA REGIÓN

En la figura 4.1 se presenta un corte estratigráfico que permite visualizar la tendencia que guardan los estratos de los depósitos de suelo presentes en la región del caso de estudio (Mayoral *et al.*, 2006), en ésta se observa que la variación de la pendiente no es significativa para fines de análisis de respuesta de sitio. La consideración de una estratigrafía horizontal permite hacer simplificaciones en los análisis de respuesta de sitio realizados para este trabajo.

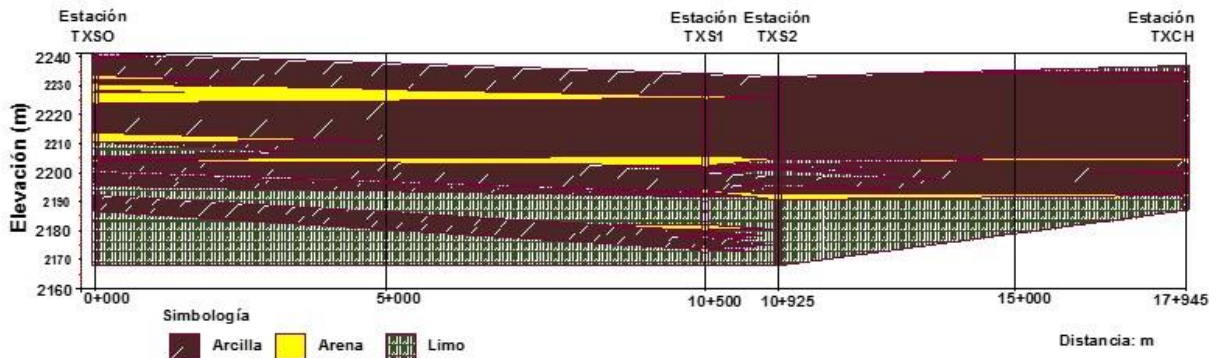


Figura 4.1 Corte esquemático de la estratigrafía de la zona en estudio

#### 4.2 CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

##### 4.2.1 Curvas de Degradación

Como parte de los trabajos de investigación, a lo largo del área de la edificación del caso de estudio se han realizado 208 sondeos de cono eléctrico, CPT, 71 sondeos de penetración estándar, SPT, y 168 sondeos mixtos SM. La profundidad de los sondeos ejecutados varía entre 52 a 80 m.

Los datos sobre las propiedades dinámicas experimentales en la zona de desplante se estiman con base en las curvas de degradación y amortiguamiento obtenidas en la zona de pruebas. La profundidad de los sondeos ejecutados varía entre 52 a 80 m. En esta zona se recuperaron muestras inalteradas a las que se les efectuaron pruebas de columna resonante y triaxial cíclica para estudiar el comportamiento dinámico de los geo-materiales encontrados en el sitio de estudio, a distintos niveles de deformación. Se determina el valor de  $\gamma_r$  de los resultados experimentales, y se considera el índice de plasticidad correspondiente del sitio estudiado. En la figura 4.2 se muestran las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante,  $G$ , y la relación de amortiguamiento,  $\lambda$ , obtenidas experimentalmente.

Considerando el índice de plasticidad,  $IP$ , de la zona de análisis y fijando el valor de  $\gamma_r$  para que coincidiera con los datos experimentales, con ayuda de las ecuaciones en la sección se obtienen las curvas



de degradación del módulo de rigidez de cortante,  $G$ , y de amortiguamiento,  $\lambda$ , usadas en los análisis unidimensionales de respuesta sísmica en la zona de estudio, las cuales se muestran en la figura 4.3.

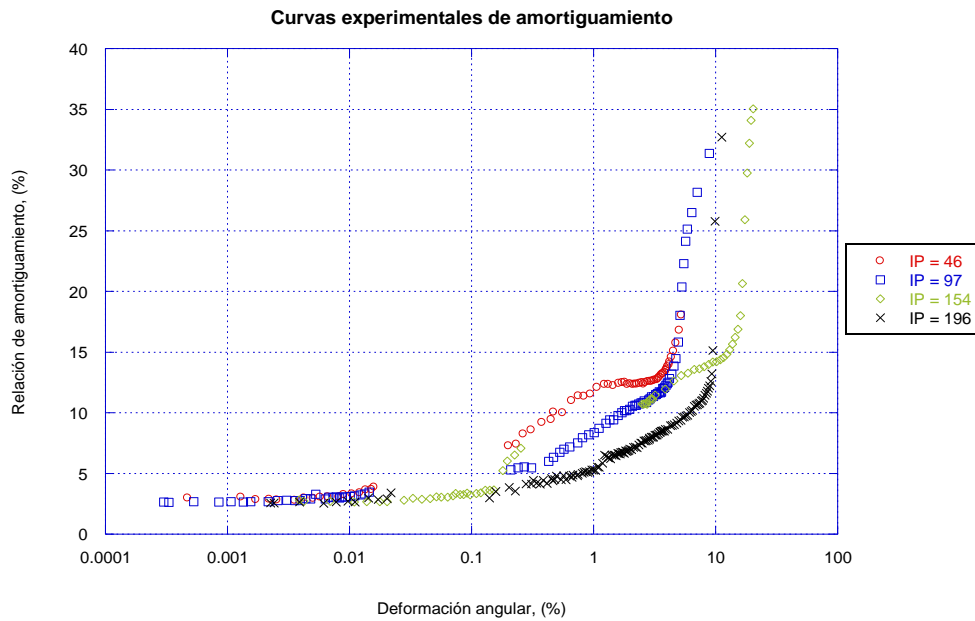
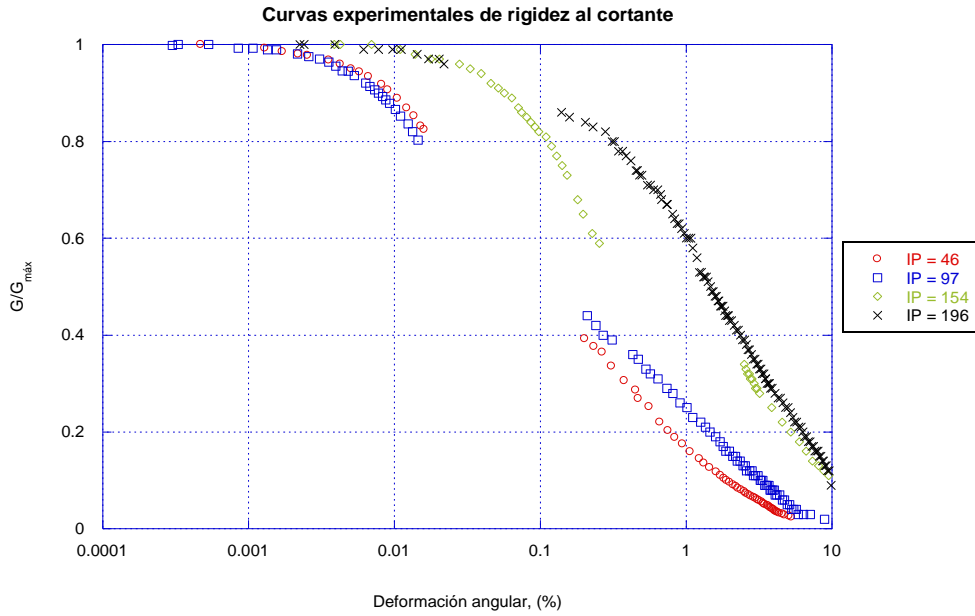
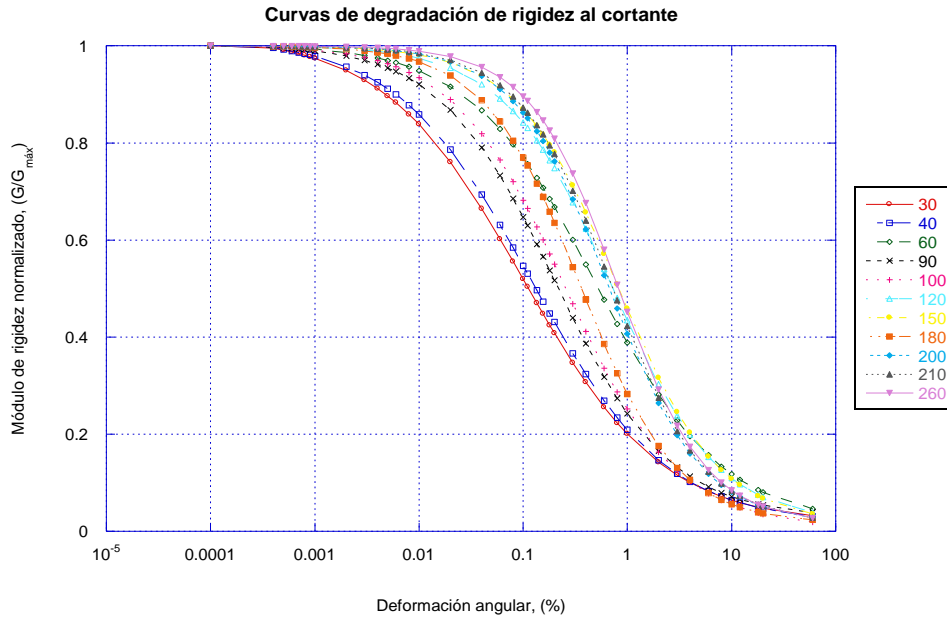
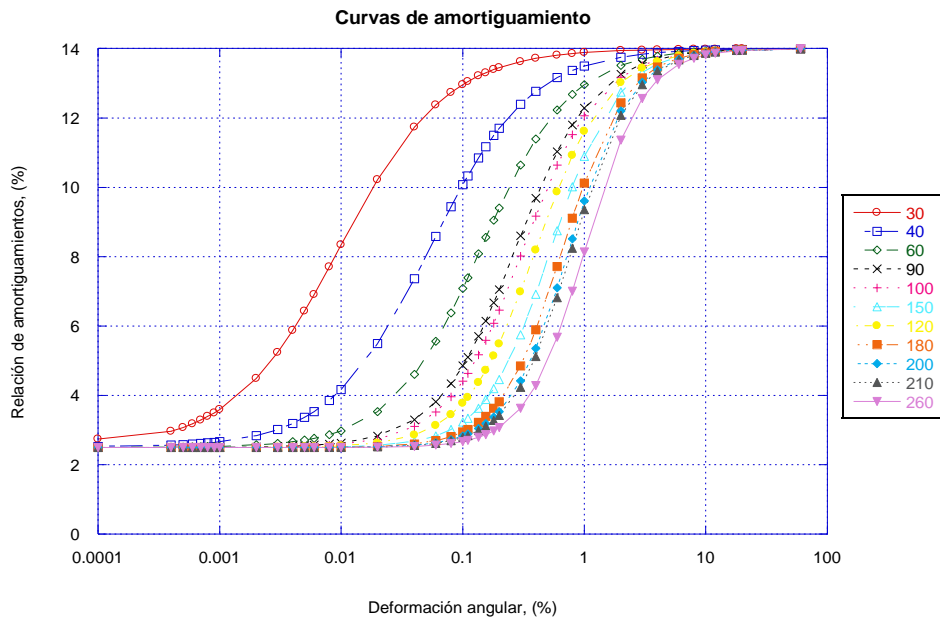


Figura 4.2 Curvas experimentales de a) degradación de rigidez al cortante y b) relación de amortiguamiento





a)



b)

Figura 4.3. Curvas de a) degradación de rigidez al cortante normalizadas,  $G/G_{\max}$  y b) amortiguamiento,  $\lambda$

#### 4.2.2 Curvas de Compresibilidad

De la interpretación de las curvas de compresibilidad se desprende que la variación del coeficiente de compresibilidad volumétrica  $m_v$  de las ramas de recompresión y virgen varían en función del incremento del esfuerzo efectivo aplicado como se muestra en la figuras 4.4 y 4.5, respectivamente. Estas gráficas presentan las ecuaciones obtenidas con regresión numérica para las dos condiciones existentes,



recompresión y virgen. Los coeficientes de ambas ramas se determinan para las formaciones arcillosas superior (FAS) e inferior (FAI).

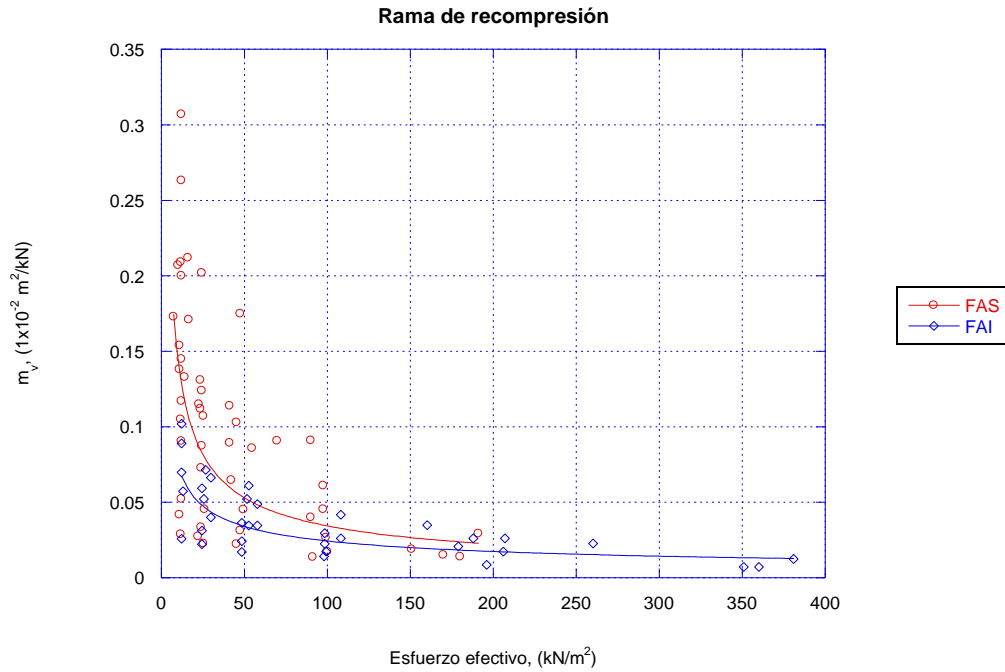


Figura 4.4 Variación del coeficiente  $m_{v-r}$  de la zona de estudio

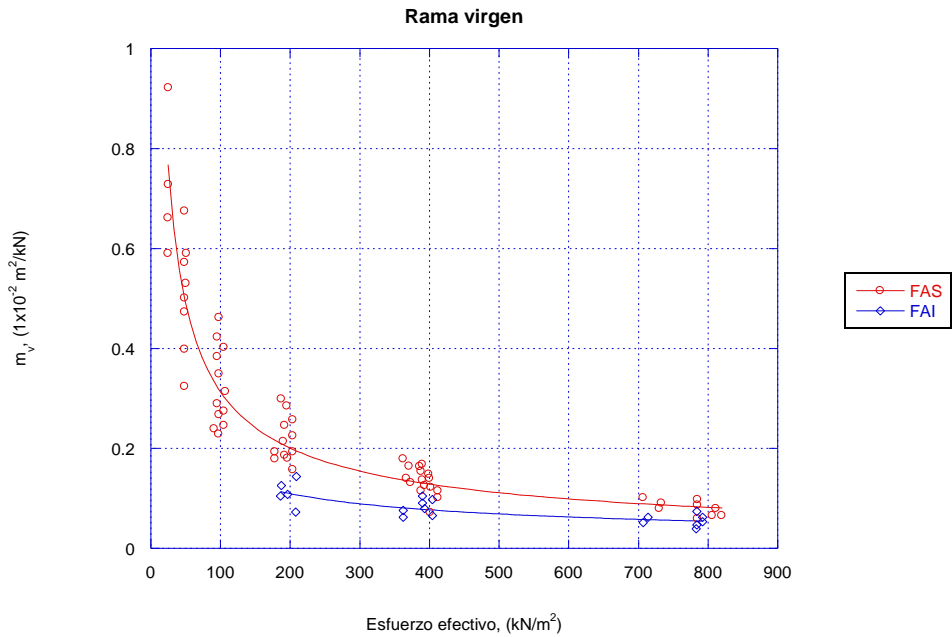


Figura 4.5 Variación del coeficiente  $m_{v-v}$  de la zona de estudio



### 4.2.3 Distribución de Velocidades de Onda de Cortante

Se estiman las velocidades de onda de cortante en la zona del caso de estudio con relaciones empíricas (Ovando *et al.*, 1991) y con sistemas neurodifusos (Romo *et al.*, 2003), ajustadas con base a valores encontrados en experiencias previas (Mayoral *et al.*, 2009; Osorio *et al.*, 2013), las cuales se comparan con mediciones del sitio con sonda suspendida.

#### 4.2.3.1 Resultados de la Prueba de Cono Eléctrico

La velocidad de onda de cortante para arcillas y limos se estima usando la expresión propuesta por Ovando *et al.* (1991) en términos de la resistencia a la penetración de punta,  $q_c$ , medida en ensaye de cono (CPT).

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (\text{ec. 4.1})$$

en donde:

$V_s$	Velocidad de onda de corte, m/s
$q_c$	Resistencia de punta obtenida de la prueba de cono eléctrico (CPT), t/m <sup>2</sup>
$\gamma_s$	Peso volumétrico de la muestra, t/m <sup>3</sup>
$N_{kh}$ y $\eta$	Son parámetros que dependen del tipo de suelo, los cuales se determinan para las condiciones particulares del sitio

Esta expresión se recalibra, obteniéndose valores de  $N_{kh}$  y  $\eta$  para las condiciones del suelo prevalecientes en la zona, los cuales se presentan en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Valores de  $N_{kh}$  y  $\eta$**

Tipo de suelo	$N_{kh}$			$\eta$
	Máximo	Promedio	Mínimo	
Arcillas del Lago de Texcoco	14	9.5	6.7	23.33
Arenas limosas de la capa dura en el Valle de México	16	11.1	8	40
Arcilla (área de estudio)		11.5		31

#### 4.2.3.2 Velocidades Estimadas

En la figura 4.6 se muestra la comparación entre los valores de velocidad de onda de cortante,  $V_s$ , estimada a partir de la resistencia de punta del cono y la sonda suspendida TSds-11r, la cual corresponde al sitio del caso de estudio. En la zona de estudio se presentan depósitos arcillosos de aproximadamente 20 m de profundidad seguidos de la primera capa dura compuesta de limos arenosos, como puede apreciarse en la figura 4.6. Empleando las relaciones empíricas, las  $V_s$  de dichos depósitos arcillosos son del orden de 35 a 65 m/s. Además se muestra el perfil idealizado de  $V_s$  empleado en los análisis unidimensionales de respuesta de sitio de la estación PC-1.

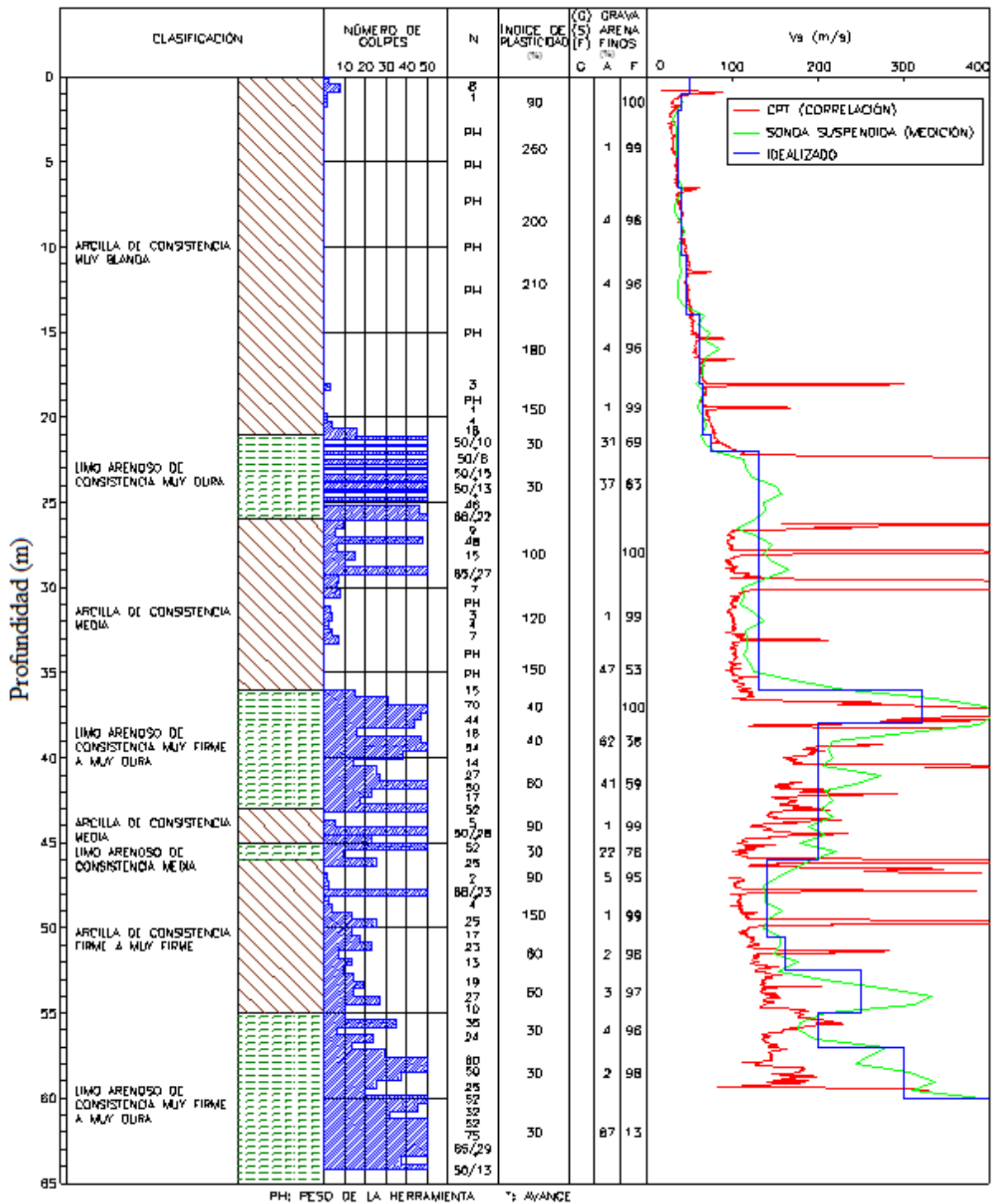


Figura 4.6 Perfil estratigráfico y de Vs estimados del punto de control PC-1



### 4.3 AMBIENTE SÍSMICO

Es importante cuantificar el desempeño que tendrá una edificación dada ante sismos menores, moderados y fuertes para conocer la incidencia de éstos sobre los recursos económicos empleados en la restauración y rehabilitación de un edificio y sobre interrupción del servicio. Es recomendable la verificación del desempeño de las estructuras ante varios eventos sísmicos, en las normativas se deben fijar los espectros de diseño para cada uno de estos eventos, tema complicado si se tiene en cuenta la escasa información sísmica instrumental existente.

Los análisis de historia en el tiempo consisten en el uso del acelerograma de un sismo para evaluar la respuesta de un sistema. Puede ser empleado tanto para una masa de suelo como para una estructura. Idealmente, se requieren de historias en el tiempo que sean razonablemente cercanos al espectro de respuesta de diseño de la zona objeto de estudio. Existe un método para obtener historias en el tiempo que empaten con un espectro de diseño dado, se le conoce como ajuste espectral. Este método tiene la ventaja de reducir significativamente la variabilidad en la respuesta calculada por computadora ya que las historias en el tiempo están comúnmente muy cercanas al espectro de respuesta objetivo.

#### 4.3.1 Espectros de Peligro Uniforme

El ambiente sísmico del sitio se caracterizó en función de espectros de peligro uniforme en un afloramiento en roca. Entiéndase por espectro de peligro uniforme como la curva que liga las aceleraciones espectrales asociadas a un mismo periodo de retorno independientemente del periodo de la estructura con una probabilidad de excedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento. Se emplean espectros de peligro uniforme para cuatro periodos de retorno: 125, 250, 475 y 2475 años (figura 4.7) en San Miguel Tlaixpan, considerando 5% de amortiguamiento estructural. El primer periodo es compatible con los espectros de diseño presentados en la versión vigente del reglamento de construcciones del Distrito Federal, el segundo periodo corresponde al considerado en la actualización más reciente de este reglamento, aún sin oficializarse, y los dos últimos a periodos de retorno usualmente aceptados internacionalmente para este tipo de obras de infraestructura.

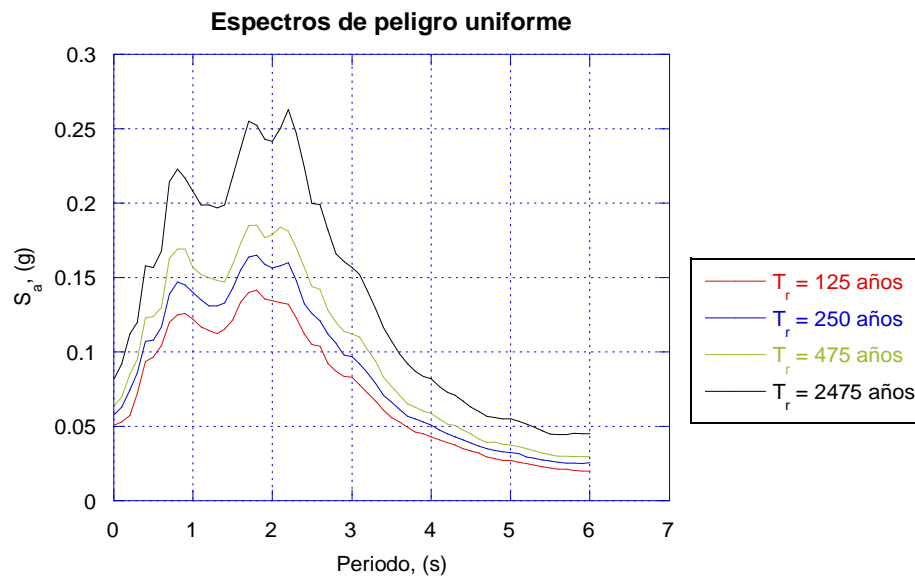


Figura 4.7 Espectros de peligro uniforme para periodos de retorno de 125, 250, 475 y 2475 años



Los espectros de peligro uniforme para sismos normales fueron proporcionados por el grupo de estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM. La figura 4.8 presenta estos espectros, considerando 5% de amortiguamiento estructural para cinco distintos periodos de retorno.

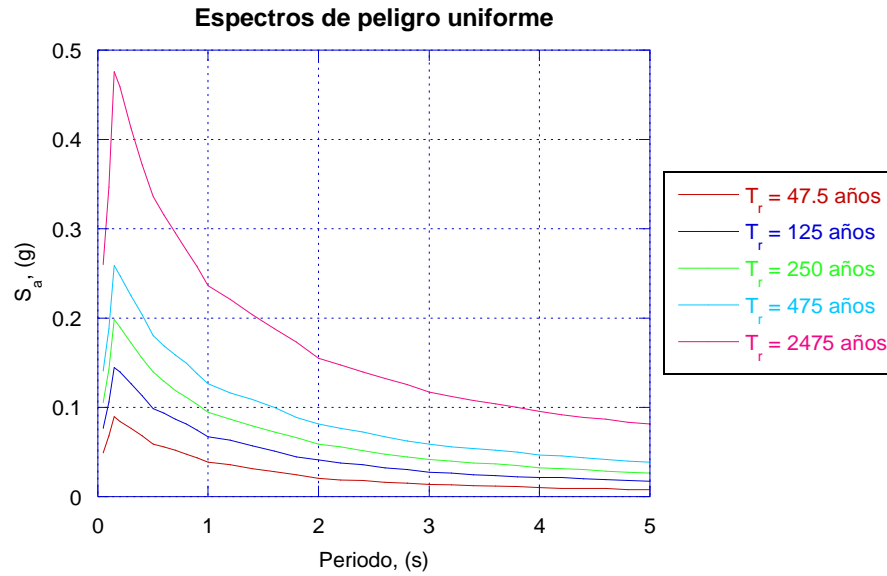


Figura 4.8 Espectros de peligro uniforme para sismos normales

### 4.3.2 Historia de Aceleraciones Sintéticas

Lilhanand *et al.* (1988) dan a conocer un método para generar historias de tiempo sintéticas realistas, en el cual se propone tomar las historias de aceleraciones registradas recientemente y ajustar a un espectro de respuesta que define el movimiento que se quiere reproducir para un análisis de respuesta dinámico. Cambios pequeños en los valores de pseudo-aceleración del espectro de respuesta,  $\delta R(\omega_i, \beta_k)$ , en la frecuencia espectral  $\omega_i$  para un amortiguamiento espectral  $\beta_k$  pueden relacionarse a ajustes pequeños  $\delta a(t)$  en la historia de aceleraciones en el tiempo inicial de entrada,  $a(t)$ , por medio de la integral de Duhamel:

$$\delta R_{ik} = \delta R(\omega_i, \beta_k) = \int_0^{t_i} \delta a(\tau) h_{ik}(t_i - \tau) d\tau \quad (\text{ec. 4.2})$$

Donde  $h_{ik}(t)$  es la función de respuesta del impulso de aceleraciones para un oscilador de un grado de libertad, con frecuencia  $\omega_i$  y una relación de amortiguamiento  $\beta_k$ ;  $t_i$  es el tiempo en el cual se produce el espectro de respuesta; y  $\tau$  es el lapso. La tarea de modificar una historia de tiempo para ajustarla a un espectro de referencia se realiza con la ecuación 4.2 para  $\delta a(t)$ , dado  $\delta R(\omega_i, \beta_k)$ .

Para ajustar una serie de valores espectrales de referencia en  $N$  frecuencias espectrales para  $M$  relaciones de amortiguamiento espectral, la solución de la ecuación 4.2 puede ser transformada en la solución de un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales de  $M \times N$  dejando que  $\delta a(t)$  sea una combinación de un conjunto de dimensiones  $M \times N$  establecido como una función linealmente independiente,  $f_{ji}(t)$ , como sigue:

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N b_{ji} f_{ji}(t) \quad (\text{ec. 4.3})$$



En la cual,  $b_{ji}$  son coeficientes constantes desconocidos a ser determinados. De las ecuaciones 4.2 y 4.3 el conjunto de ecuaciones lineales algebraicas se convierte en:

$$\delta R_{ik} = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N C_{ijkl} b_{ji}; C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) f_{ji}(\tau) d\tau \quad (\text{ec. 4.4})$$

De la ecuación 4.4 se desprende que el orden de eficiencia en el cálculo de  $C_{ijkl}$ , es función de  $f_{ji}(\tau)$ , que puede ser definida como:

$$f_{ji}(\tau) = h_{ji}(t_j - \tau) \quad (\text{ec. 4.5})$$

Así que  $C_{ijkl}$  es simétrica y puede ser calculada como:

$$C_{ijkl} = \int_0^{t_i} h_{ik}(t_i - \tau) h_{ji}(t_j - \tau) d\tau; t_i < t_j \quad (\text{ec. 4.6})$$

Una vez calculada la matriz de coeficientes, la ecuación 4.4 puede resolverse con la solución de ecuaciones lineales estándar; entonces, los ajustes pequeños de  $\delta a(t)$  pueden ser obtenidos de la ecuación 4.3. La historia de tiempo ajustada para cada iteración,  $a_1(t)$ , se puede obtener de la historia de tiempo de la iteración previa,  $a_0(t)$  o empleando la expresión:

$$a_1(t) = a_0(t) + \delta a_0(t) \quad (\text{ec. 4.7})$$

La historia de tiempo ajustada se determina por aplicación repetitiva del proceso iterativo anterior y con la precisión deseada para el ajuste entre el espectro de la historia de aceleraciones semilla y el espectro de referencia de amortiguamiento múltiple.

La mayoría de los métodos usados para generar historias de tiempo sintéticas generalmente siguen un procedimiento en el dominio de la frecuencia, para modificar una historia de tiempo inicial de entrada con repetidos ajustes a sus amplitudes de Fourier, utilizando valores espectrales de la semilla como base para generar los valores espectrales de la historia de aceleraciones en la frecuencia espectral ajustada. Como resultado, el ajuste de la historia de aceleraciones  $\delta a_0(t)$  para cada frecuencia espectral es un movimiento armónico con energía uniforme prolongada sobre la duración total del movimiento. Esto produce perturbaciones significativas tanto en la historia de tiempo así como en el espectro. Contrariamente, el método descrito aquí es un procedimiento en el dominio del tiempo, el cual reconoce la inherencia del dominio del tiempo en la definición de los espectros de respuesta y sólo ajusta la historia de tiempo localmente en  $t(i)$ , para el cual el valor espectral ocurre. Como resultado, el ajuste de la historia de tiempo sólo produce perturbaciones puntuales, tanto en la historia de tiempo como en el espectro.

### 4.3.3 Obtención de Acelerogramas Sintéticos

Para obtener una historia de tiempo cuyo espectro de respuesta se ajuste razonablemente al espectro de respuesta de diseño, la historia de tiempo seleccionada (registrada) fue modificada usando el método propuesto por Lilhanand *et al.* (1988), con el cual Abrahamson (1993) generó un programa de ajuste espectral. Este método lleva a cabo una modificación en el dominio del tiempo de una historia de aceleraciones para hacerla compatible con un espectro de referencia especificado. La modificación de la historia de tiempo puede efectuarse con una variedad de diferentes modelos. Al hacerlo así, el periodo largo de la fase no estacionaria de la historia de tiempo original se conserva. Aplicando el método descrito anteriormente se generan los acelerogramas sintéticos como se detalla en el diagrama de flujo mostrado en la figura 4.9.

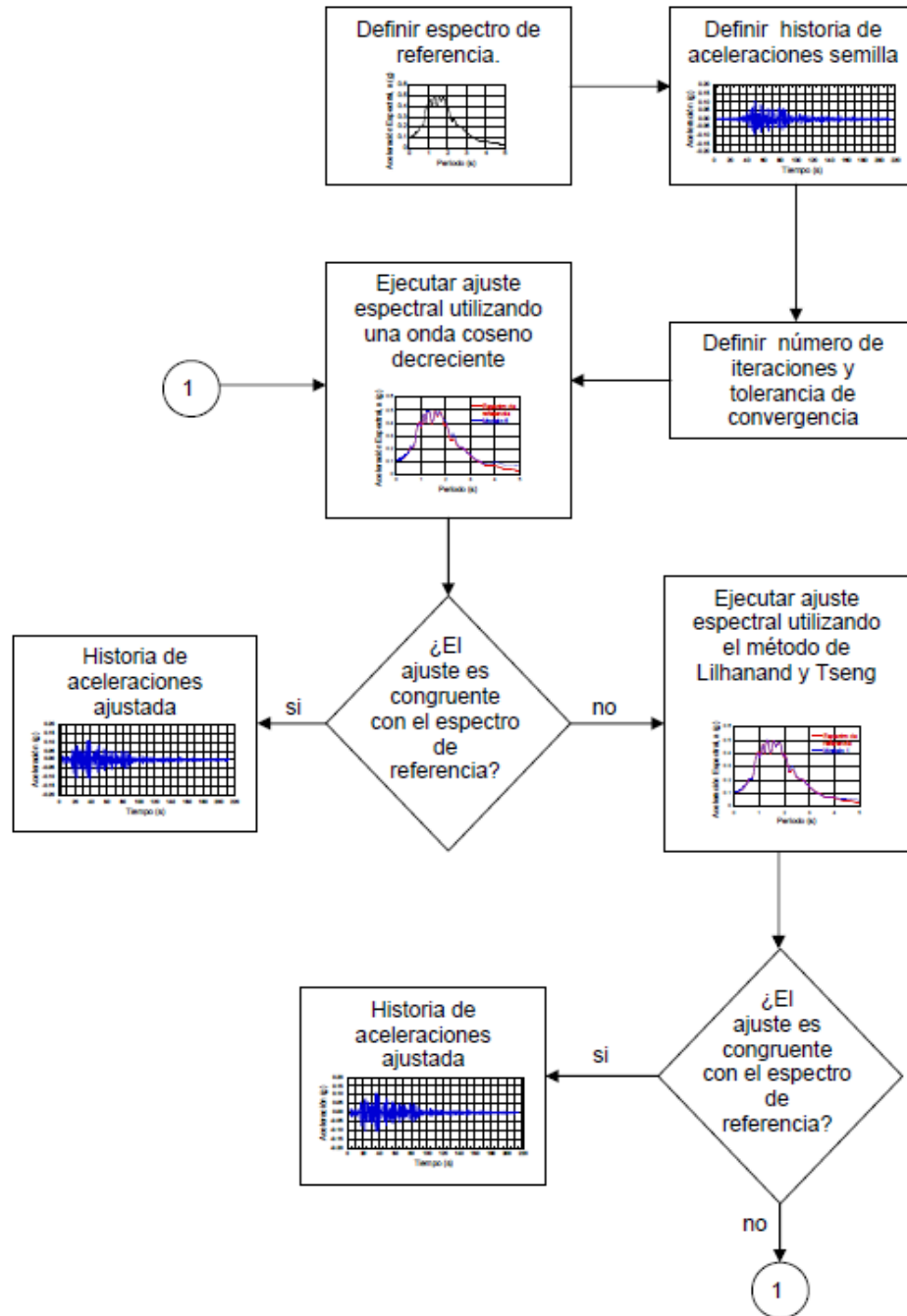


Figura 4.9 Metodología para generar historias de aceleraciones sintéticas

Los parámetros que deben tomarse en cuenta en la generación de acelerogramas sintéticos con la metodología presentada en la figura 4.9, son:

- a) el número de iteraciones por realizar, y
- b) la tolerancia de convergencia

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





$$|e_{min}| = a_{referencia} - a_{ajuste} \quad (\text{ec. 4.8})$$

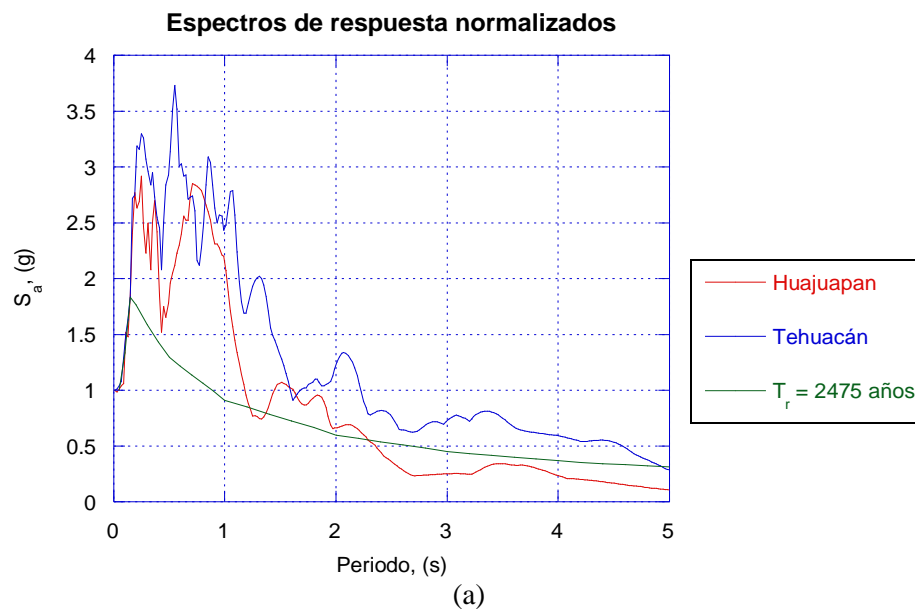
en donde:

$a_{referencia}$	Aceleración espectral de referencia
$a_{ajuste}$	Aceleración espectral ajustada
$e_{min}$	Error entre el espectro de referencia y el espectro ajustado, este tiene que ser minimizado en el proceso de ajuste

El valor fijado como la tolerancia de convergencia es el error mínimo que puede existir entre el espectro de referencia y el ajustado, por lo que, a menor número de iteraciones corresponde un mayor valor en la tolerancia de convergencia, y a mayor número de iteraciones menor valor en la tolerancia de convergencia. Este procedimiento podría plantearse con técnicas numéricas como los algoritmos genéticos, los cuales pudieran hacer más eficiente el proceso.

#### 4.3.4 Selección de Sismos Semilla para Análisis

Se seleccionan cinco sismos semilla, de éstos tres son de subducción y dos son normales. En las gráficas de la figura 4.10 se muestran los acelerogramas y los espectros de respuesta normalizados con respecto a la aceleración pico del suelo (peak ground acceleration o PGA) de cada una de las señales empleadas, correspondientes a sismos normales y subducción. La tabla 4.2 resume la información relevante de los eventos.



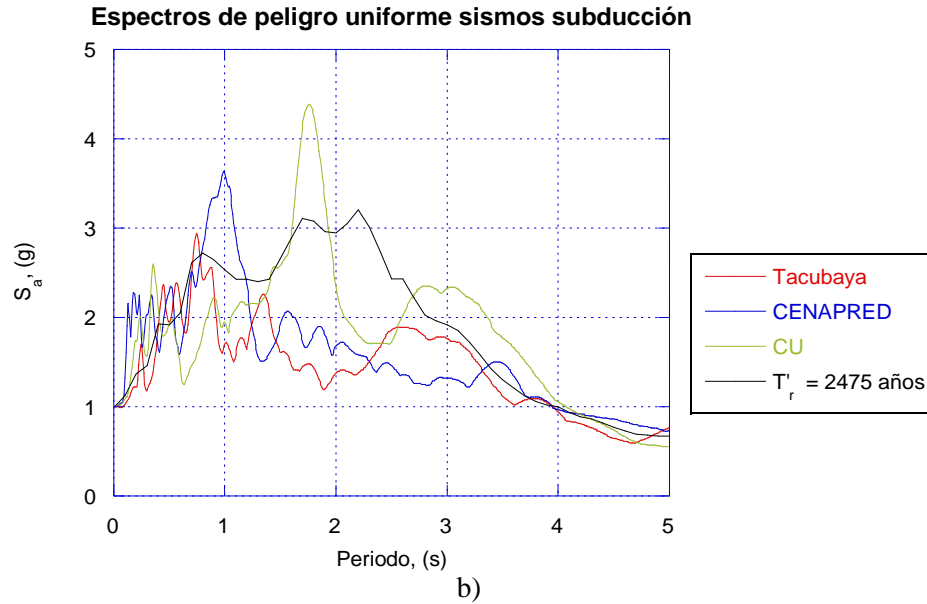


Figura 4.11 Espectro de respuesta de los sismos semilla normalizados con respecto al PGA respectivo de cada evento a) sismos normales y b) sismos de subducción

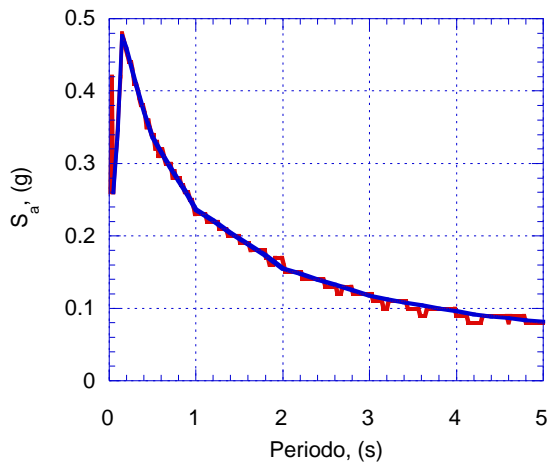
**Tabla 4.2 Sismos empleados para la obtención de historias sintéticas**

Sismo	Estación	Año	Magnitud	Distancia epicentral, R (km)	Profundidad focal, (km)	PGA, (g)
Normal	Huajuapán de León	1980	Ms=6.5	338	70	0.023
	Tehuacán	1999	Mb=7.0	218	69	0.011
	Michoacán (Tacubaya, Mexico)	1985	Mw=8.1	395	5	0.032
Subducción	CENAPRED	1999	Mw=7.4	418	16	0.010
	C.U.	2003	Mw=7.5	524	9	0.004

En la figura 4.12 se muestra la comparación del espectro objetivo y el espectro sintético para el EPU de 2475 años, correspondientes a los eventos de subducción y normales.

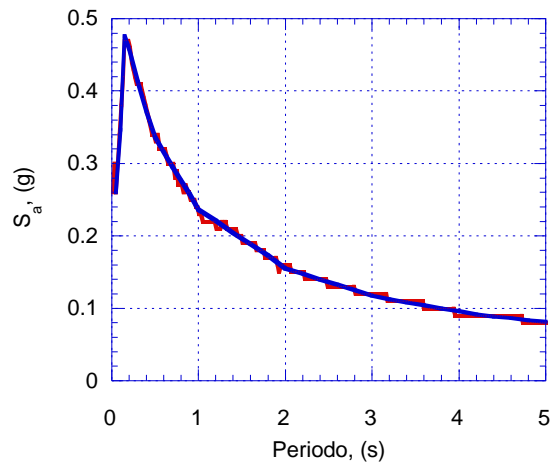


— Tehuacán  
—  $T_r = 2475$  años



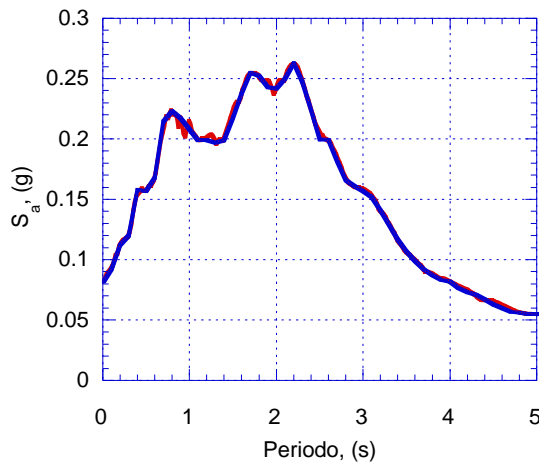
a)

— Huajuapán  
—  $T_r = 2475$  años



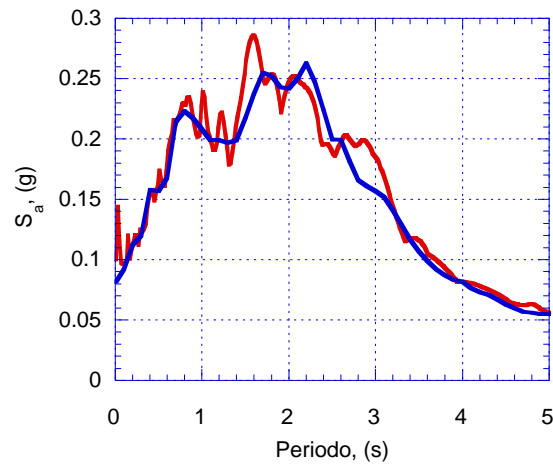
b)

— Tacubaya  
—  $T_r = 2475$  años



c)

— CENAPRED  
—  $T_r = 2475$  años



d)

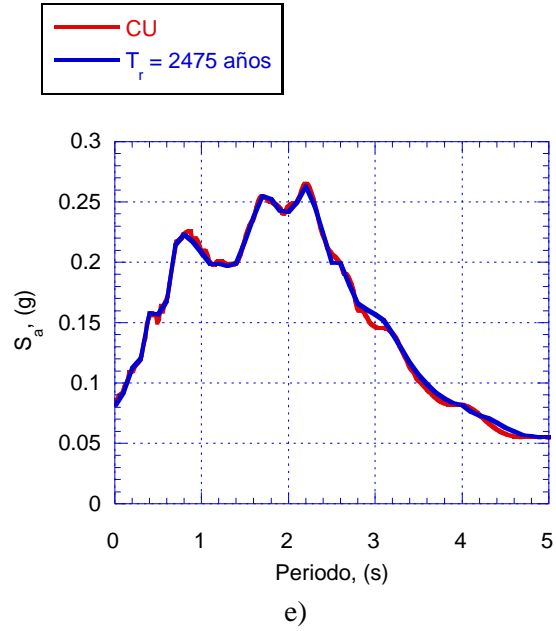


Figura 4.12 Espectros de respuesta sintéticos y objetivos para el espectro de peligro uniforme de 2475 años en a) Tehuacán, b) Huajuapán de León, c) Tacubaya, d) CENAPRED y e) Ciudad Universitaria (CUP5)



## CAPÍTULO 5

### DESCRIPCIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS

Para la descripción analítica de los diferentes elementos que soportan las cargas producto del peso propio y de movimientos sísmicos se emplean programas de cómputo de uso comercial que, debido a sus particularidades, nos permiten ajustar los criterios utilizados en la concepción de los supuestos teóricos y vaciar la información obtenida en campo con facilidad. A partir del planteamiento de los modelos se procede a la ejecución de los algoritmos inherentes de cada programa y se organizan los datos de tal manera que puedan ser sujetos a análisis.

#### 5.1 MODELOS DE RESPUESTA DE SITIO

El análisis de respuesta dinámica de un depósito de suelo puede clasificarse como determinista o probabilista, siendo un ejemplo del primero, los análisis de respuesta de sitio realizados con el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), y del segundo, los realizados con el programa RADSH (Bárcena *et al.*, 1994). En este contexto, se ha observado que la respuesta calculada por un procedimiento determinista es significativamente dependiente de la historia de aceleraciones usada, mientras que un análisis con enfoque probabilista considera los movimientos sísmicos como fenómenos aleatorios, suponiéndolos como un proceso gaussiano con media cero, con lo que el fenómeno aleatorio queda completamente caracterizado por su espectro de potencia; físicamente, tal definición del ambiente sísmico es equivalente a considerar una infinidad de historias de aceleraciones con el mismo contenido de frecuencias medio pero con fases aleatoriamente distribuidas (Romo, 1976).

##### 5.1.1 Modelación Probabilista con RADSH

Bárcena *et al.* (1994) desarrollaron el programa RADSH, para realizar análisis de respuesta de sitio probabilista. Con el uso de la teoría de vibraciones aleatorias, las respuestas pico de un sistema lineal excitado por un proceso estocástico se calculan para límites de confianza dados (probabilidad de no excedencia). Físicamente, tal definición del ambiente sísmico es equivalente a considerar una infinidad de historias de aceleraciones con el mismo contenido de frecuencias medio pero con fases aleatoriamente distribuidas. Originalmente, el procedimiento analítico que usa el enfoque probabilista fue introducido por Romo (1976) para el análisis de la respuesta dinámica de sistemas suelo-estructura. En éste, se propone considerar al espectro de diseño como la respuesta extrema media de un proceso aleatorio equivalente. Este tratamiento aleatorio de los eventos sísmicos se ha incorporado en el programa de computadora RADSH para el análisis probabilista de la respuesta dinámica de depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a la propagación bidimensional de ondas de corte SH, utilizando la solución de Thomson-Haskell. La excitación se define en términos de un espectro de respuesta medio a partir del cual se obtiene el espectro de potencia equivalente de la excitación. La respuesta del sistema se obtiene en términos de espectros de potencia a través de la teoría de vibraciones casuales. Con los espectros de potencia de respuesta y con la teoría del valor extremo se obtienen aceleraciones, deformaciones, esfuerzos máximos medios, y espectros de respuesta en diferentes puntos del sistema. En este proceso se usa el método lineal equivalente para simular el comportamiento no lineal de los materiales téreos. La metodología anterior se emplea en esta tesis para resolver el problema de propagación unidimensional de ondas sísmicas.



### 5.1.2 Modelación Determinista con SHAKE

Para poder considerar el comportamiento no lineal del suelo, en los análisis de respuesta sísmica del suelo y su impacto en las estructuras es indispensable realizar análisis en el dominio del tiempo. Estos análisis se llevan a cabo con modelos de diferencias finitas desarrollados con el programa FLAC<sup>3D</sup>, cuyos resultados se incluyen en el siguiente capítulo de esta tesis. Para fines de calibración se realizan análisis con el programa SHAKE91, con las señales determinadas en el capítulo 3.3. Con esta información y usando el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), se llevan a cabo los análisis de respuesta del sitio para los modelos geodinámicos en los puntos de control. El programa SHAKE calcula la propagación vertical de ondas de corte en un depósito de suelo semi-infinito estratificado horizontalmente (figura 5.1).

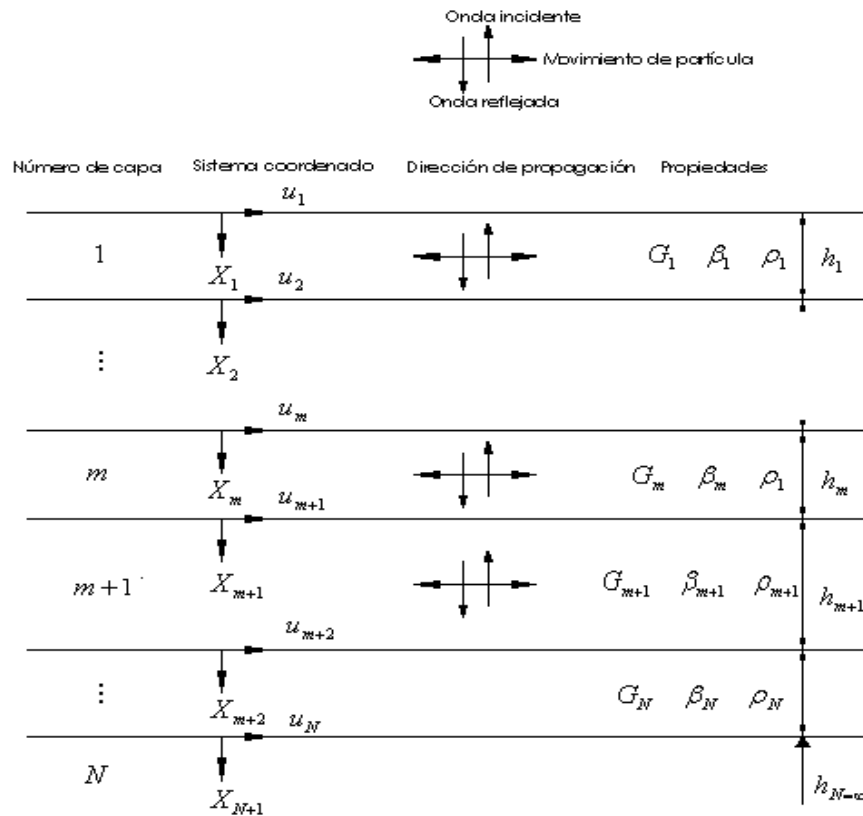


Figura 5.1 Sistema unidimensional de propagación de ondas

Para el análisis de respuesta de sitio se hacen las siguientes consideraciones:

- La respuesta en el perfil de suelo es causada por la propagación vertical de las ondas de corte a través de las capas que subyacen al semiespacio.
- Cada subcapa, fue definida según su módulo de corte máximo,  $G_{\text{máx}}$ , relación de amortiguamiento,  $\lambda$ , un peso volumétrico,  $\gamma$ , y un espesor,  $h$ .
- Se supone que todas las propiedades de los materiales son viscoelásticas, sin embargo, la rigidez y el amortiguamiento de cada capa se ajustan con el método lineal equivalente.
- Las curvas de degradación de rigidez al cortante normalizado con respecto a su valor máximo,  $G/G_{\text{máx}}$ , y amortiguamiento para cada geomaterial, son las que se calculan con el modelo propuesto por González *et al.* (2011).

### 5.1.3 Modelación de Propiedades Dinámicas

El análisis en el dominio del tiempo se basa en la solución de la ecuación de movimiento (ec. 2.2), usando masas concentradas en los puntos de la malla del modelo derivados de la densidad real de las geomateriales simulados. Esta formulación puede ser acoplada a modelos estructurales para determinar la interacción suelo-estructura provocada por los movimientos sísmicos.

El sismo suele representarse con ondas planas que se propagan hacia arriba a través del material subyacente. Las condiciones de frontera laterales del modelo deben tener en cuenta el movimiento en campo libre que existiría en ausencia de la estructura (figura 5.2). En algunos casos, pueden ser suficientes las condiciones de frontera elementales. Estos límites deben ser colocados a distancias suficientes para minimizar los reflejos de onda y lograr condiciones de campo libre.

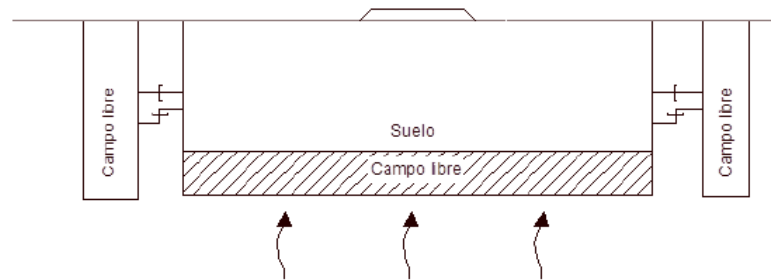


Figura 5.2 Modelo para el análisis sísmico

Ante eventos extremos como el relacionado con el periodo de retorno de 2475 años asociado al sismo máximo creíble para el proyecto de edificio en cuestión, las arcillas de la ciudad de México exhiben un comportamiento no lineal importante (Mayoral *et al.*, 2015). Más aún los análisis lineales equivalentes no son aplicables para sismos de magnitud mayor a 8.2  $M_w$ , en arcillas plásticas. Esto hace indispensable considerar la no linealidad del suelo en los análisis de interacción suelo-estructura. Por practicidad, y tomando en cuenta la escasez de datos experimentales para calibrar un modelo más sofisticado, en esta tesis se utiliza un modelo histerético disponible en el programa FLAC<sup>3D</sup> (ITASCA, 2009), para llevar a cabo estos análisis.

El modelo histerético de FLAC<sup>3D</sup> considera un suelo ideal, el esfuerzo depende solo de la deformación y no del número de ciclos, con estas suposiciones se puede derivar una relación incremental constitutiva de la curva de degradación descrita por  $\tau / \lambda = Ms$ , donde  $\tau$  es el esfuerzo cortante normalizado,  $\lambda$  es la deformación por cortante y  $Ms$  es el módulo secante normalizado. Existen varias funciones para representar las curvas de degradación, en este caso se utiliza el modelo de función sigmoide de tres parámetros disponible en la paquetería de cómputo (sig3). Son curvas monótonas dentro de un rango definido, y tienen un comportamiento asintótico apropiado. El modelo sig3 se define de acuerdo a la ecuación 5.1:

$$Ms = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L-x_0}{b}\right)} \quad (\text{ec. 5.1})$$

Donde  $a$ ,  $b$  y  $x_0$  son valores numéricos de ajuste de la función y  $L$  es la deformación logarítmica. Los parámetros para el modelo sig3 son seleccionados de tal forma que se ajustan a los valores de módulos de cortante normalizados y amortiguamiento para cierto valor de deformación angular presentados en la sección 4.2.1.



## 5.2 MODELOS NUMÉRICOS DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA

Para analizar el comportamiento estático y dinámico del sistema suelo-cimentación-estructura de la cimentación propuesta, se desarrollan varios modelos de diferencias finitas empleando el software FLAC<sup>3D</sup> (figura 5.2). La relación esfuerzo-deformación del suelo se asume como elasto-plástica siguiendo el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Se colocaron fronteras de campo libre en los bordes del modelo numérico. Para simular la estructura se utilizaron elementos sólidos, así como elementos cascarón para simular los muros, y elementos viga para los pilotes de fricción.

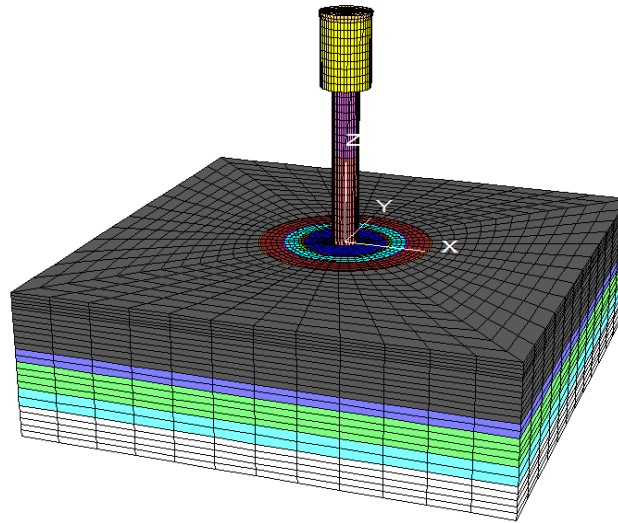


Figura 5.2 Vista general del modelo numérico del sistema suelo-cimentación-estructura en FLAC<sup>3D</sup>

El sistema conformado con losa de cimentación y pilotes es mostrado como modelo numérico en la figura 5.3. Cada uno de los elementos es identificado con un color que los categoriza dentro de una clase. Dicha clase representa una parte significativa del sistema de cimentación en cuanto a pieza estructural se refiere.

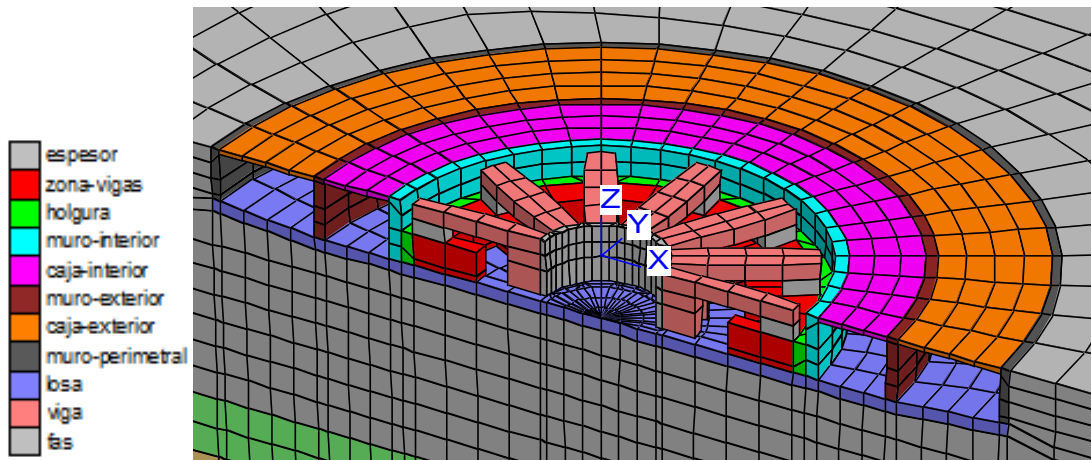


Figura 5.3 Vista del cajón de cimentación para el sistema con pilotes de fricción



Se modela la cimentación propuesta a base de celdas estructuradas conforme a la geometría representada en las figuras 5.4 y 5.5. En color rojo se visualiza el elemento “losa tapa” (figura 3.5) y en color azul se muestran los muros de la cimentación que confinan el suelo. La distribución radial de dichos muros es exhibida en la figura 5.5a), y en la figura 5.5b) es mostrada la geometría de la “estructura radial de transferencia” (figura 3.6).

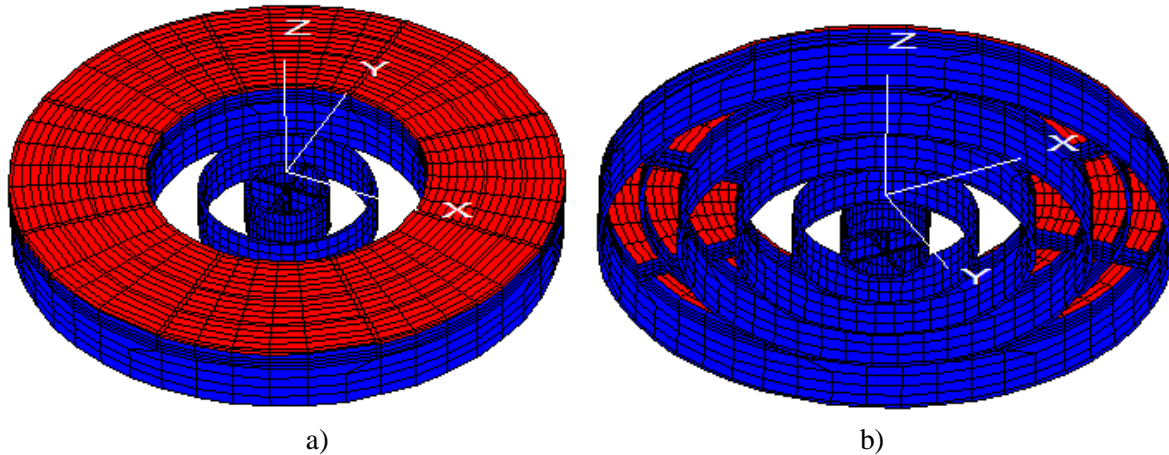


Figura 5.4 Modelo numérico de la cimentación a base de celdas estructuradas: a) vista superior y b) vista inferior

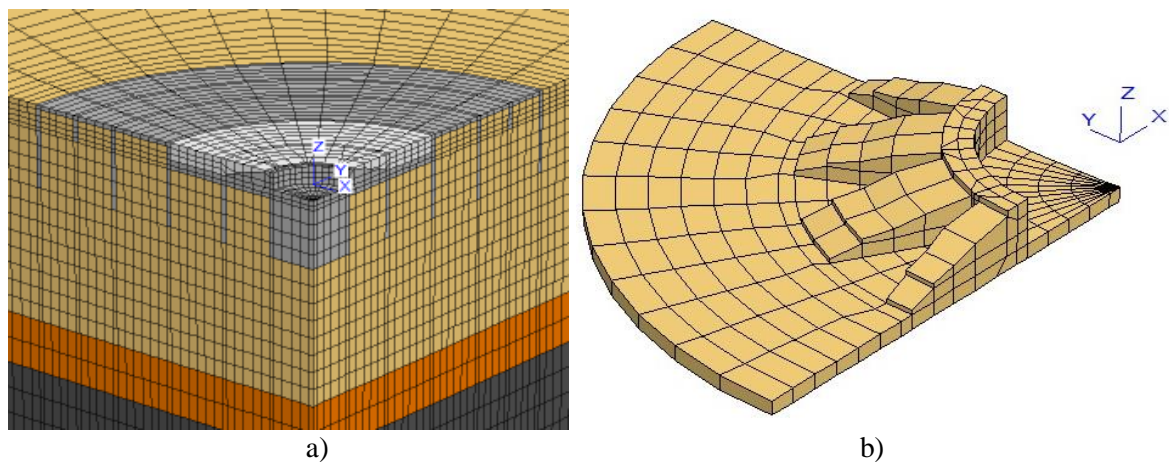


Figura 5.5 Cortes transversales del sistema de cimentación con celdas

Con fundamento en la descripción de la sección 3.1, el modelo de la superestructura está idealizado como un cilindro hueco de cuatro rigideces diferentes definidas por altura. Desde la cota +0.00 m y hasta +34.00 m tenemos el grupo t-01, a partir de +34.00 y hasta +59.80 m hayamos al grupo de elementos t-02. Después del cambio de sección en planta ubicamos al grupo t-03 que abarca desde +59.00 m y hasta 85.00 m. Por último, el cuarto grupo inicia en +85.00 m y termina en +87.50 m.

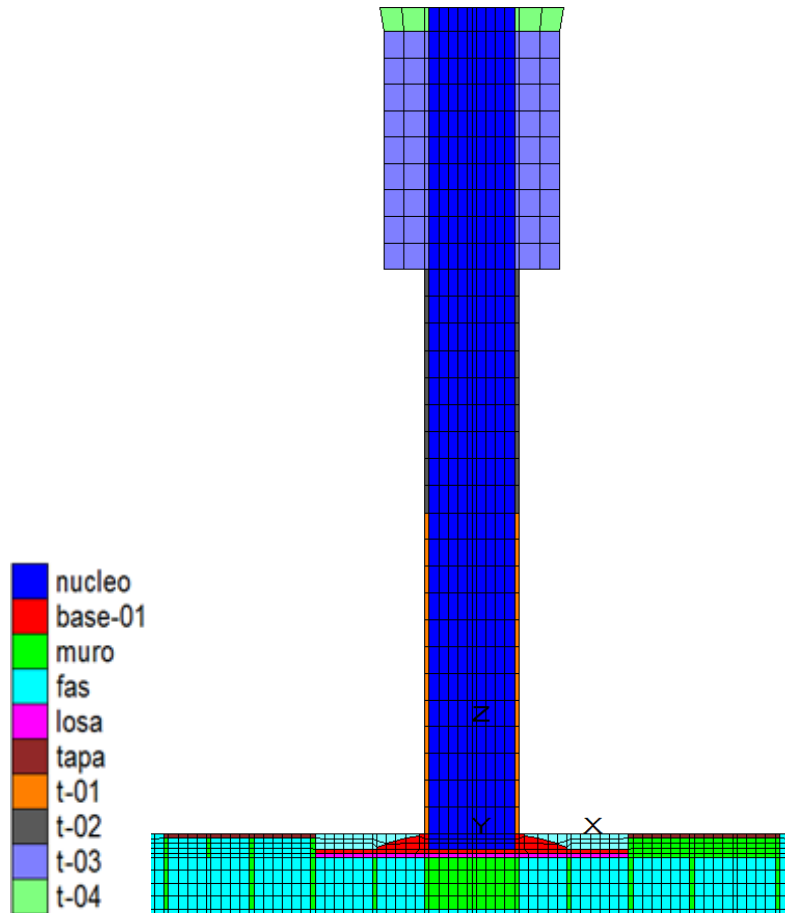


Figura 5.6 Corte transversal del modelo con los grupos correspondientes en distinto color

### 5.2.1 Propiedades Mecánicas de los Modelos

Una vez definida la geometría, es requerida por el programa de cómputo una serie de propiedades que definen los materiales de cada elemento. En la tabla 5.1 se despliega las propiedades de los elementos por grupo, siendo que el grupo “NUCLEO” es un elemento vacío. Las propiedades de los estratos están dadas por lo especificado en la tabla 5.2.

Tabla 5.1 Propiedades de los elementos estructurales

Grupo	Módulo de Young, (ton/m <sup>2</sup> )	Módulo de Poisson, $\nu$	Peso volumétrico, $\gamma$
BASE-01	$2.619 \times 10^6$ ( $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ )	0.20	2.218
LOSA	$2.425 \times 10^6$ ( $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ )	0.20	2.218
TAPA	$2.425 \times 10^6$ ( $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ )	0.20	2.218
MURO	$2.214 \times 10^6$ $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	0.20	2.218
t-01	$2.050 \times 10^6$	0.20	1.579
t-02	$2.050 \times 10^6$	0.20	2.218
t-03	$2.050 \times 10^6$	0.20	0.412
t-04	$2.050 \times 10^6$	0.20	0.412

**Tabla 5.2 Propiedades iniciales de los estratos por profundidad**

Profundidad (m)		Espesor (m)	Densidad ( $\gamma/g$ )	E ( $t/m^2$ )	$\nu$	G ( $t/m^2$ )	K ( $t/m^2$ )	$\xi$	Frecuencia (1/s)
Desde	Hasta								
0	-1.250	1.25	0.122	624.02	0.450	21.30	2123.10	0.084	0.56
-1.250	-2.500	1.25	0.122	260.78	0.450	27.90	2779.50	0.141	0.56
-2.500	-3.750	1.25	0.122	262.40	0.450	34.50	3435.90	0.106	0.56
-3.750	-5.000	1.25	0.122	195.76	0.450	41.10	4092.30	0.164	0.56
-5.000	-6.000	1.00	0.122	152.75	0.450	47.00	4683.10	0.203	0.56
-6.000	-8.020	2.02	0.122	153.56	0.450	54.90	5475.40	0.233	0.56
-8.020	-10.080	2.06	0.122	134.81	0.450	65.70	6545.60	0.249	0.56
-10.080	-12.180	2.10	0.122	214.16	0.450	76.60	7637.20	0.228	0.56
-12.180	-14.320	2.14	0.122	217.90	0.450	87.80	8750.50	0.235	0.56
-14.320	-16.500	2.18	0.122	282.24	0.450	99.20	9886.00	0.229	0.56
-16.500	-18.730	2.23	0.122	469.59	0.450	110.80	11044.50	0.212	0.56
-18.730	-21.000	2.27	0.122	905.23	0.450	122.70	12226.00	0.160	0.56
-21.000	-23.500	2.50	0.143	2811.68	0.300	961.50	2083.30	0.164	0.56
-23.500	-26.000	2.50	0.143	4109.88	0.300	961.50	2083.30	0.127	0.56
-26.000	-28.500	2.50	0.122	3522.72	0.450	207.40	20673.10	0.117	0.56
-28.500	-31.000	2.50	0.122	3963.16	0.450	287.80	28685.90	0.109	0.56
-31.000	-33.500	2.50	0.122	4740.98	0.450	368.20	36698.70	0.093	0.56
-33.500	-36.000	2.50	0.122	4889.02	0.450	448.60	44711.50	0.078	0.56
-36.000	-39.500	3.50	0.143	24302.73	0.300	1153.80	2500.00	0.089	0.56
-39.500	-43.000	3.50	0.143	10780.04	0.300	1153.80	2500.00	0.110	0.56
-43.000	-45.400	2.40	0.126	9394.15	0.425	566.00	56410.30	0.099	0.56
-45.400	-47.800	2.40	0.127	4859.92	0.412	566.00	56410.30	0.161	0.56
-47.800	-50.200	2.40	0.122	5291.42	0.450	566.00	56410.30	0.092	0.56
-50.200	-52.600	2.40	0.122	5634.07	0.450	566.00	56410.30	0.149	0.56
-52.600	-55.000	2.40	0.122	16336.13	0.450	566.00	56410.30	0.106	0.56





## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 6.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO LINEAL EQUIVALENTE

##### 6.1.1 Análisis Probabilista con RADSH

Empleando el programa RADSH se llevan a cabo los análisis de respuesta dinámica del punto de control PC-1. Los espectros de respuesta obtenidos se muestran en las figuras 6.1 y 6.2. En los análisis se considerarán sismos de subducción y sismos normales.

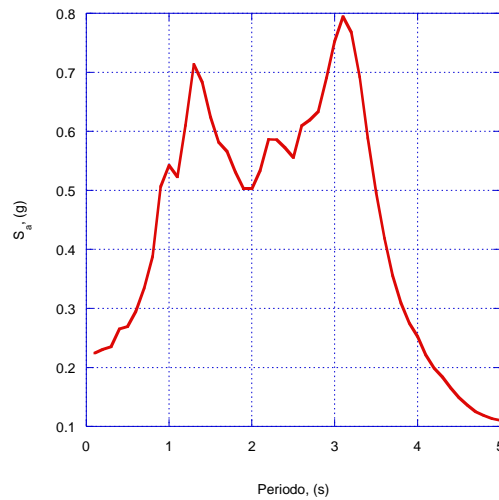


Figura 6.1 Espectro de respuesta (sismos de subducción)

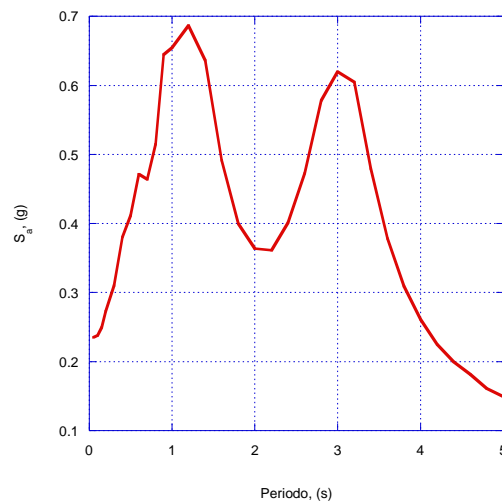


Figura 6.2 Espectro de respuesta (sismos normales)



### 6.1.2 Análisis Determinista con SHAKE

La comparación de los espectros de respuesta obtenidos en el análisis determinista con el software SHAKE y los obtenidos del análisis probabilista usando el programa RADSH, para el punto de control PC-1, considerando sismos de subducción y normales, se muestran en la figura 6.3 y 6.4, respectivamente. Las líneas continuas son los espectros de respuesta obtenidos con SHAKE y las líneas punteadas corresponden a los espectros obtenidos con RADSH. Se observa que ambas metodologías arrojan resultados similares.

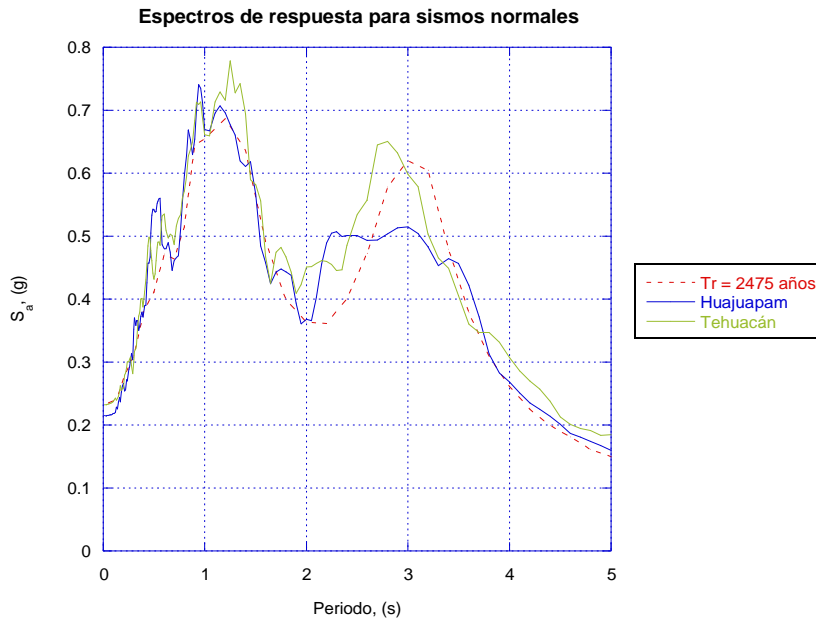


Figura 6.3 Espectros de respuesta en sitio para PC-1 (sismos de subducción)

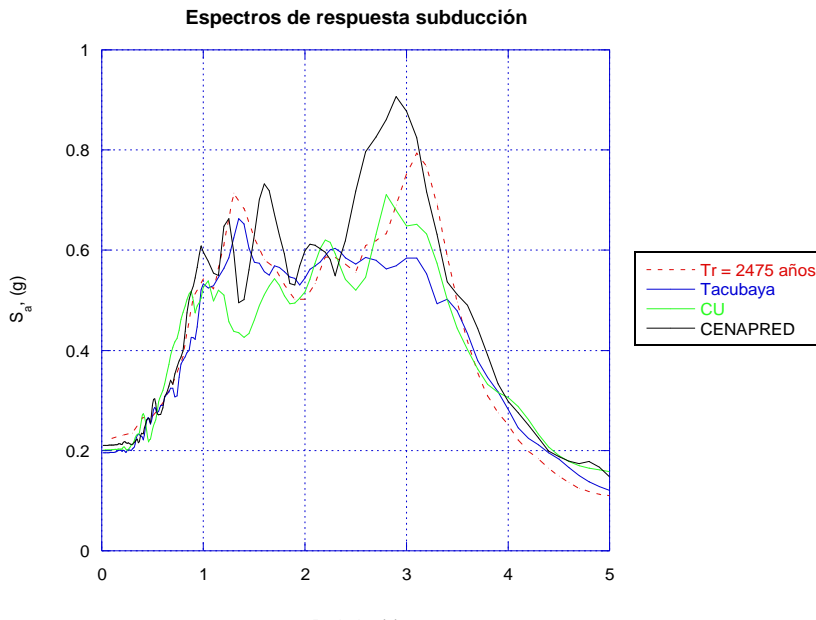


Figura 6.4 Espectros de respuesta en sitio PC-1 (sismos normales)

## 6.2 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA

### 6.2.1 Respuesta de Sitio No Lineal

En las Figuras 6.5 y 6.6 se muestran los espectros de respuesta para cada uno de los sismos, tanto normales como de subducción. En las figuras 6.7, 6.8, 6.9, 6.10 y 6.11 se presenta la comparación de las historias de aceleraciones, velocidades y desplazamientos realizadas en SHAKE Y FLAC<sup>3D</sup>, considerando el perfil de suelo seleccionado (PC-1) y los sismos de subducción y normales. Se observa tanto una deamplificación importante en las aceleraciones espectrales, como una modificación en el contenido de frecuencias, por el efecto de la no linealidad del suelo.

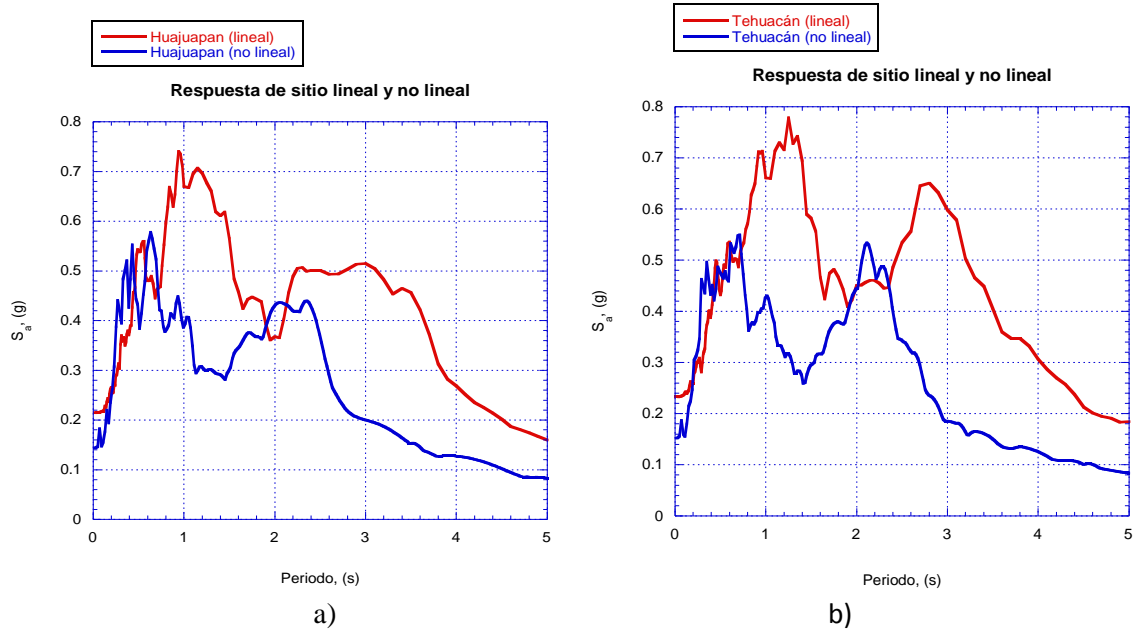
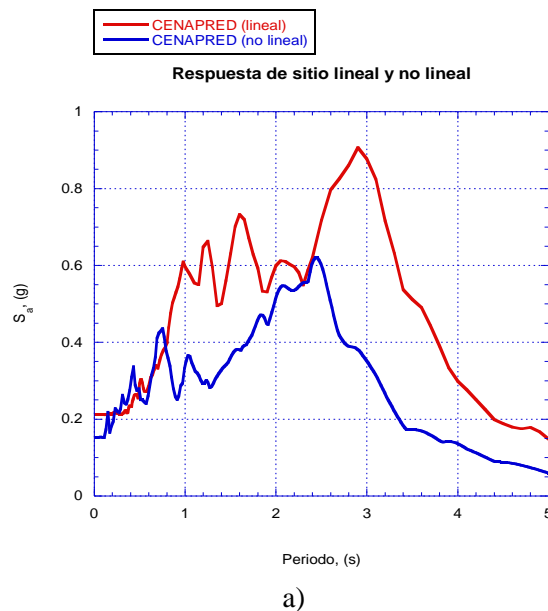


Figura 6.5 Espectros de respuesta para sismos normales a) Huajuapán y b) Tehuacán



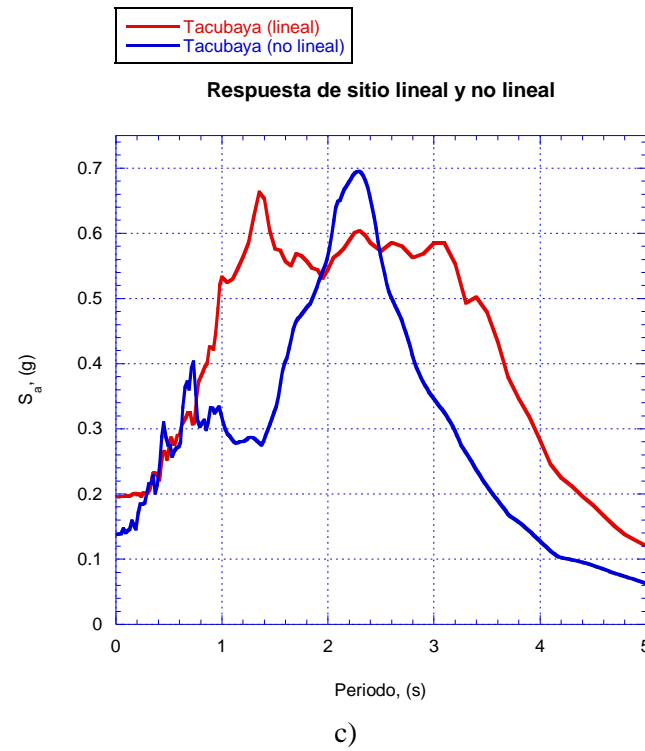
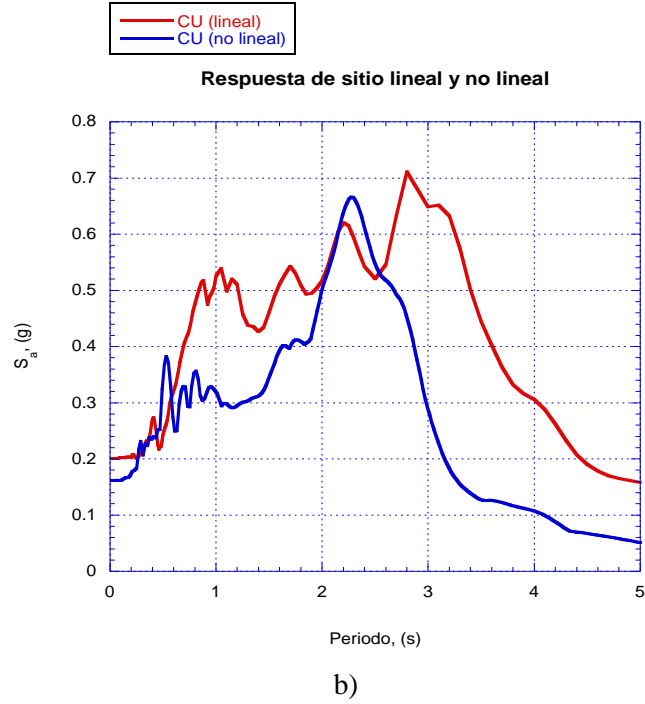


Figura 6.6 Espectros de respuesta para sismos de subducción a) CENAPRED, b) CU y c) Tacubaya



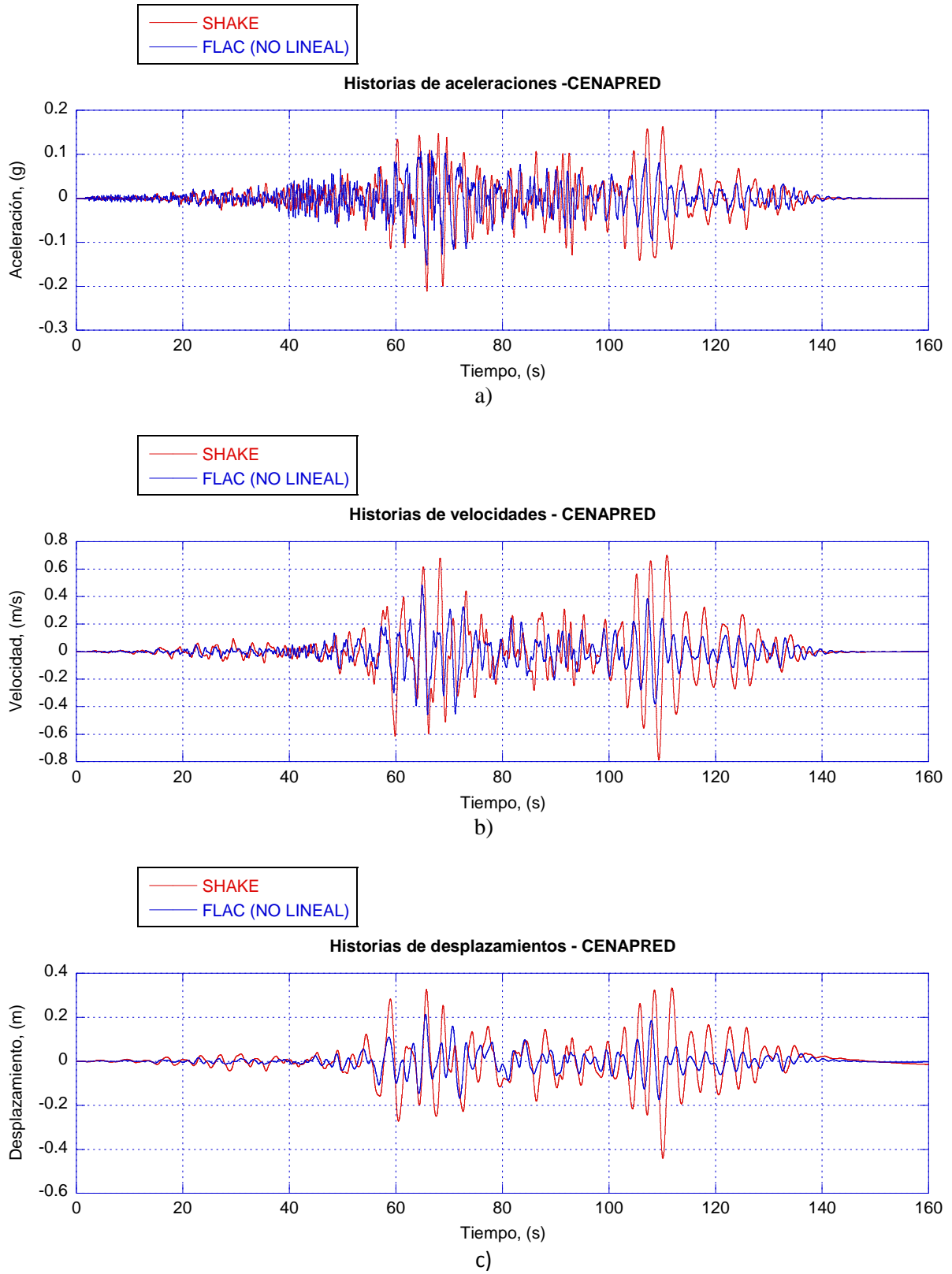


Figura 6.7 Historias de a) aceleraciones, b) velocidades y c) desplazamientos para sismo de subducción (CENAPRED)

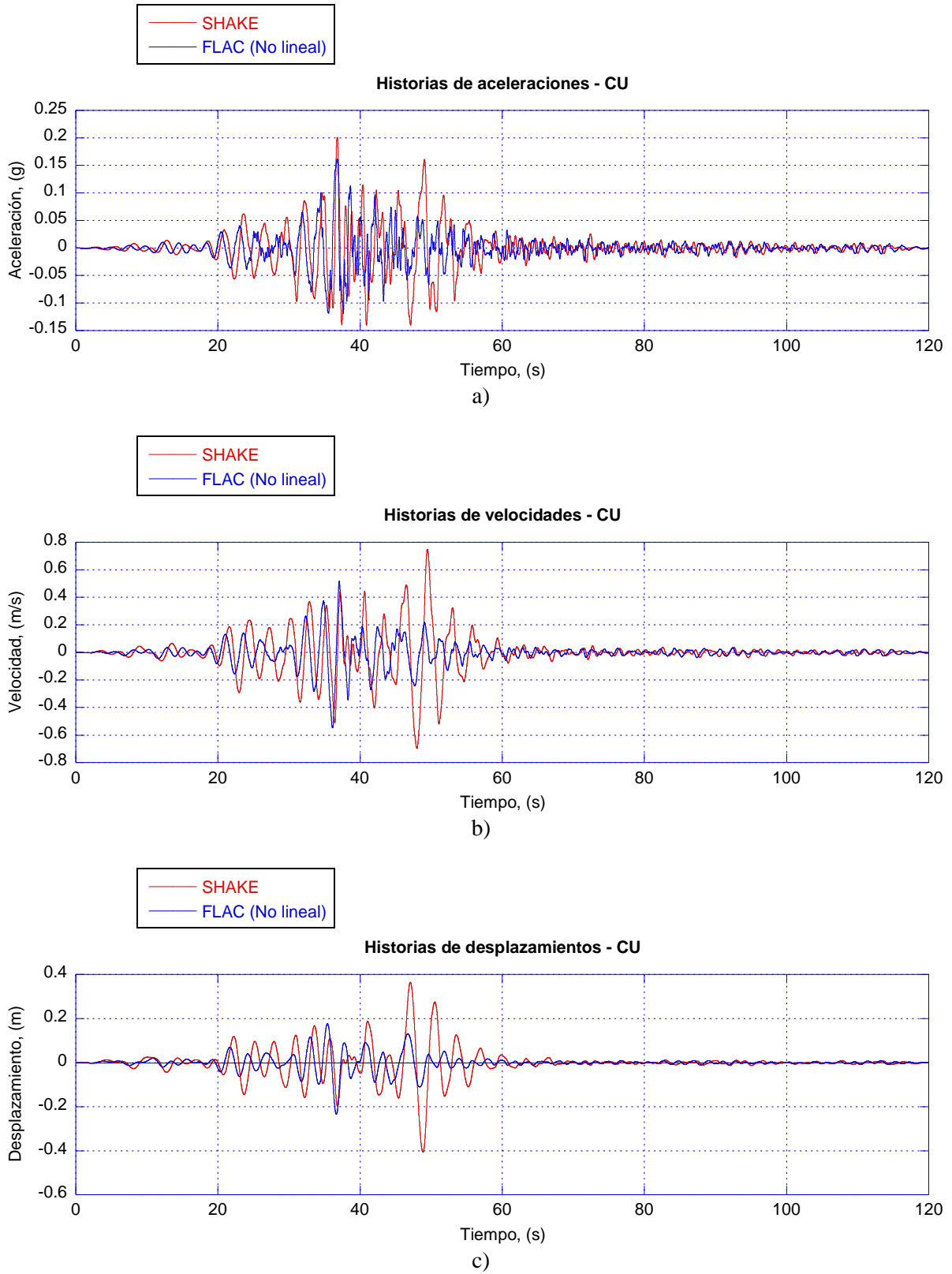


Figura 6.8 Historias de a) aceleraciones, b) velocidades y c) desplazamientos para sismo de subducción (CU)

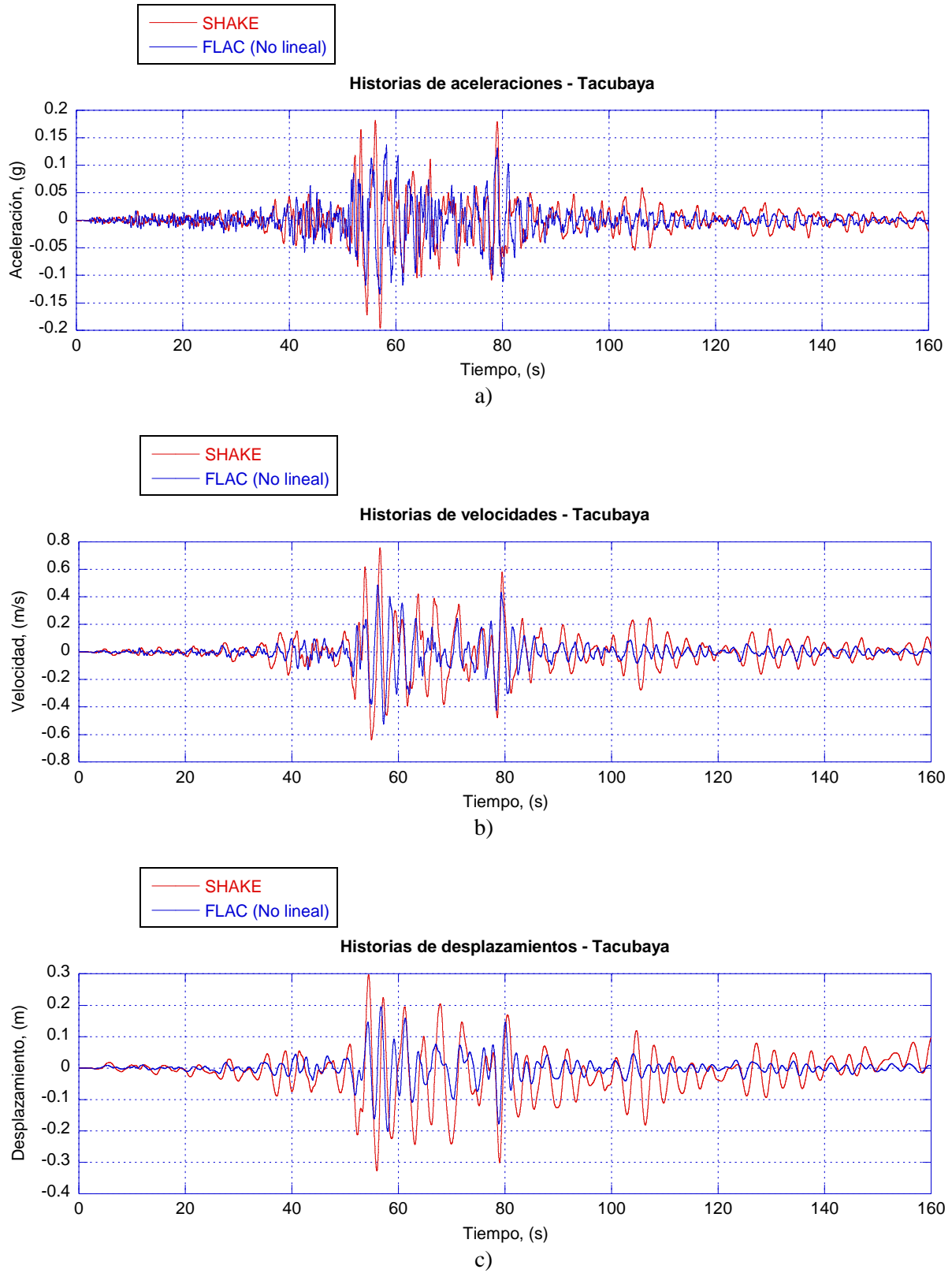


Figura 6.9 Historias de a) aceleraciones, b) velocidades y c) desplazamientos para sismo de subducción (Tacubaya)

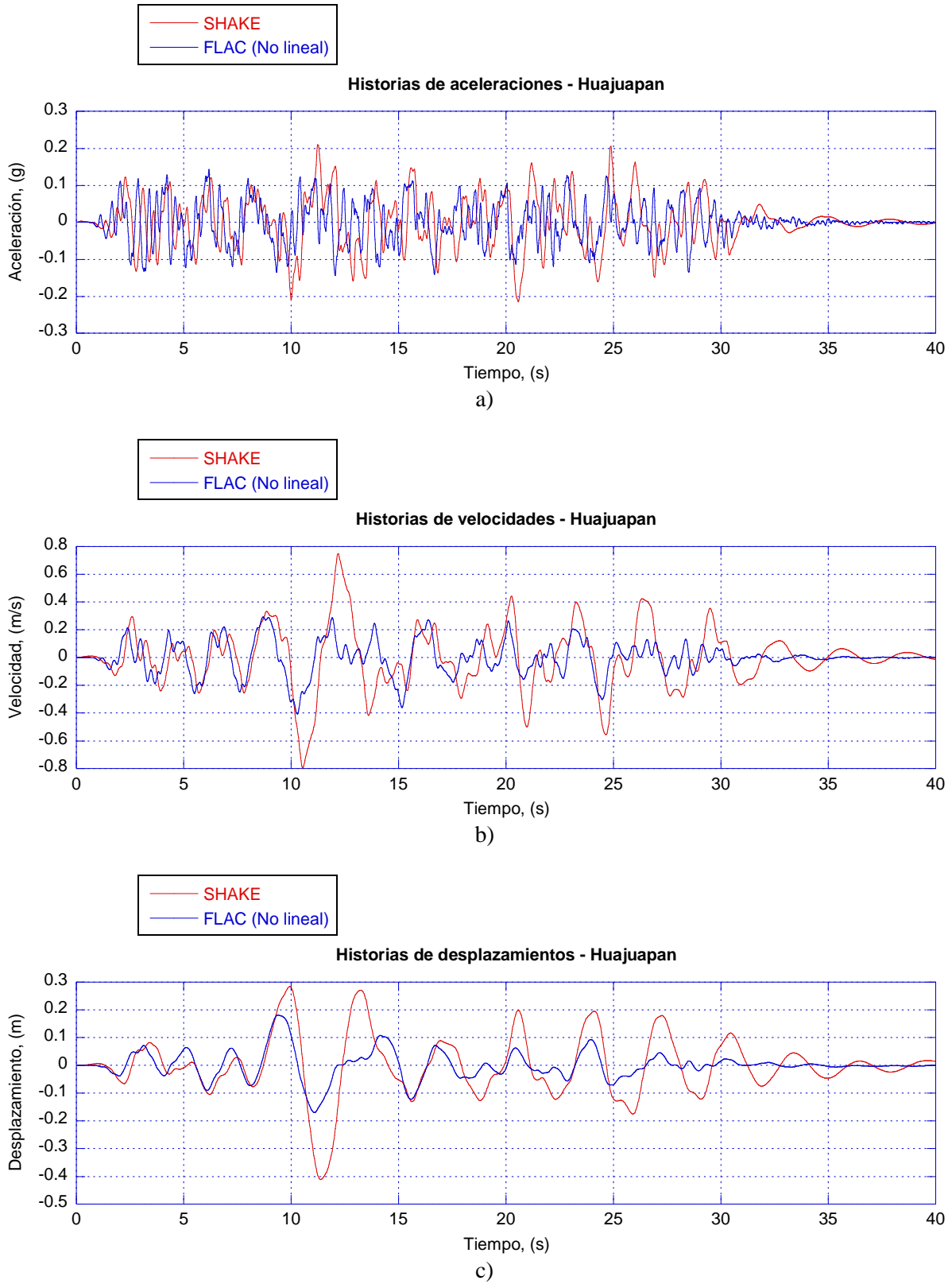


Figura 6.10 Historias de a) aceleraciones, b) velocidades y c) desplazamientos para sismo normal (Huajuapán)

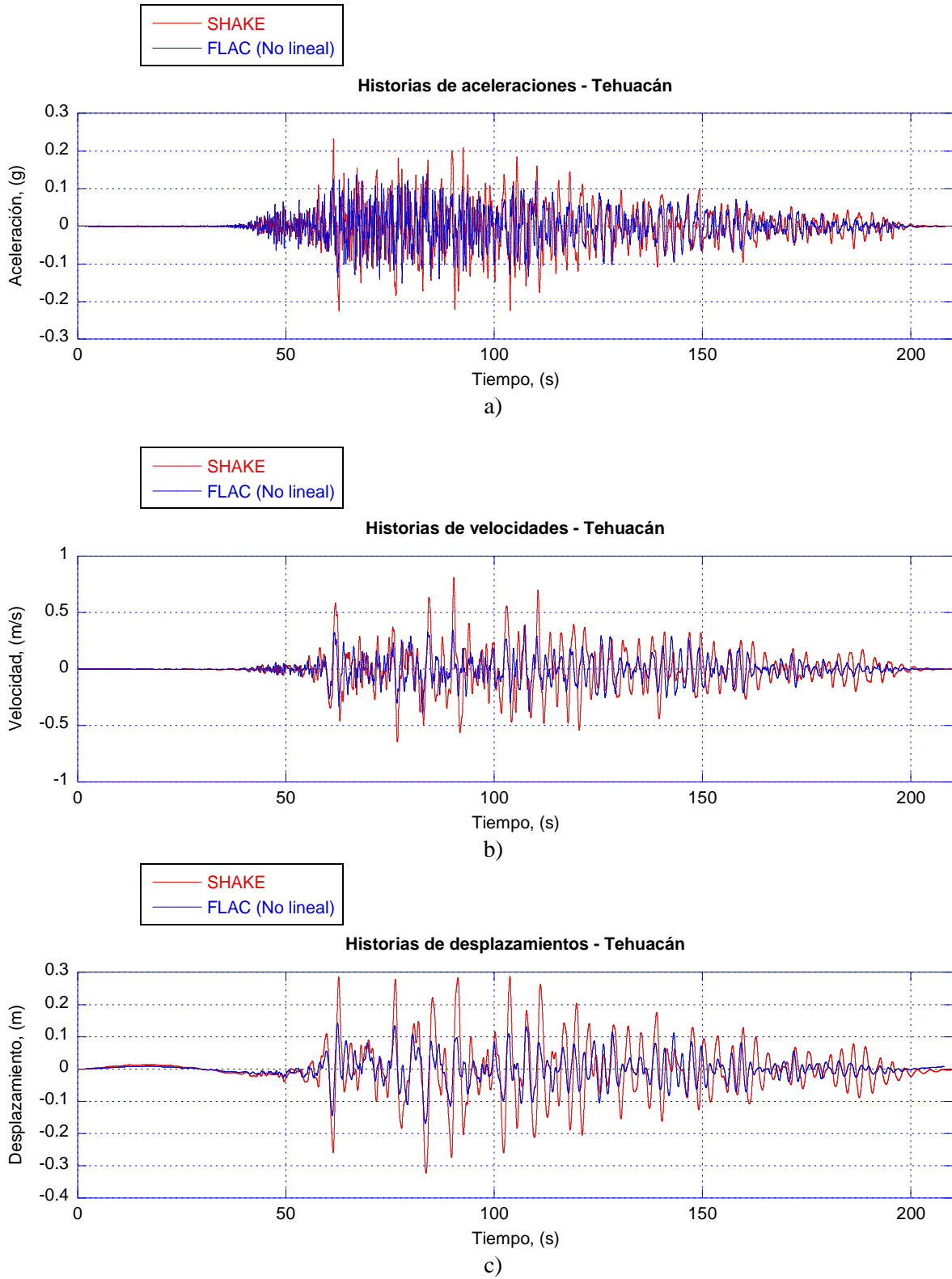


Figura 6.11 Historias de a) aceleraciones b) velocidades y c) desplazamientos para sismo normal (Tehuacán)



### 6.2.2 Análisis Estático

Se ejecuta un estudio paramétrico de la respuesta estática del sistema de cimentación para tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades del suelo, y evaluar el efecto de la variación de la compresibilidad del suelo en los asentamientos diferenciales que pudieran presentarse en la cimentación del caso de estudio. Los asentamientos diferenciales en la cimentación y del terreno debido al asentamiento a largo plazo y de una potencial inclinación en la estratigrafía asociada con la consolidación no uniforme son parámetros clave de diseño. Para modelar el fenómeno de consolidación se toman en cuenta los siguientes casos:

- 1) Se considera una estratigrafía horizontal, un coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , homogéneo a lo largo del modelo, y cimentación sin pilotes.
- 2) Se considera una estratigrafía horizontal, un coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , homogéneo a lo largo del modelo, y cimentación con pilotes.
- 3) Se toman en cuenta las mismas consideraciones que el caso 2, pero el coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , se considera 20% más grande.
- 4) Se considera un coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , homogéneo a lo largo del modelo, y un diferencial en  $z$  de 60 cm en 180 m de la primera capa dura, dando pie a una estratigrafía inclinada.
- 5) Se considera un coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , diferente en dos zonas a lo largo del modelo, y un diferencial en  $z$  de 60 cm en 180 m de la primera capa dura (figura 6.12).

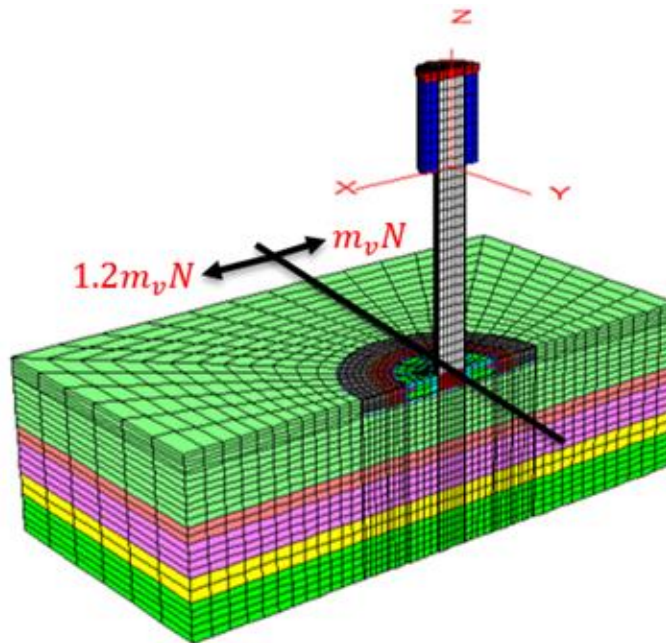


Figura 6.12 Coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , diferente en dos zonas

Se modela el fenómeno de consolidación a 5, 10, 30 y 60 años respectivamente para cada uno de los cinco casos mencionados en la sección 5.3, se obtienen los desplazamientos en dirección del eje  $z$  producidos en el suelo y en la losa tapa de cimentación. Los resultados obtenidos del modelo numérico se muestran de la figura 6.13 a la figura 6.32. Los desplazamientos se reportan en metros.

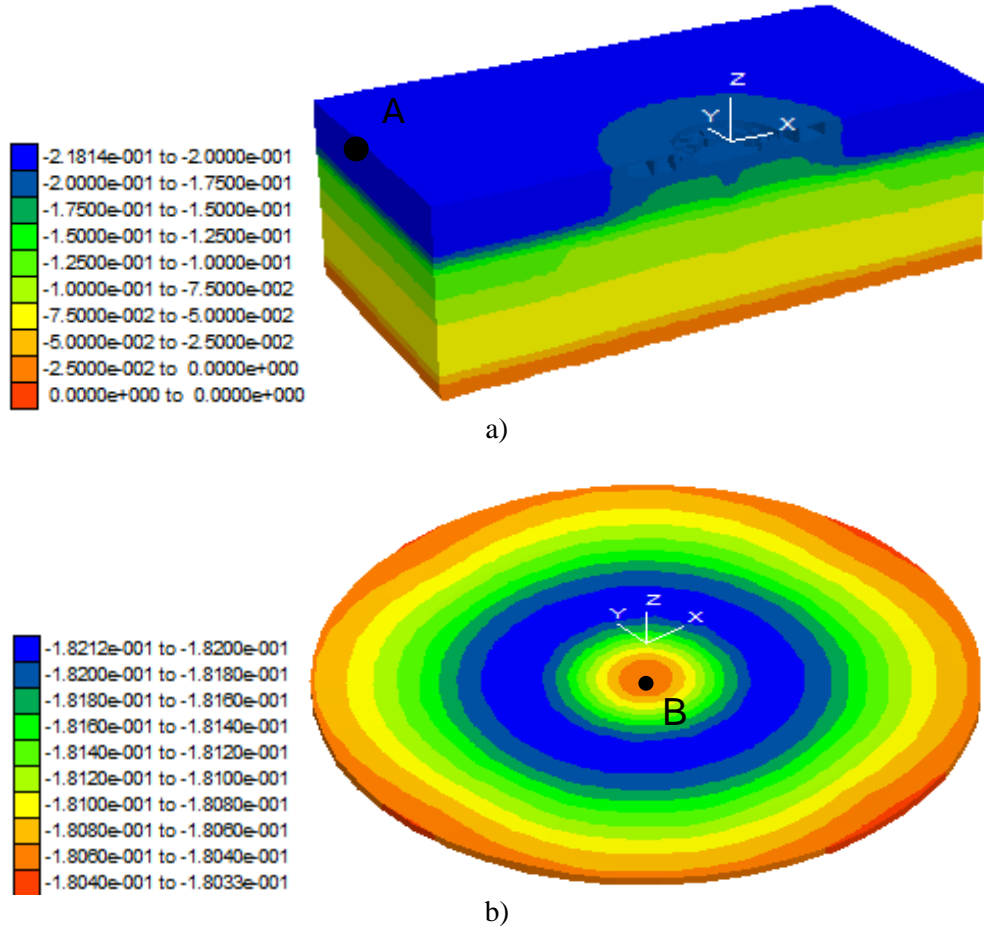
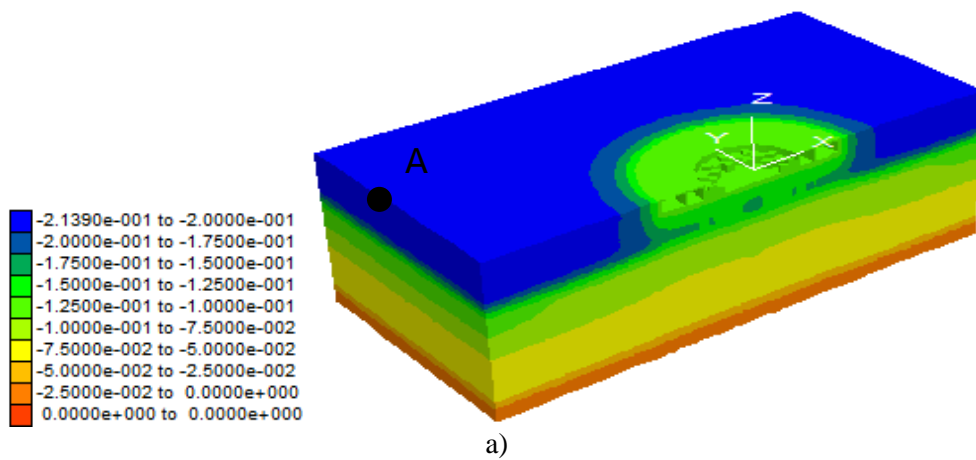


Figura 6.13 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (5 años, caso 1)



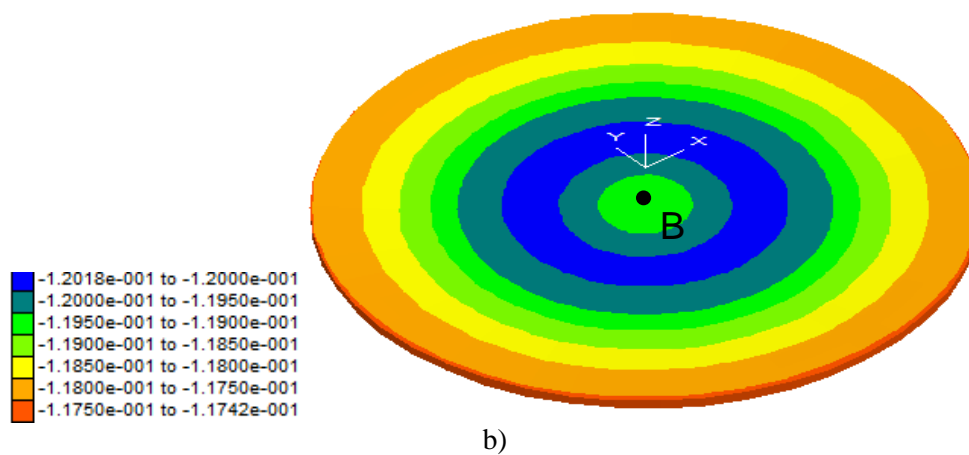


Figura 6.14 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (5 años, caso 2)

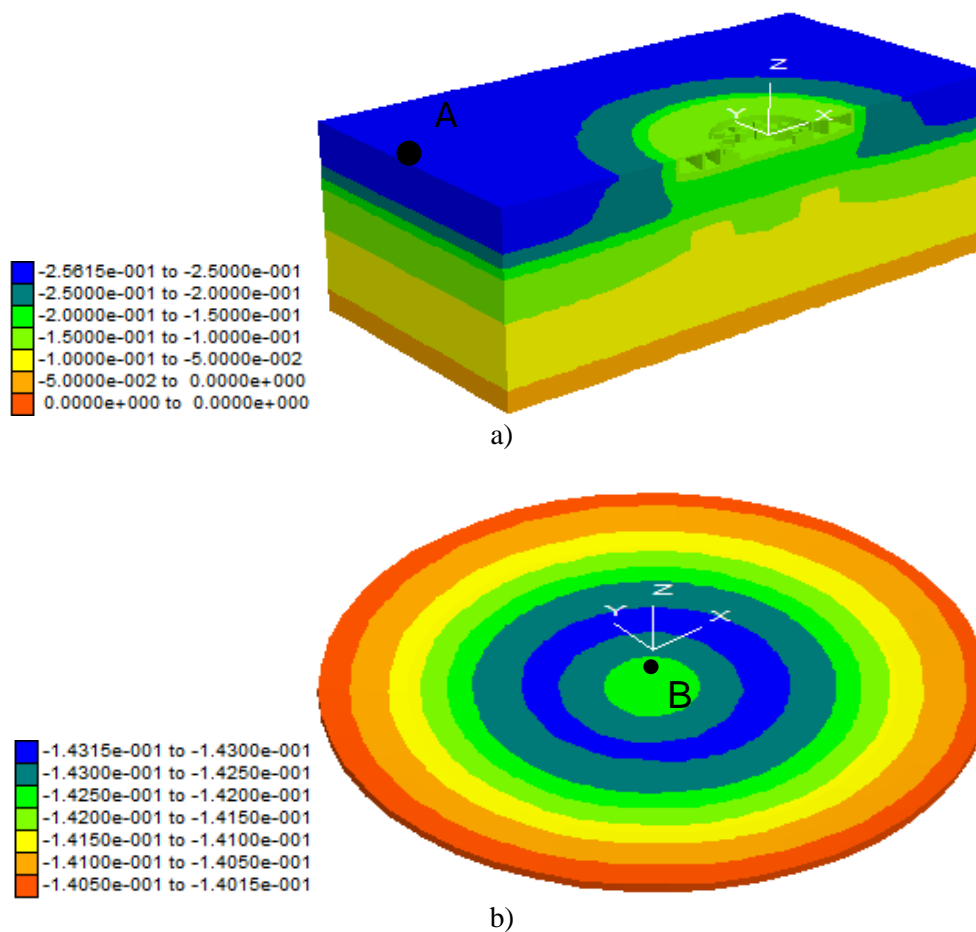


Figura 6.15 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (5 años, caso 3)



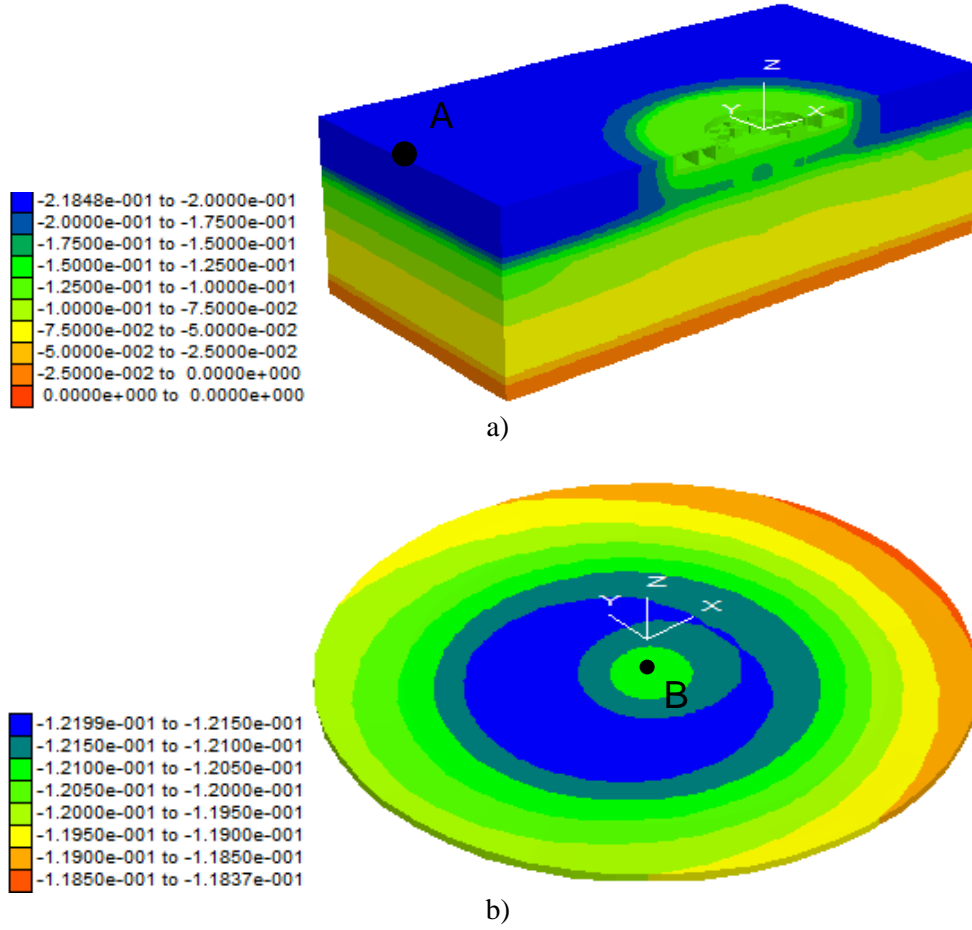
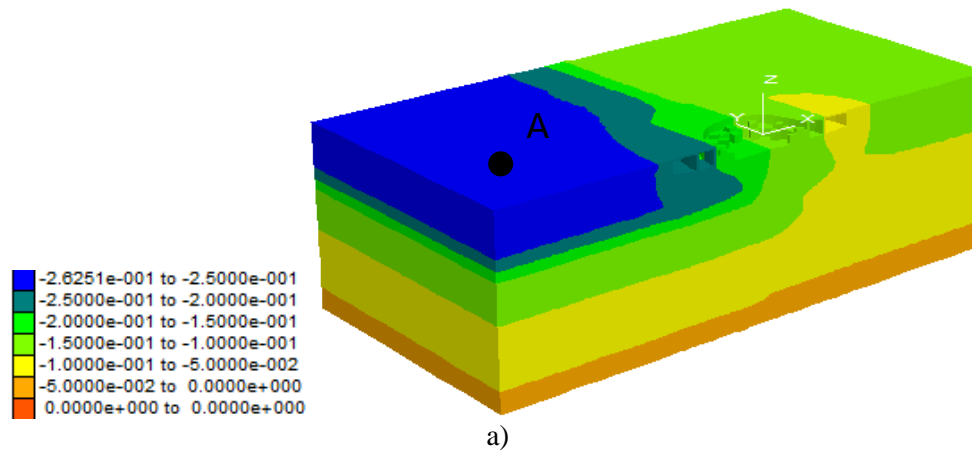


Figura 6.16 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (5 años, caso 4)



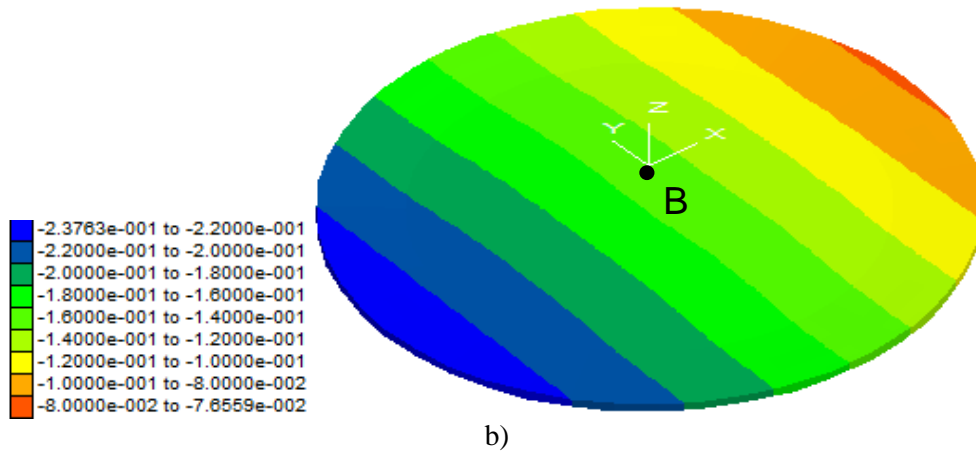


Figura 6.17 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (5 años, caso 5)

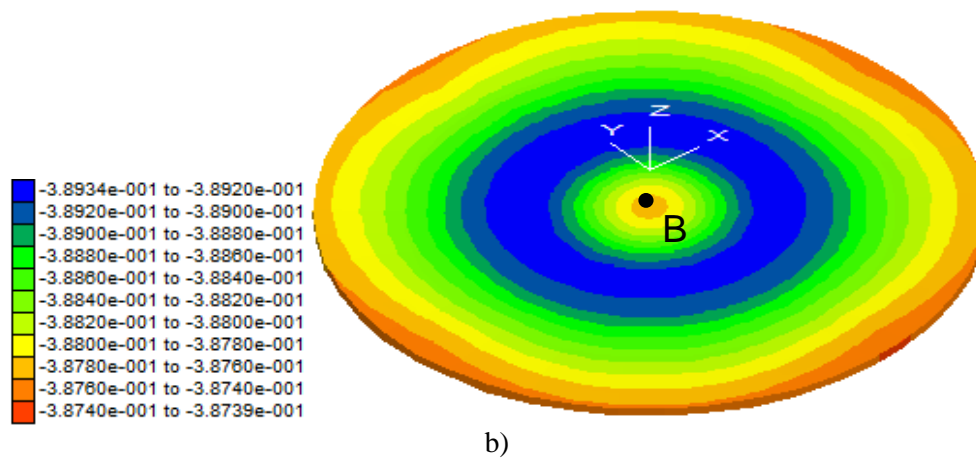
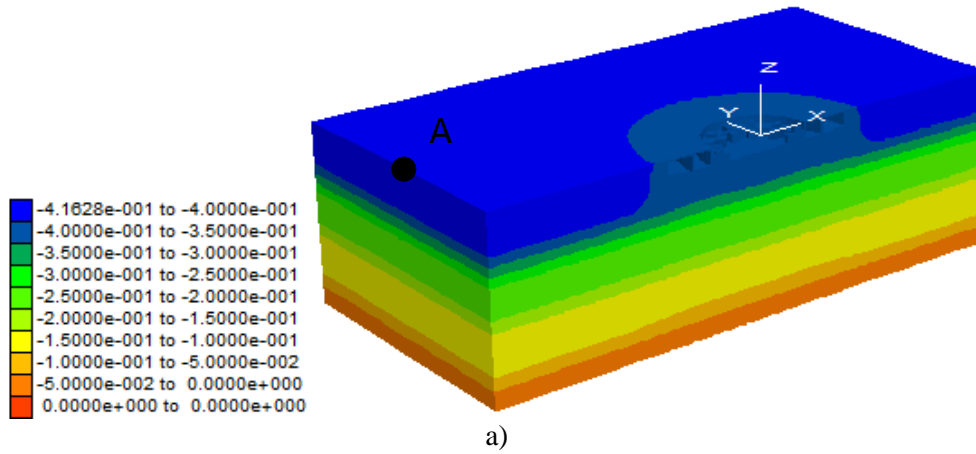


Figura 6.18 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (10 años, caso 1)

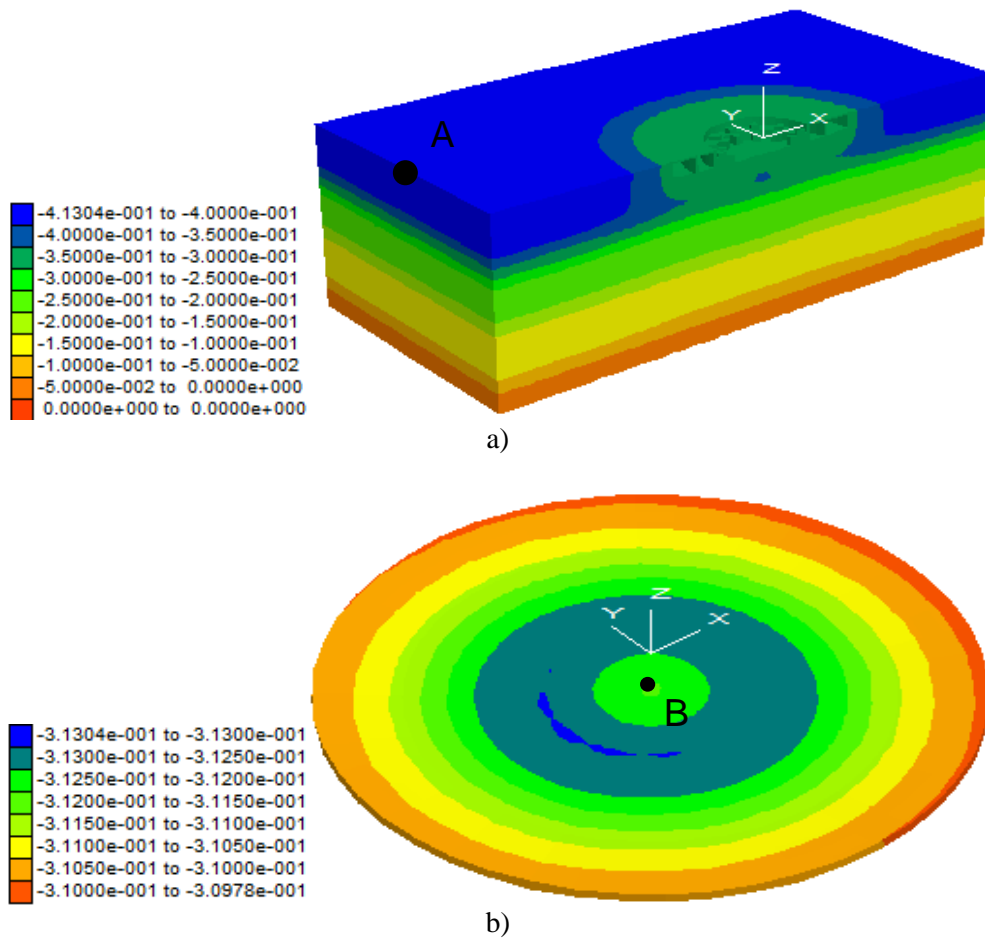
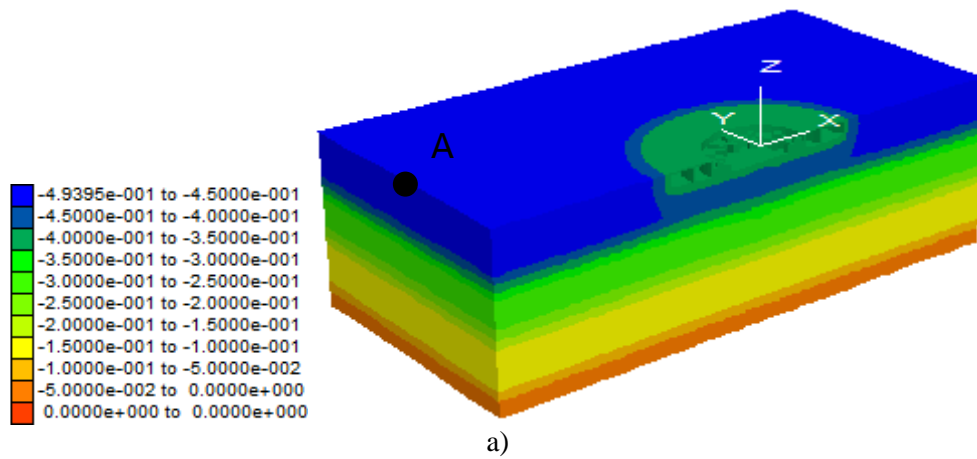


Figura 6.19 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (10 años, caso 2)



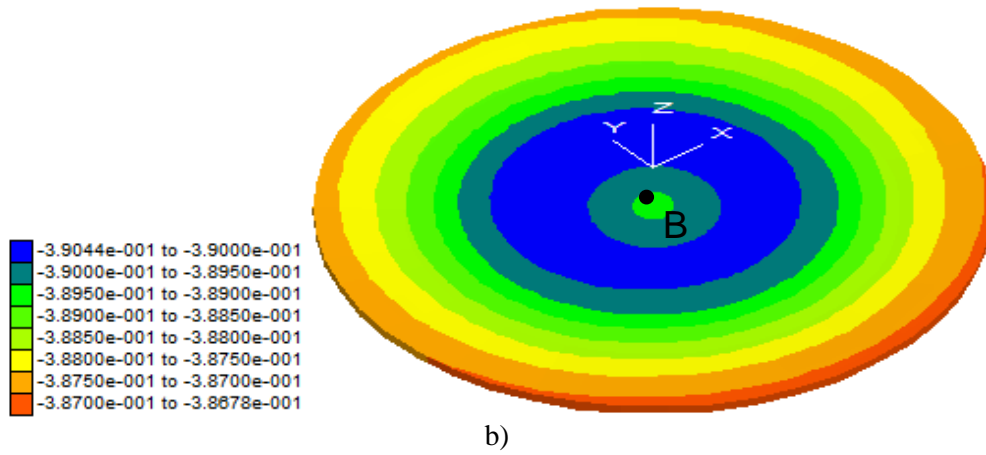


Figura 6.20 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (10 años, caso 3)

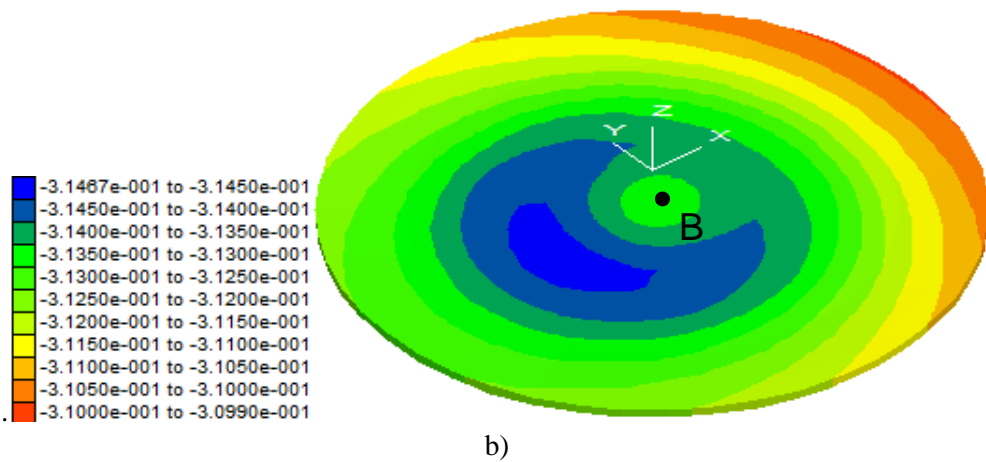
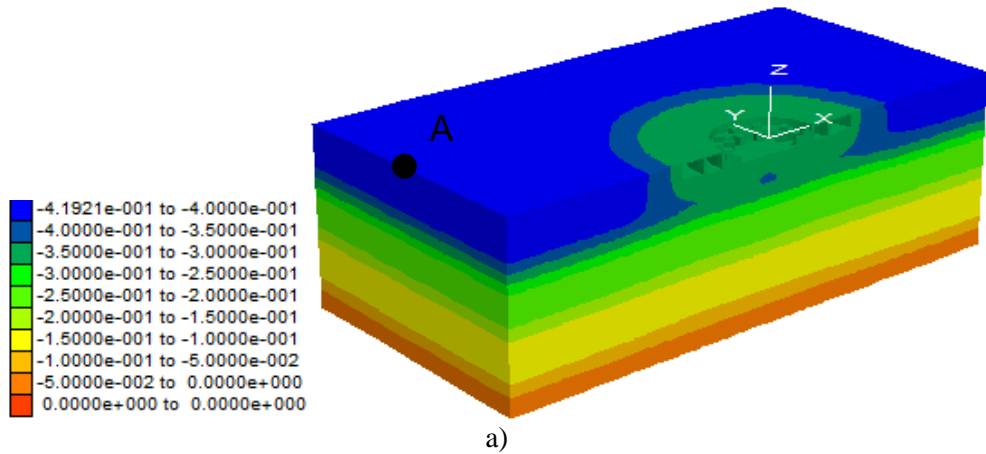


Figura 6.21 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (10 años, caso 4)

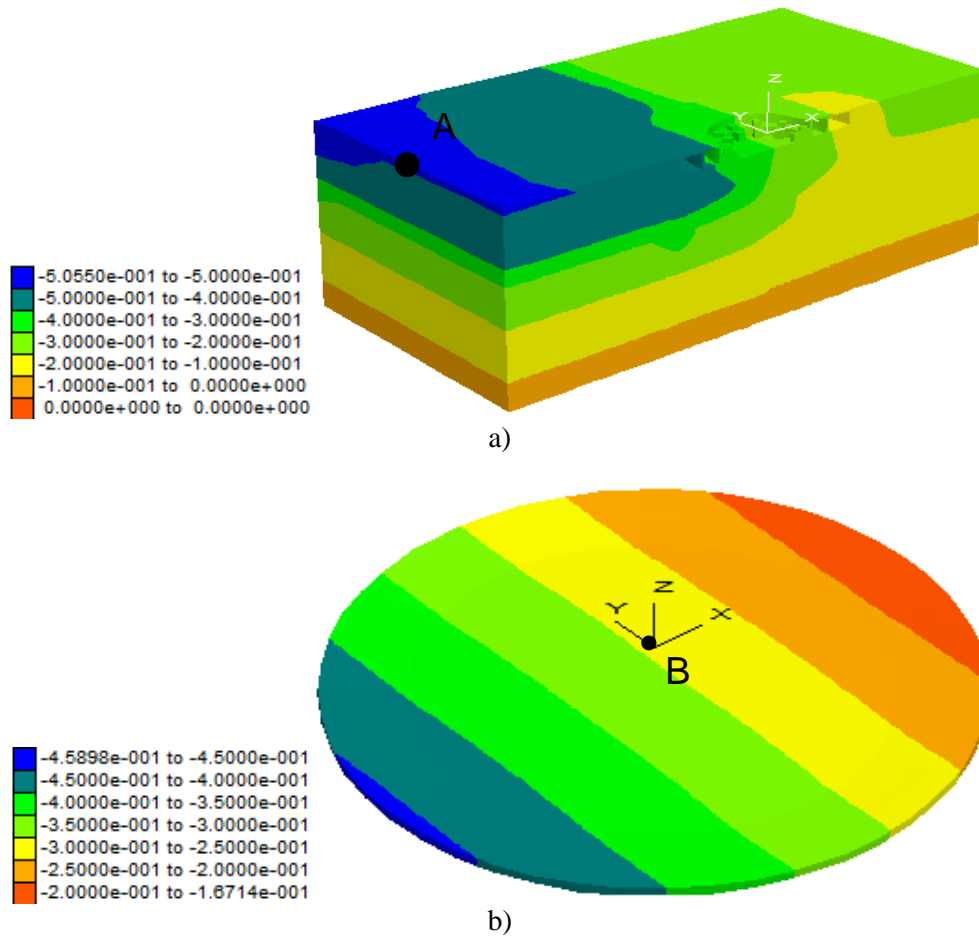
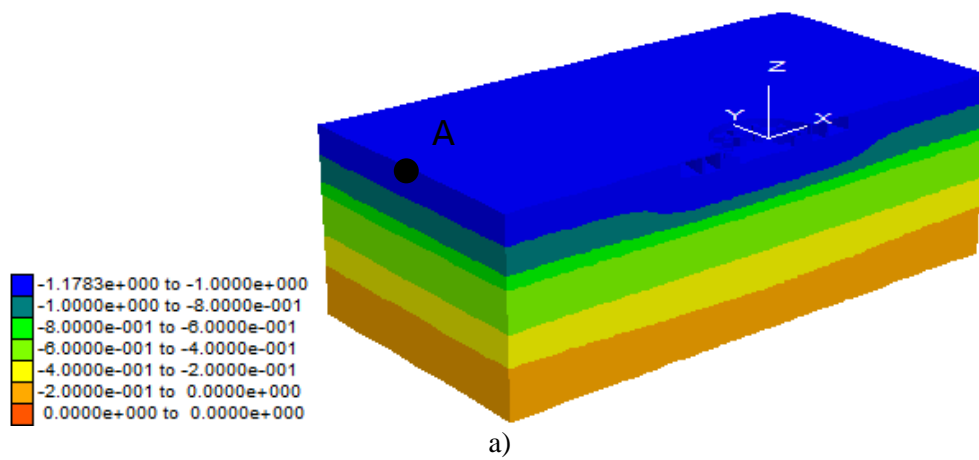


Figura 6.22 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (10 años, caso 5)



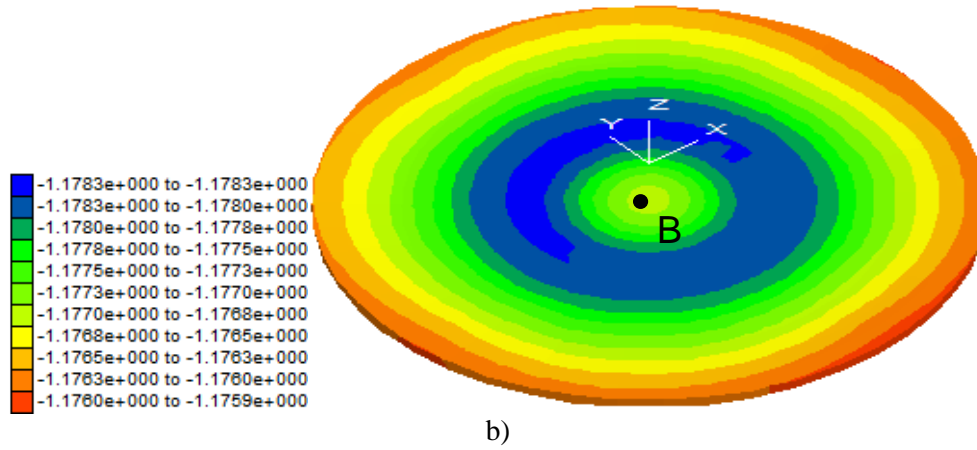


Figura 6.23 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (30 años, caso 1)

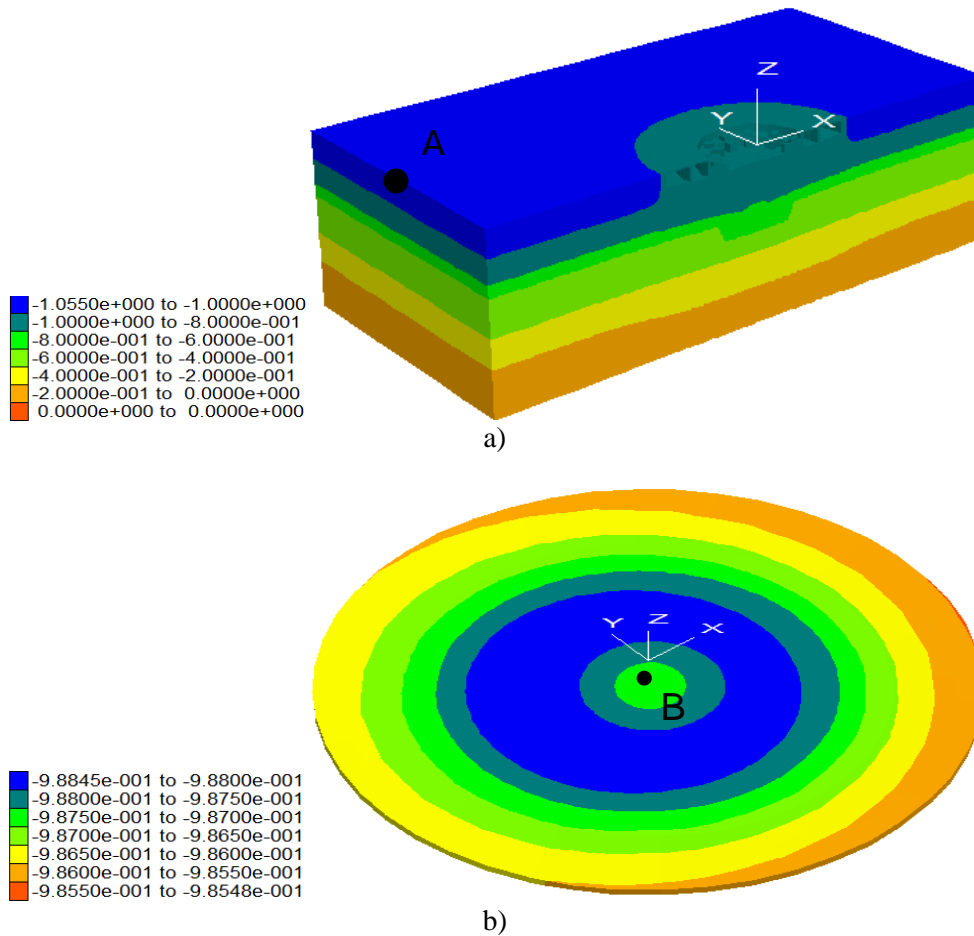


Figura 6.24 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (30 años, caso 2)

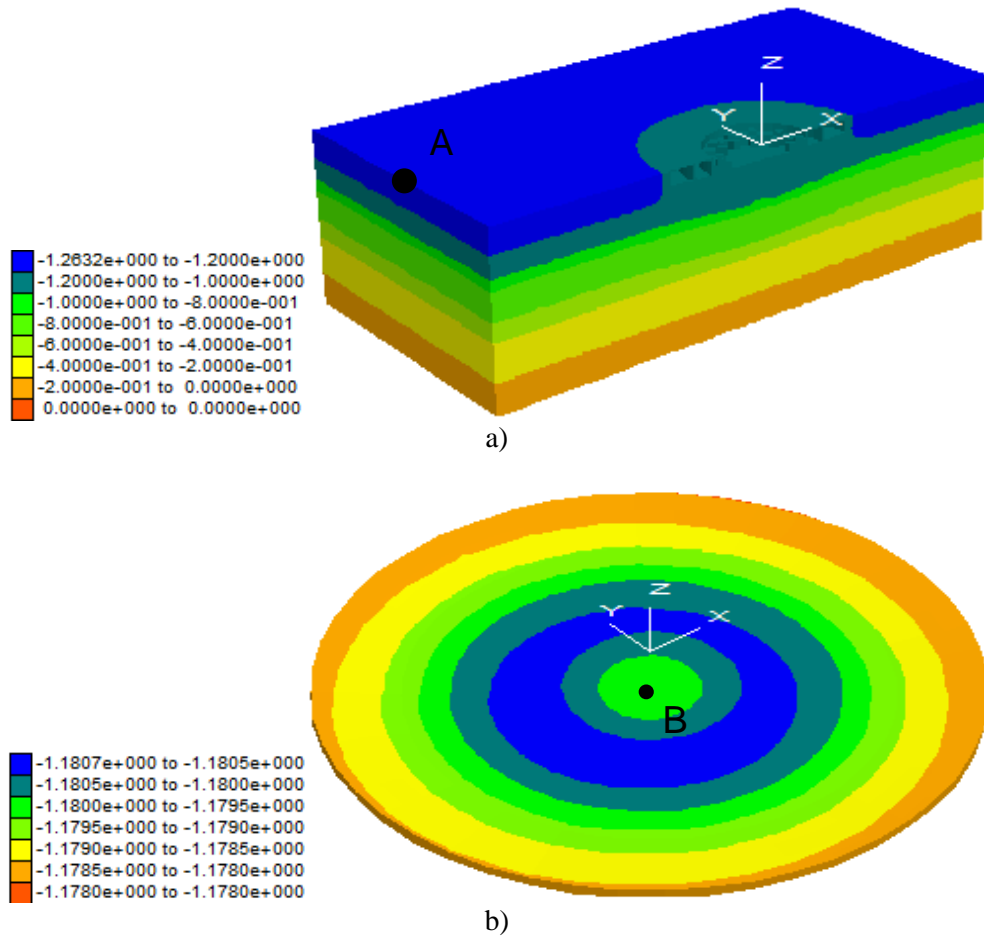
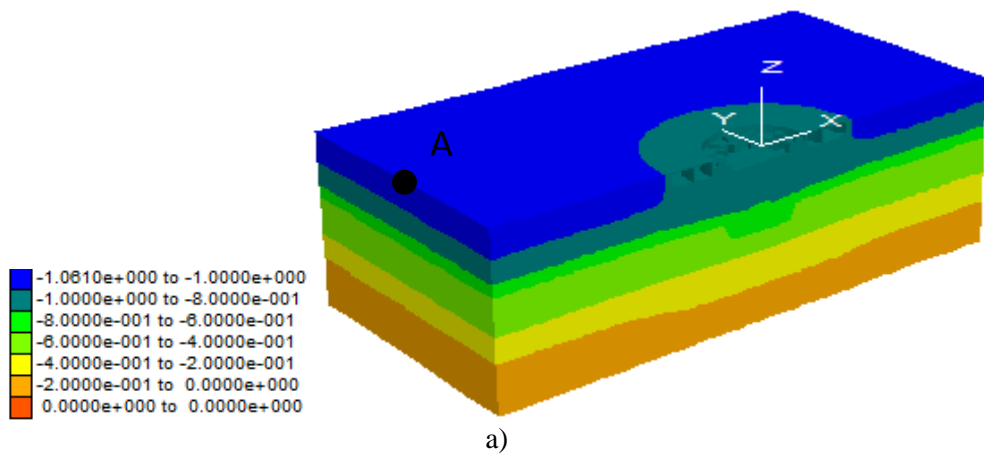


Figura 6.25 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (30 años, caso 3)



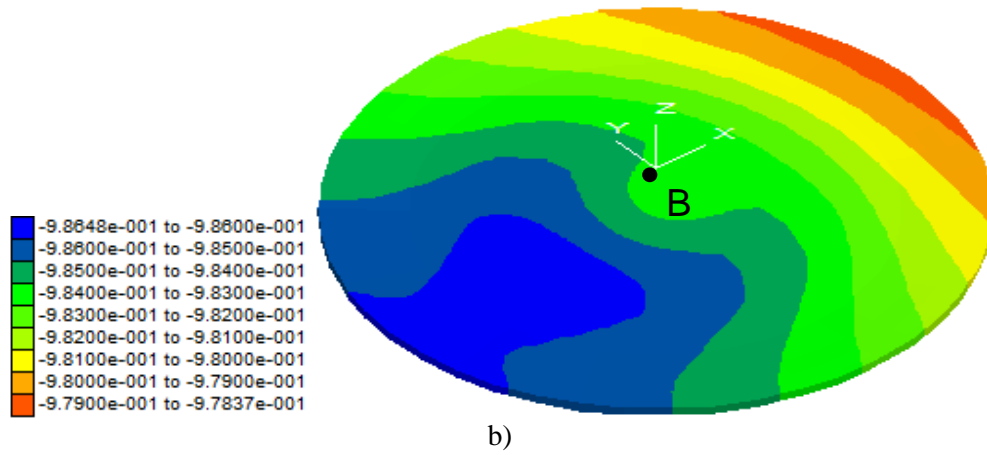


Figura 6.26 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (30 años, caso 4)

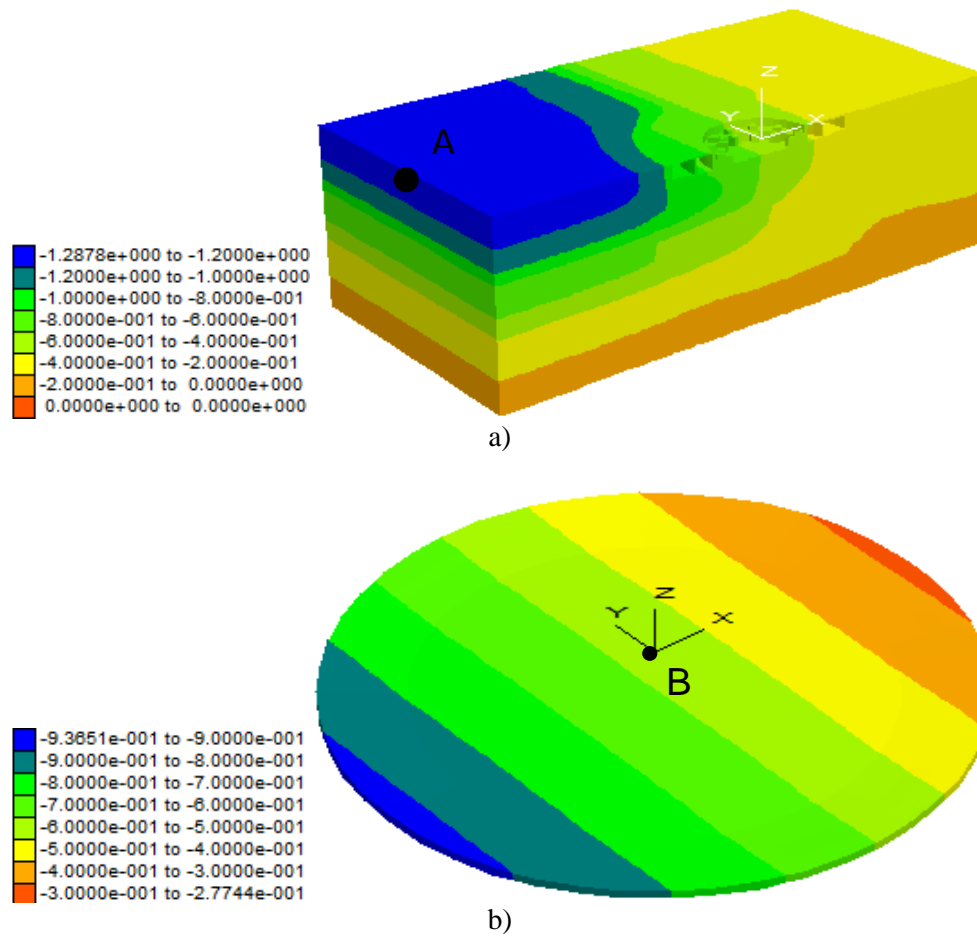


Figura 6.27 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (30 años, caso 5)



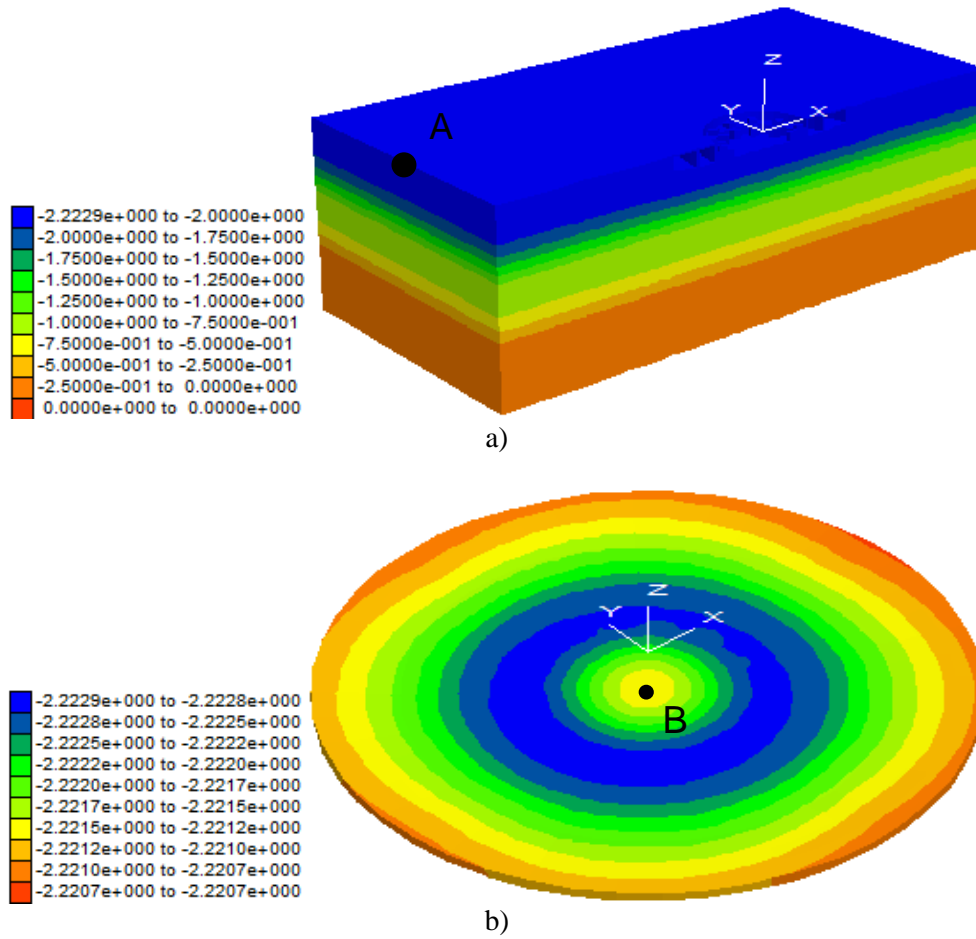
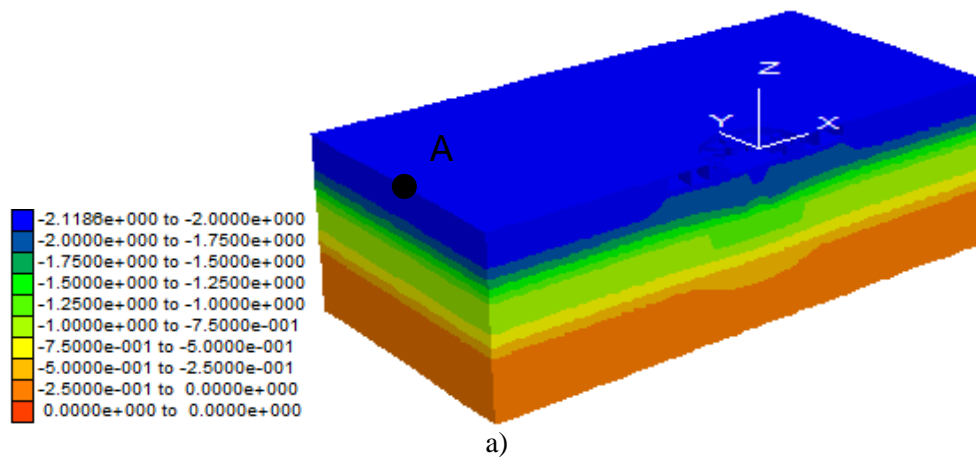


Figura 6.28 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (60 años, caso 1)



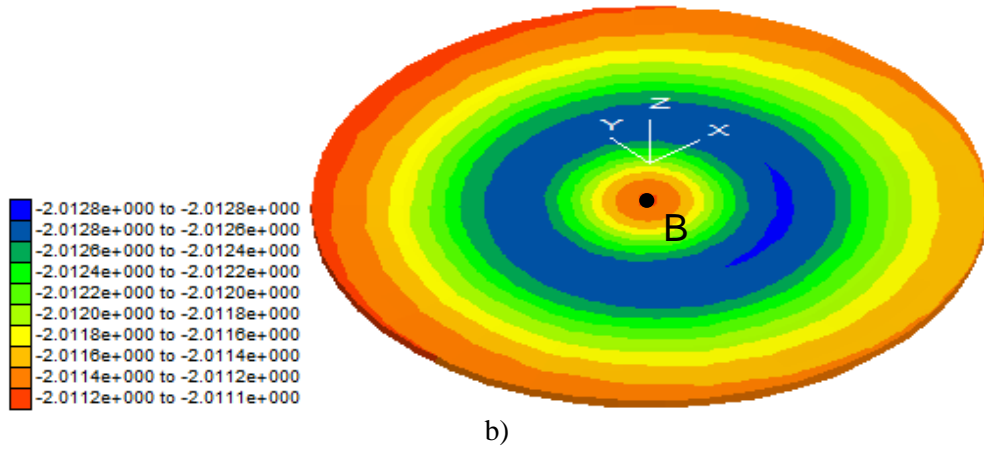


Figura 6.29 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (60 años, caso 2)

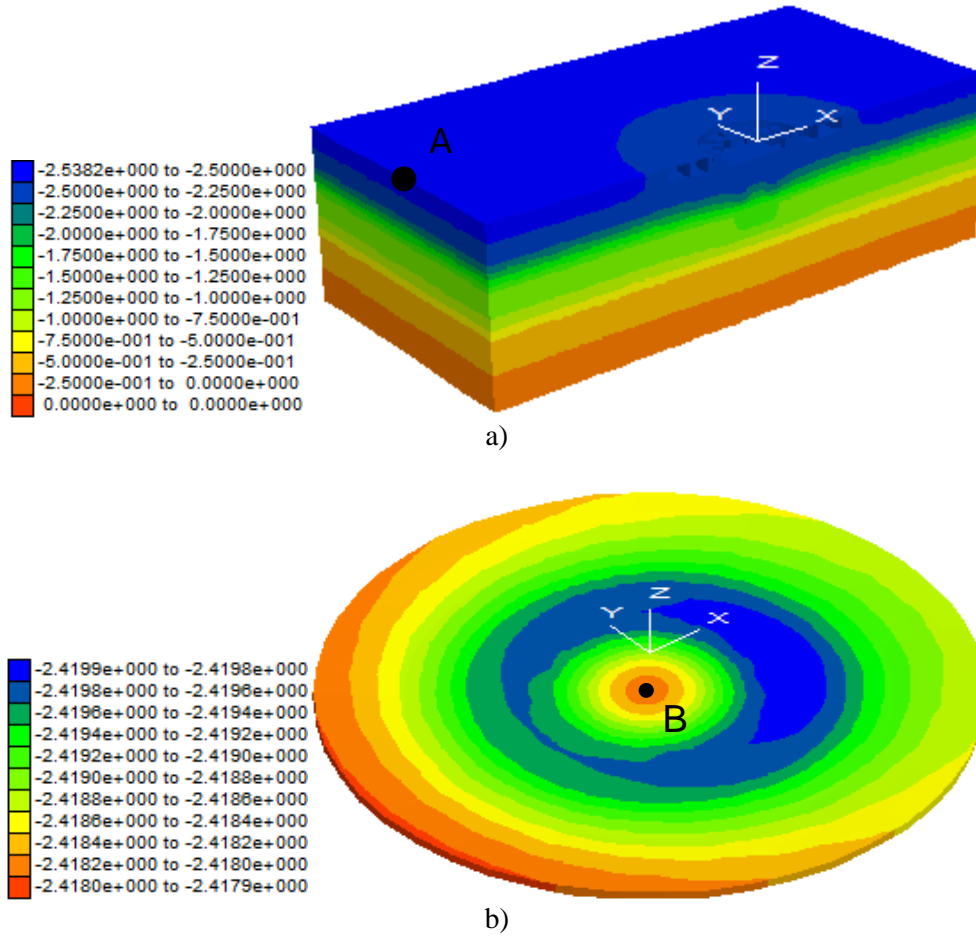


Figura 6.30 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (60 años, caso 3)

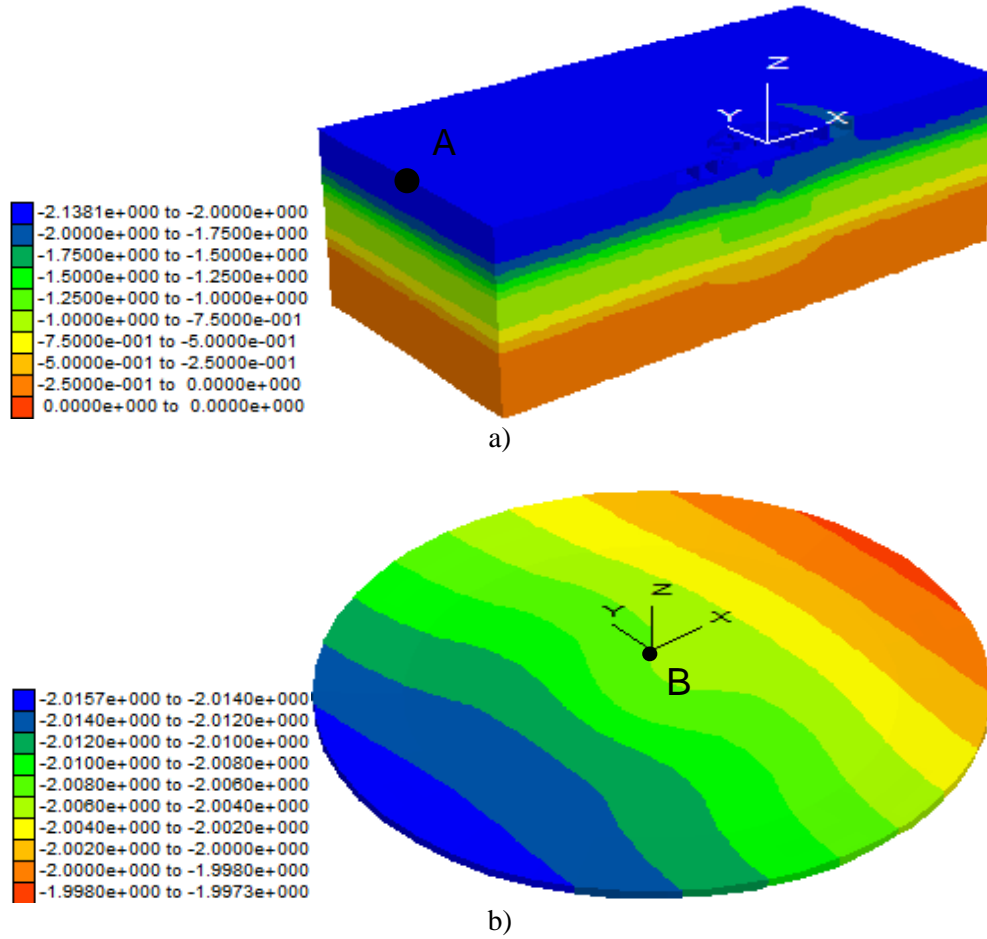
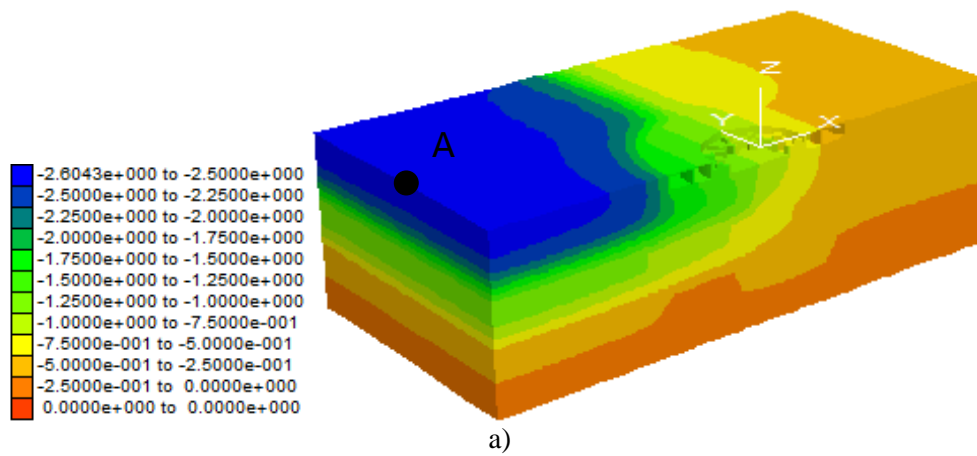


Figura 6.31 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (60 años, caso 4)



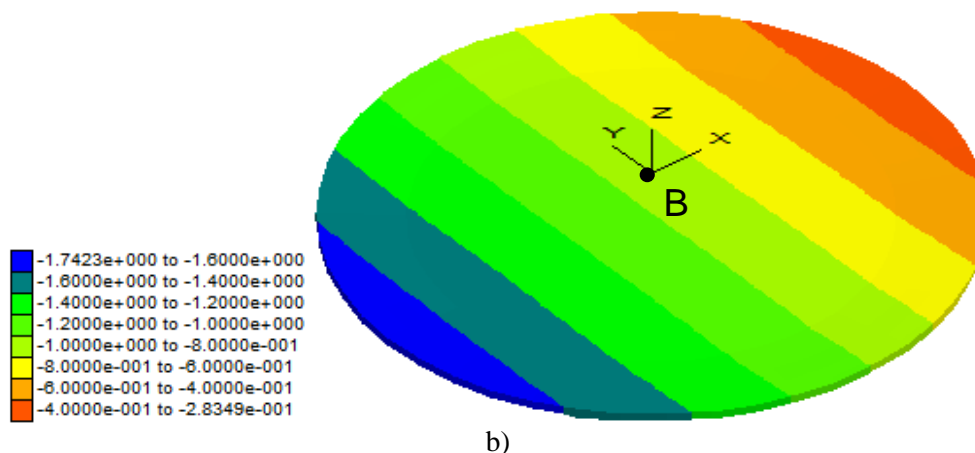


Figura 6.32 Desplazamientos en a) campo libre y b) losa de cimentación (60 años, caso 5)

**Tabla 7.1 Desplazamientos máximos (asentamientos, en cm) en perfil de suelo (punto A)**

Caso	5 años	10 años	30 años	60 años
1	-21.81	-41.63	-117.83	-222.30
2	-21.39	-41.30	-105.50	-211.86
3	-25.62	-49.34	-126.32	-253.82
4	-21.85	-41.92	-106.10	-213.81
5	-26.25	-50.55	-128.78	-260.43

**Tabla 7.2 Desplazamientos máximos (asentamientos, en cm) en centro de losa de cimentación (punto B)**

Caso	5 años	10 años	30 años	60 años
1	-18.06	-38.78	-117.70	-222.15
2	-11.95	-31.25	-98.75	-201.12
3	-14.25	-38.95	-118.00	-241.82
4	-12.10	-31.35	-98.40	-200.60
5	-15.00	-31.00	-65.00	-120.00

En las tablas 7.1 y 7.2 se muestra un resumen de los desplazamientos máximos obtenidos con el modelo numérico, en el suelo (Punto A) y en el centro de la losa de cimentación (Punto B).

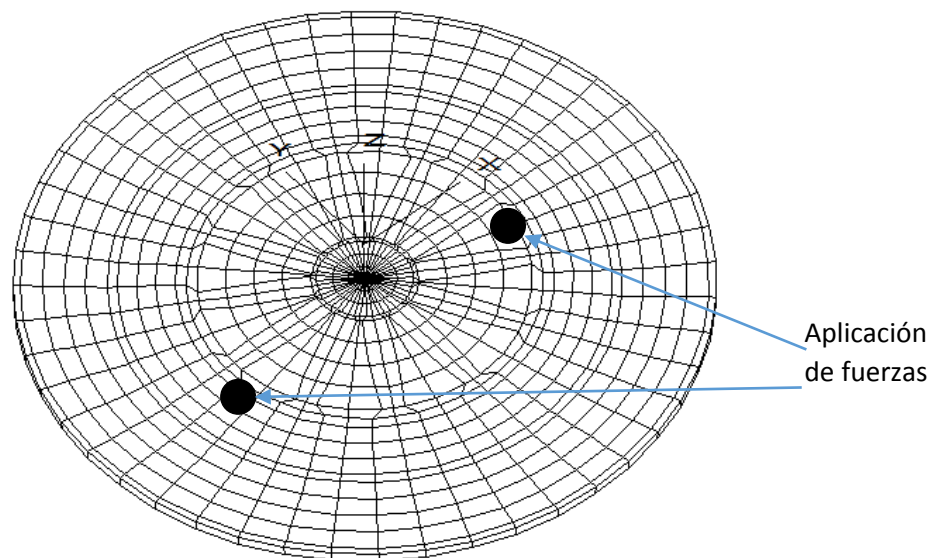
Considerando la comparación entre el primer y segundo caso, podemos observar la contribución de los pilotes, ya que existe una disminución en el asentamiento del 10 al 20% aproximadamente. En cuanto a las incertidumbres de las propiedades del suelo, incluyendo su compresibilidad y tomando como ejemplo el análisis a 10 años, en la figura. 6.20 podemos ver claramente cómo aumentan los asentamientos diferenciales y totales. Por ejemplo, para el centro de la losa de cimentación, se incrementa en 25% aproximadamente, variando desde 31.3 cm hasta los 39 cm, comparándola con la figura 6.19, la cual tiene las mismas consideraciones exceptuando que para la figura. 6.20 se considera un coeficiente de compresibilidad volumétrica 20% más grande. Para los casos 1, 2 y 3, se observa el efecto del peso de

la estructura del caso de estudio en la deformada de la losa de cimentación, ya que el asentamiento máximo se concentra en la zona de apoyo de las 12 columnas y es uniforme. Para el caso 4, el cual considera un coeficiente de compresibilidad volumétrico homogéneo y una estratigrafía inclinada, el asentamiento diferencial varía entre los 0.10 y 0.64 cm, mientras que para el caso 5, el cual considera también una estratigrafía inclinada pero un coeficiente de compresibilidad volumétrico diferente en dos zonas, resulta ser el más crítico, ya que el asentamiento diferencial es del orden de 15 cm considerando el cambio en las propiedades dinámicas a 60 años, con una rotación de  $2^\circ$  a los 60 años. Este cambio tan crítico es debido a la variación de la compresibilidad del suelo.

### 6.2.3 Análisis Pseudoestático

Se desarrolla un modelo numérico con el objetivo de hacer un análisis pseudoestático para evaluar los efectos negativos que pudieran existir en la respuesta del sistema suelo-cimentación-estructura al momento en que la estructura sea sometida a un sismo.

Para el modelo considerado en el análisis pseudoestático se toma en cuenta una estratigrafía horizontal y cimentación con pilotes. Se considera un momento de volteo de 316.4 MN-m y un cortante basal de 7.45 MN, los cuales se aplican en la zona de apoyo de las columnas principales de la estructura (figura 6.33). Los resultados obtenidos del análisis se muestran en la figuras 6.34, 6.35 y 6.36.



*Figura 6.33 Puntos de aplicación de fuerzas para el análisis pseudoestático*

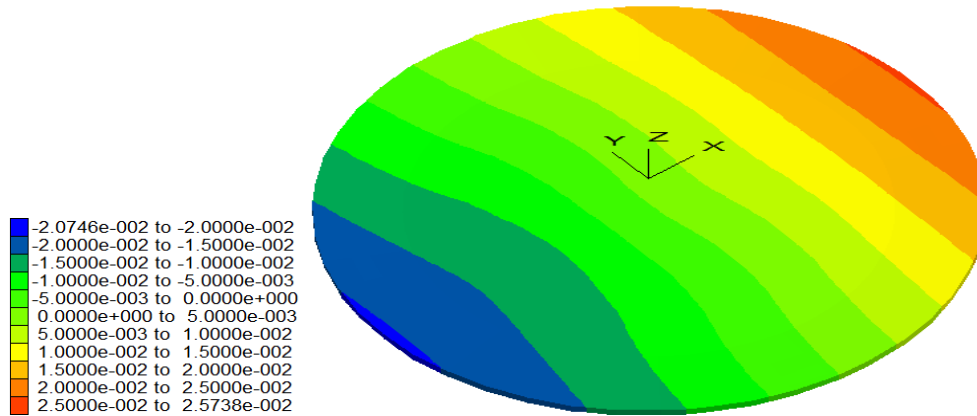


Figura 6.34 Desplazamientos en la losa de cimentación

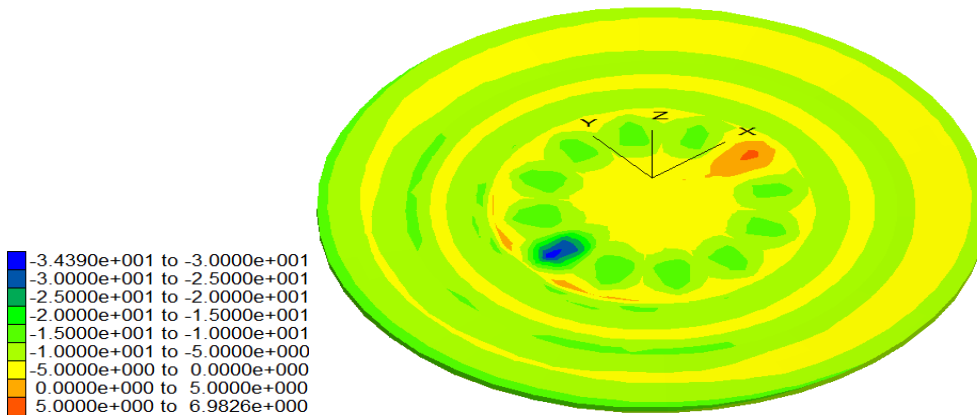


Figura 6.35 Esfuerzos en la losa de cimentación

De los resultados obtenidos podemos ver en la figura 6.34 que la losa se deforma como cuerpo rígido, teniendo un desplazamiento máximo en los extremos de 2 cm positivo y negativo, esto debido a la aplicación del momento, el cual se aplica como un par de fuerzas concentradas en la zona de apoyo de las columnas principales. En la figura 6.35 se observan los esfuerzos máximos en la losa de cimentación, siendo de 34.4 ton/m<sup>2</sup>, concentrándose en la zona de aplicación del par de fuerzas y cortante basal.

## 6.3 ANÁLISIS SÍSMICO CONSIDERANDO CONDICIONES INICIALES Y A MEDIANO PLAZO

### 6.3.1 Evolución de Presiones de Poro

Para estimar el abatimiento piezométrico a 5, 10, 30 y 60 años se implementa un modelo de diferencias finitas con el software FLAC<sup>3D</sup>, para resolver la ecuación de consolidación. La misma figura muestra la proyección de abatimiento piezométrico por bombeo para 5, 10, 30 y 60 años. El cálculo de la proyección del abatimiento piezométrico por bombeo considera el perfil estratigráfico del sitio, la piezometría medida en el año 2013, permeabilidad constante de  $K = 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  y porosidad constante con valor de 0.85. Ambos, permeabilidad y porosidad, son representativos de todo el perfil. El análisis es de flujo vertical drenado sólo por la parte inferior de la estratigrafía, con base en el modelo numérico tridimensional mostrado en la figura 6.36. De acuerdo con la ubicación de la estructura analizada, se



utiliza la estación piezométrica más cercana y representativa del sitio, que en este caso es la 3PzA, la figura 6.37 muestra la distribución de mediciones realizadas en 2013, así como la tendencia considerada como inicial. En la figura 6.38 se muestra gráficamente la distribución de esfuerzos considerada en el análisis

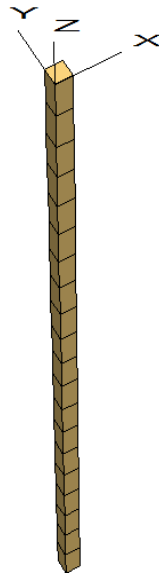


Figura 6.36 Modelo numérico de diferencias finitas para el cálculo de las proyecciones a 5, 10, 30 y 60 años de abatimiento por extracción de agua.

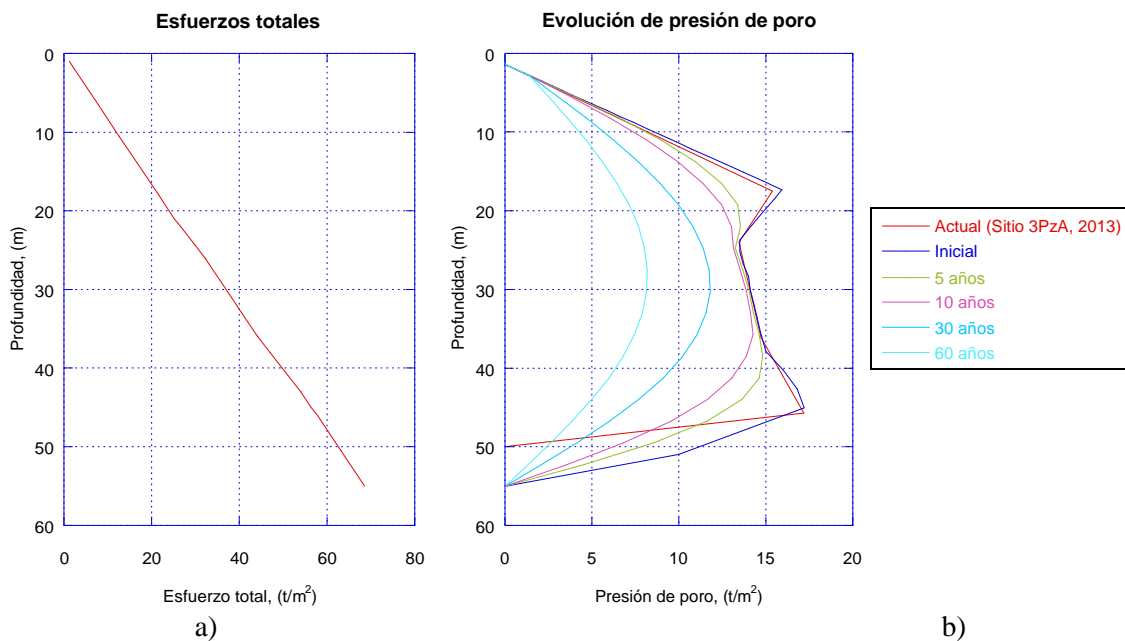


Figura 6.37 a) Esfuerzos totales y b) presión de poro considerados en el análisis

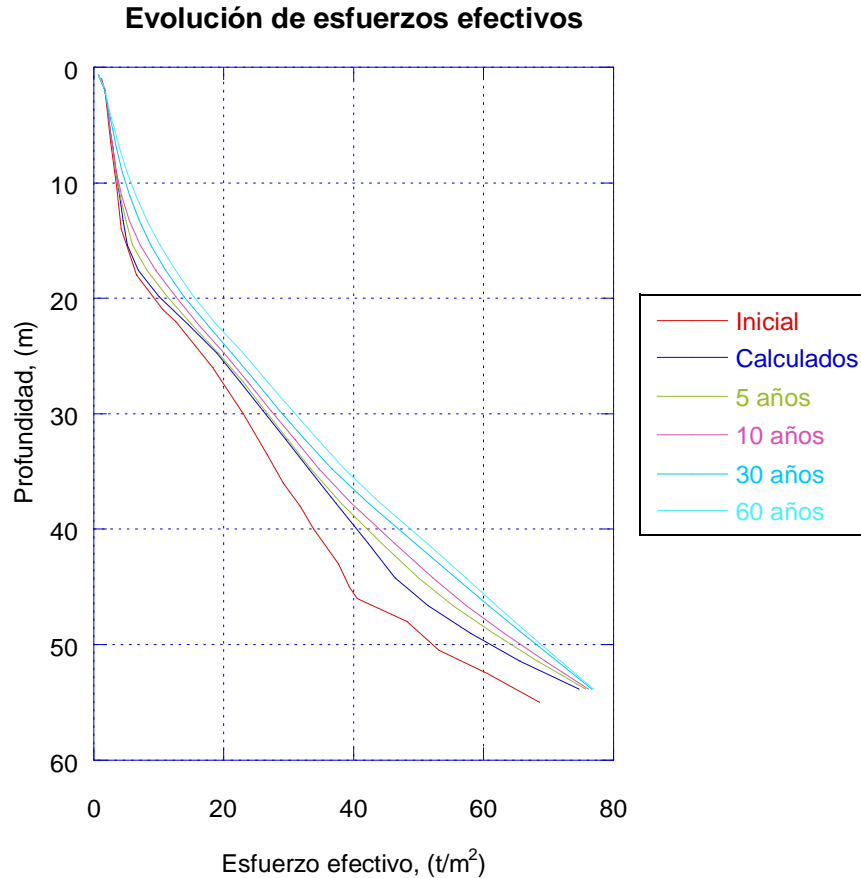


Figura 6.38 Esfuerzos efectivos considerados en el análisis

### 6.3.2 Análisis de Respuesta de Sitio

Se estima la variación de las propiedades dinámicas con el tiempo, con base en la evolución de estado de esfuerzos efectivos calculados en cada estrato de suelo. La evolución de la velocidad de onda de cortante se define con la ecuación 2.15 a partir de los esfuerzos efectivos calculados con la simulación numérica en cada estrato, correlacionándolos con pruebas de laboratorio puntuales llevadas a cabo a diferentes presiones de confinamiento efectivo, y con la correlación empírica mostrada en la ecuación 2.14. Estos valores son corregidos debido a las condiciones de campo, utilizando un factor determinado para las condiciones iniciales de esfuerzos y los valores de velocidad de onda de cortante obtenidos con la sonda suspendida.

A partir de la comparación de las velocidades de onda de cortante a bajas deformaciones determinadas indirectamente en el laboratorio, y las velocidades obtenidas in situ, en función de la sonda suspendida TSds-11r, se determina un factor de corrección de 0.57, para las condiciones iniciales. Considerando este factor constante con el tiempo de consolidación, se determinan los valores de velocidades máximas esperadas para diferentes tiempos de consolidación con base en los resultados experimentales de columna resonante obtenidos para diferentes esfuerzos de consolidación, y los esfuerzos efectivos calculados con la simulación numérica para los diferentes estratos y tiempos de consolidación. Se obtiene que el aumento máximo esperado en las ondas de corte medidas inicialmente en arcillas para los diferentes tiempos de consolidación considerados de 5, 10, 30 y 60 años, es aproximadamente de 10, 20, 30 y 40% respectivamente (figura 6.39). La variación de los asentamientos a través del tiempo se representa por la figura 6.40.



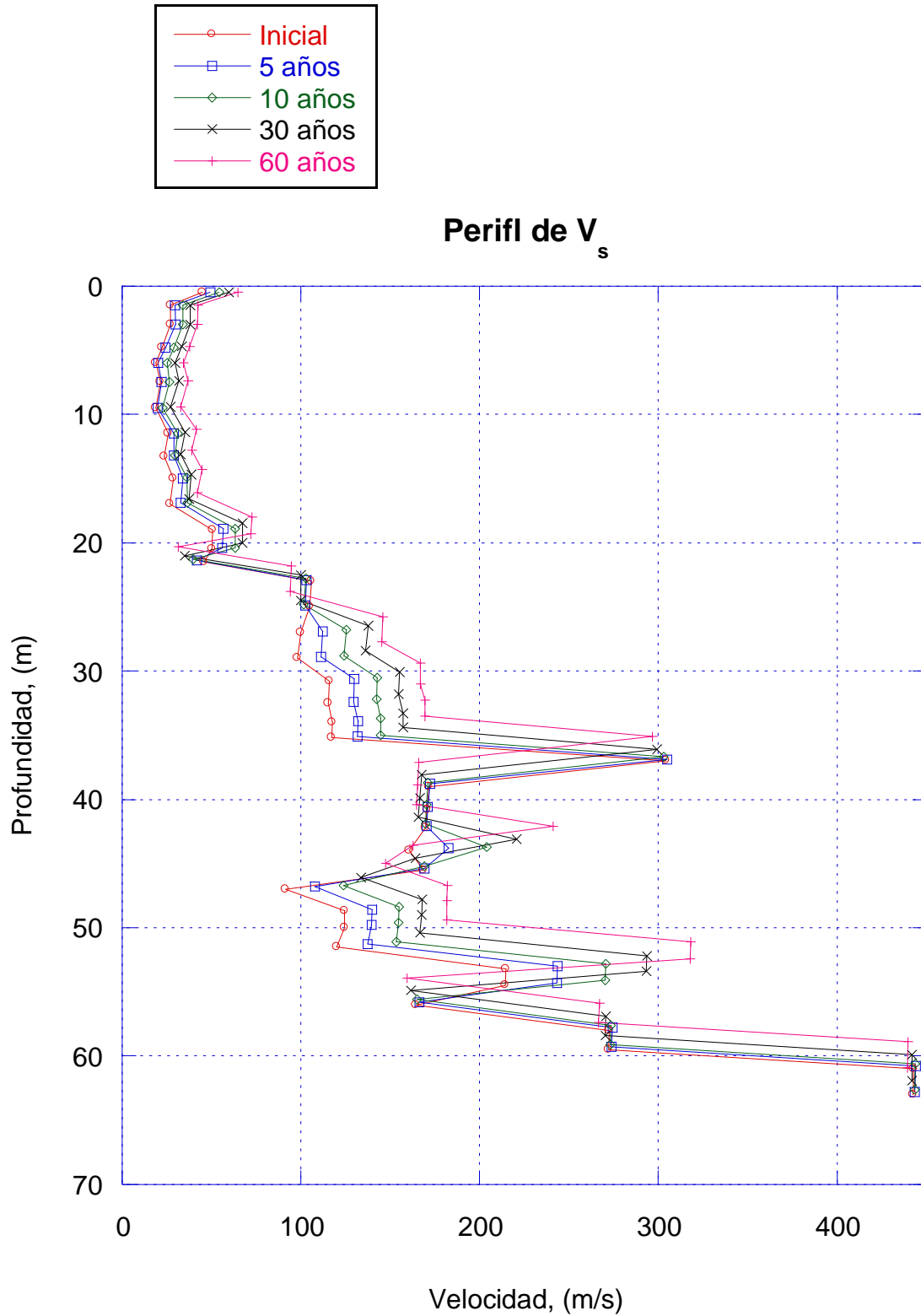


Figura 6.39 Distribución de velocidad de propagación de onda de corte calculadas

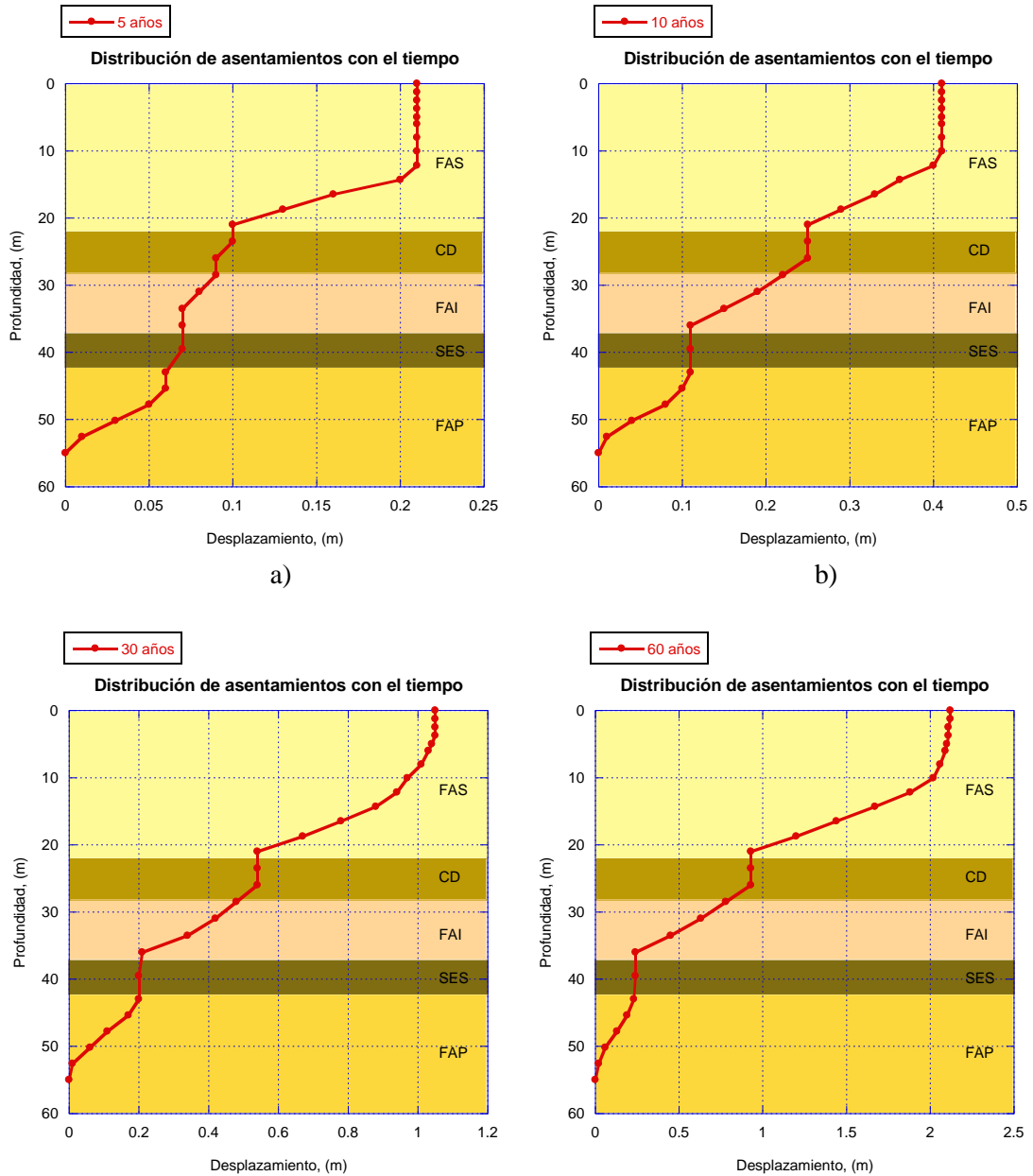


Figura 6.40 Distribución de asentamientos para a) 5 años, b) 10 años, c) 30 años y d) 60 años

Habiendo obtenido el cambio en las propiedades dinámicas y los desplazamientos en los estratos para condiciones a 5, 10, 30 y 60 años, se lleva a cabo un análisis de respuesta de sitio con el software SHAKE, utilizando el método lineal equivalente. Los resultados se muestran en la figura 6.41, donde se puede observar la evolución de la deformación angular y el amortiguamiento. La figura 6.42 muestra los espectros de respuesta en superficie, donde podemos ver que existe una amplificación importante en las aceleraciones espectrales. Asimismo, se desarrolla un modelo que pueda considerar el comportamiento no lineal del suelo en los análisis de respuesta sísmica, ya que las arcillas de la ciudad de México para



periodos de retorno mayores a 200 años, exhiben un comportamiento no lineal significativo (Mayoral *et al.*, 2015). Estos análisis se llevan a cabo con modelos de diferencias finitas desarrollados con el programa FLAC<sup>3D</sup>. Para representar las curvas de degradación de los diferentes estratos del suelo, se utiliza el modelo sig3, descrito en la sección 6.2.1. La figura 6.43 muestra la comparación de tres curvas de degradación utilizadas en el análisis lineal equivalente (SHAKE) y el análisis no lineal (FLAC<sup>3D</sup>). Por último, la figura 6.44 muestra los espectros de respuesta correspondientes, donde podemos observar una deamplificación importante en las aceleraciones espectrales, por el efecto de la no linealidad del suelo.

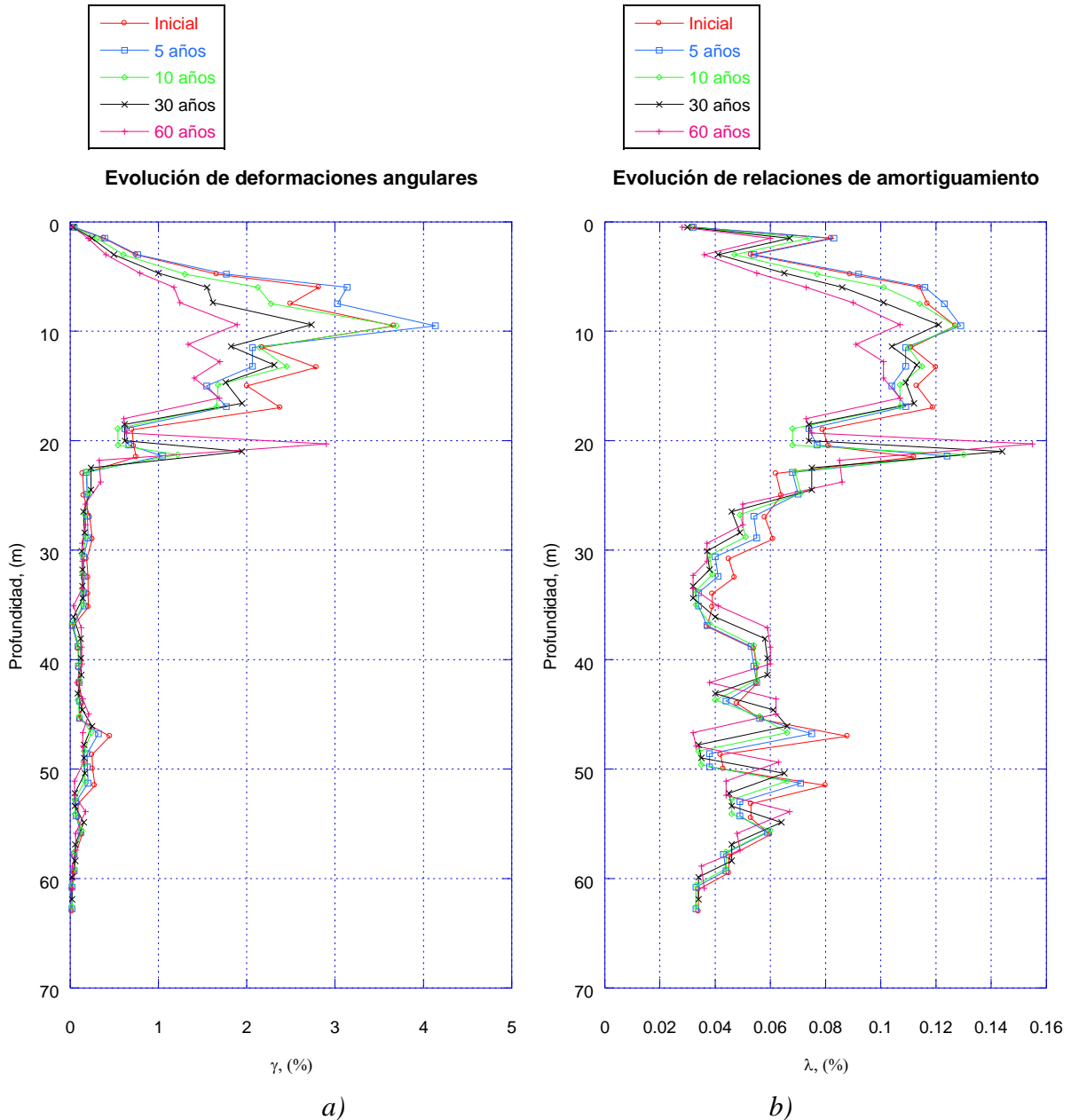


Figura 6.41 Evolución de a) deformación angular y b) amortiguamiento

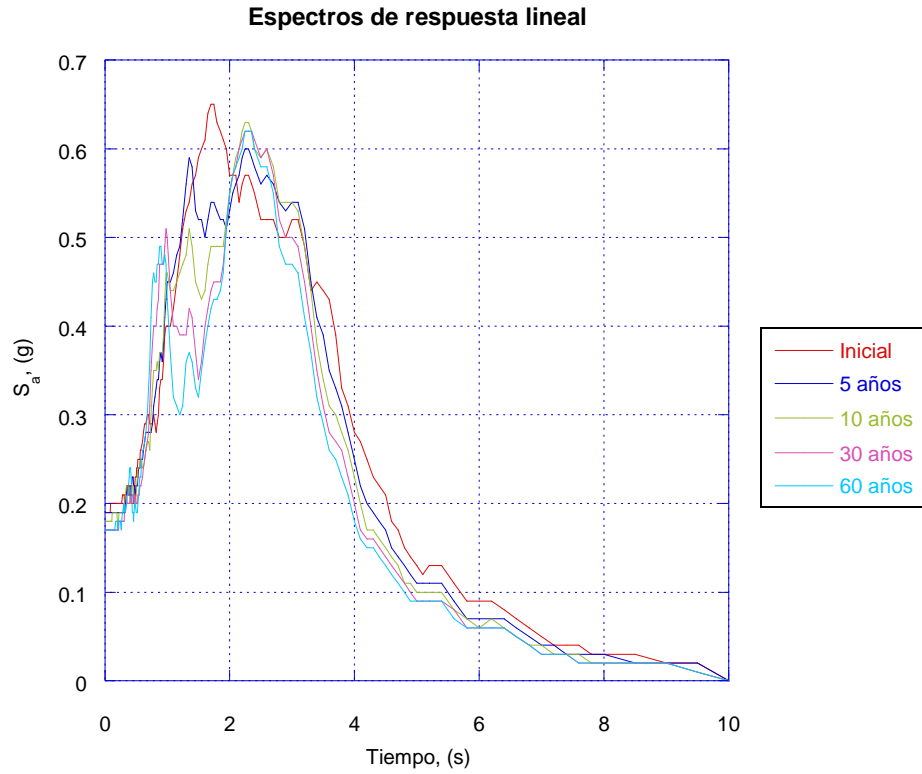


Figura 6.42 Espectros de respuesta obtenidos usando el método lineal equivalente con el programa SHAKE

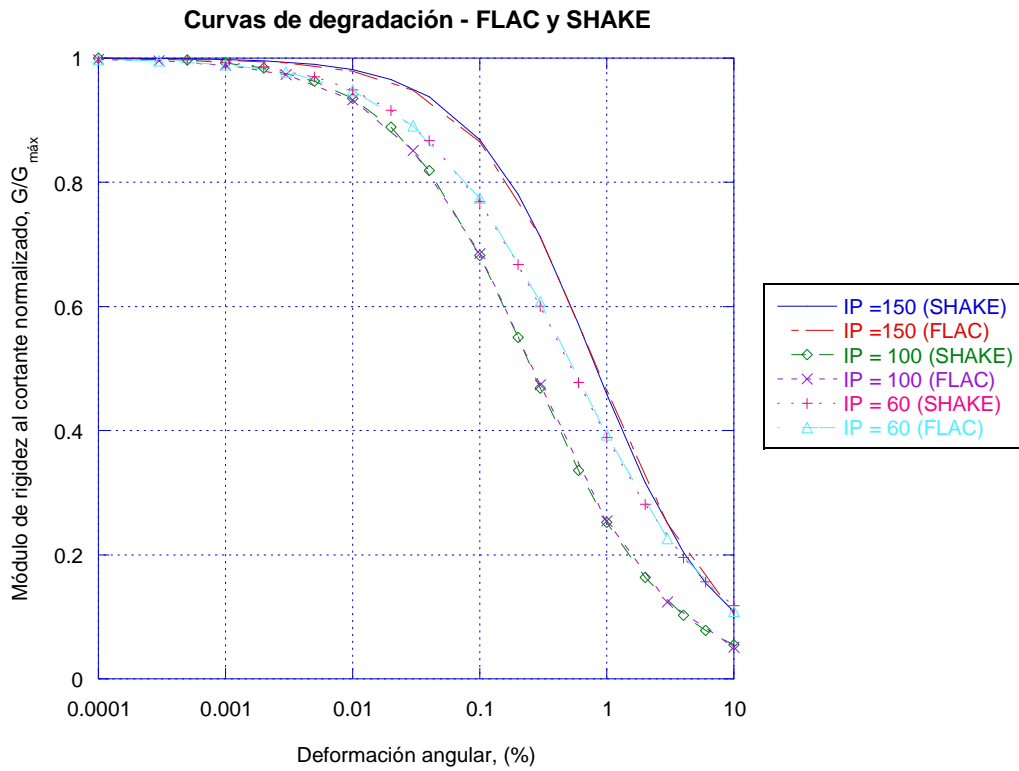


Figura 6.43 Curvas de degradación de rigidez al cortante normalizadas,  $G/G_{max}$

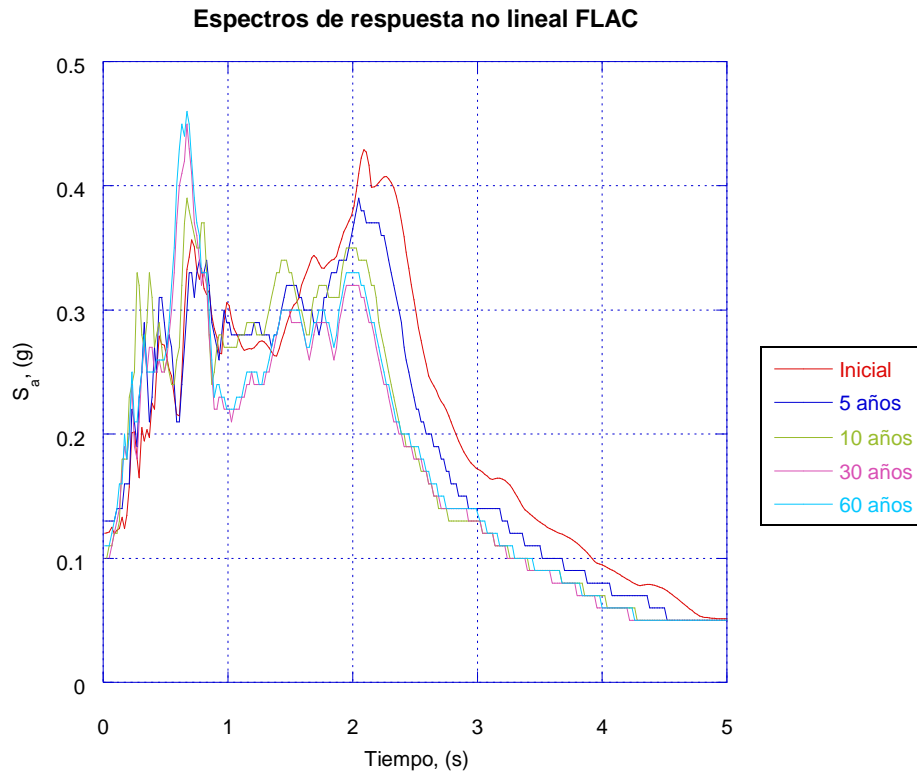


Figura 6.44 Espectros de respuesta obtenidos usando el método no lineal con el programa  $FLAC^{3D}$

### 6.3.4 Interacción Sísmica de Suelo-Cimentación-Estructura

Se produce un modelo de diferencias finitas del sistema suelo-cimentación-estructura. Se monitorean 4 puntos de control bajo el cajón de cimentación, al centro del cajón de cimentación (punto A), bajo el apoyo en la base (punto B), bajo el perímetro del cajón de cimentación (punto C), y en campo libre (punto D) (figura 6.45). Por medio del registro de Tacubaya (el de mayor intensidad de los registros tratados en esta tesis) y, considerando un análisis dinámico no lineal, se obtienen historias de aceleraciones y se calculan los espectros de respuesta en los puntos de control, monitoreando el movimiento a 3 profundidades distintas (*i.e.* a 8.02 m, 16.50 y 31.00 m de profundidad). Este análisis se efectúa para establecer un espectro de diseño más preciso que exhiba la naturaleza del sitio y su interacción con la estructura. La relación de amortiguamiento de la estructura se asume del 5%.

Los efectos de la interacción sísmica son cruciales al ingresar los datos de entrada para el modelo de análisis dinámico de la estructura. Se hace la comparación de las historias de aceleraciones con el intervalo de las amplitudes de mayor intensidad y de los espectros de respuesta de los cuatro puntos de control considerados en el análisis, donde se observa el efecto del cajón de cimentación en la interacción sísmica suelo-cimentación (figuras 6.46-6.48).

Son de destacar algunas peculiaridades de los resultados del monitoreo. Los espectros de respuesta en los puntos A, B y C, a mayor profundidad y a un nivel de consolidación más alto, muestran una tendencia a parecerse más a los espectros en campo libre. Las pseudoaceleraciones máximas de los espectros en  $z=8.02$  m se presentan en diferentes periodos en comparación con las de profundidades mayores, siendo que, para niveles de consolidación menores que 30 años las pseudoaceleraciones máximas se presentan



en periodos menores y viceversa .Los espectros de respuesta tienden a mantener una misma forma con profundidades mayores.

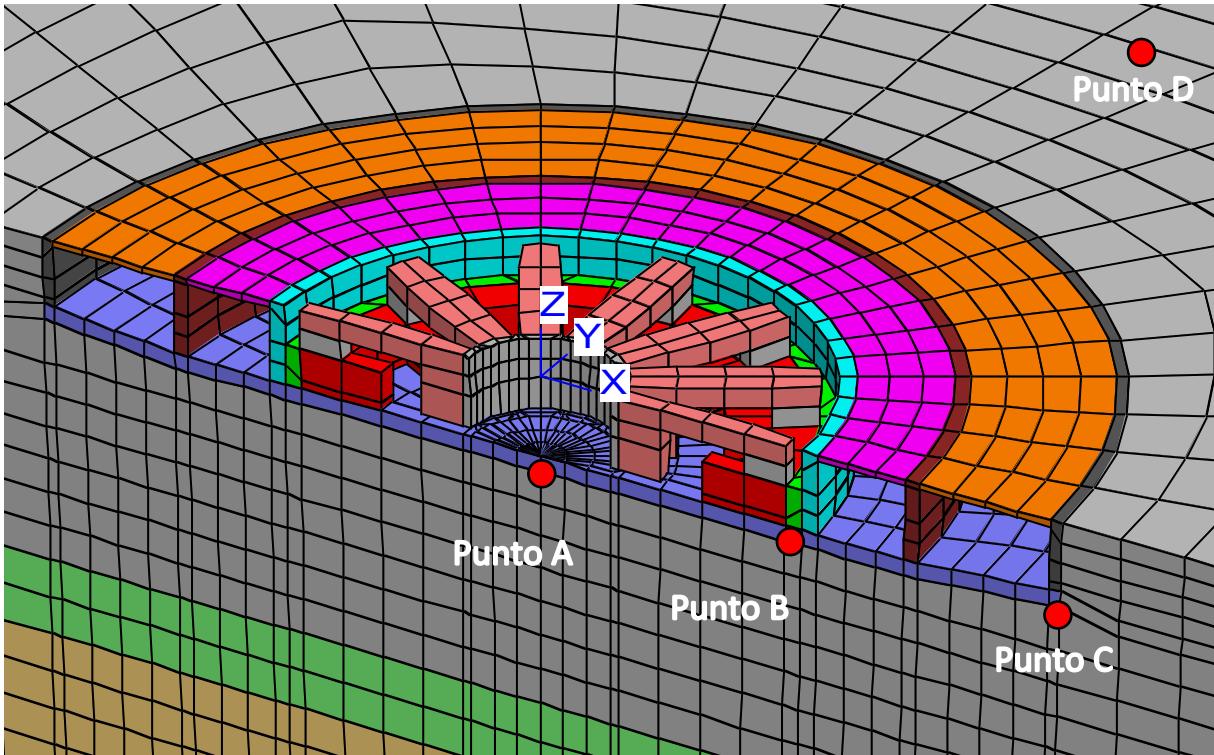
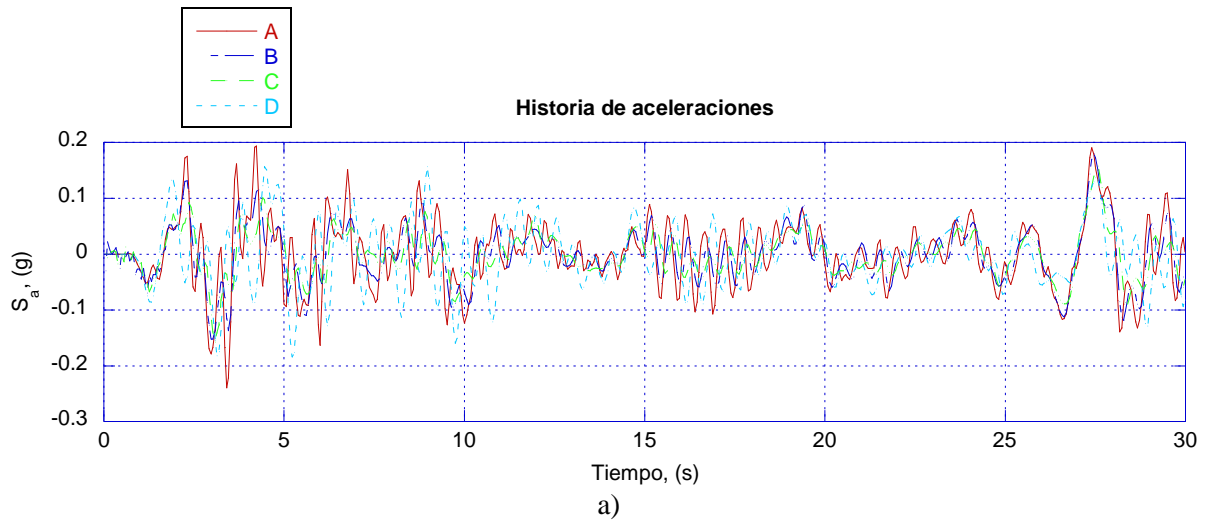


Figura 6.45 Puntos de control a analizar del sistema suelo-cimentación



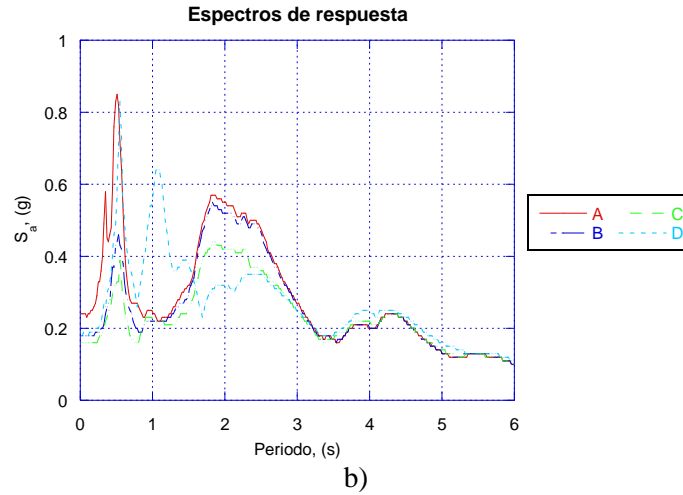


Figura 6.46 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -8.02$  m

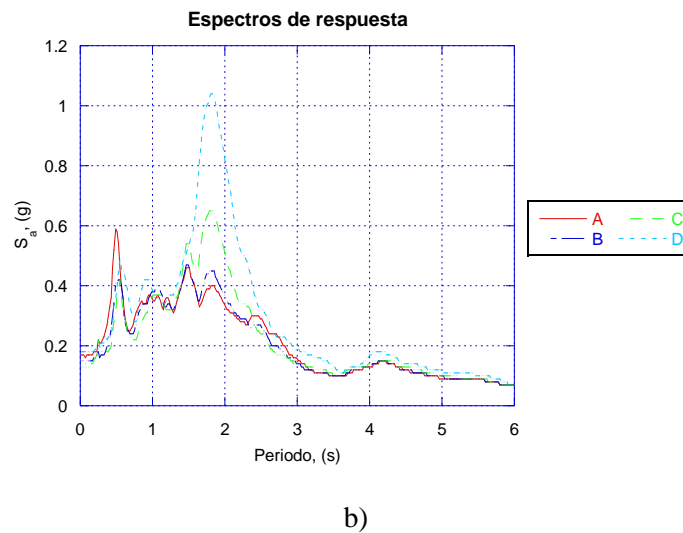
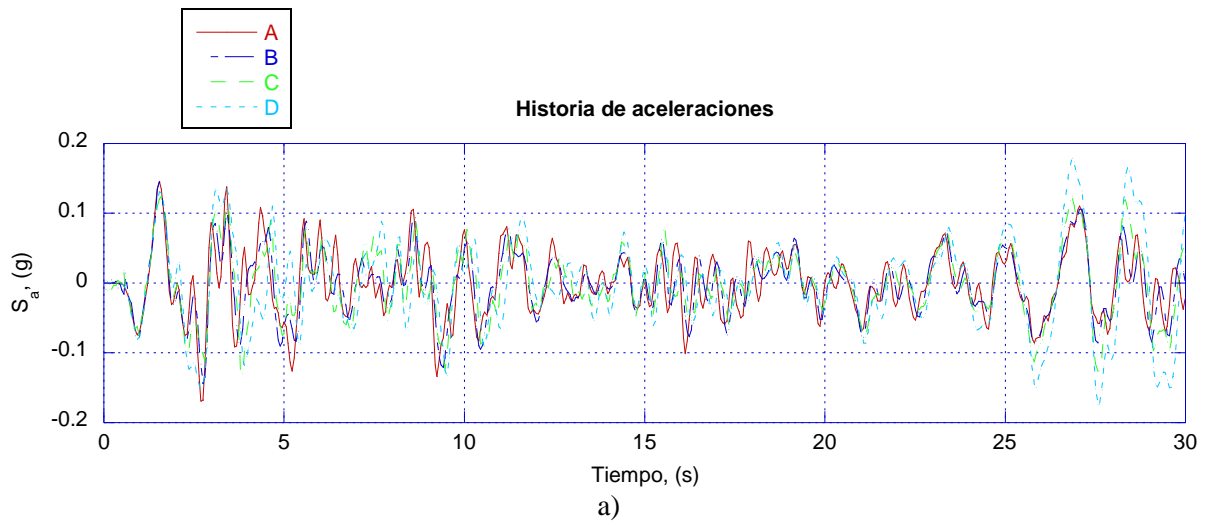


Figura 6.47 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -16.50$  m

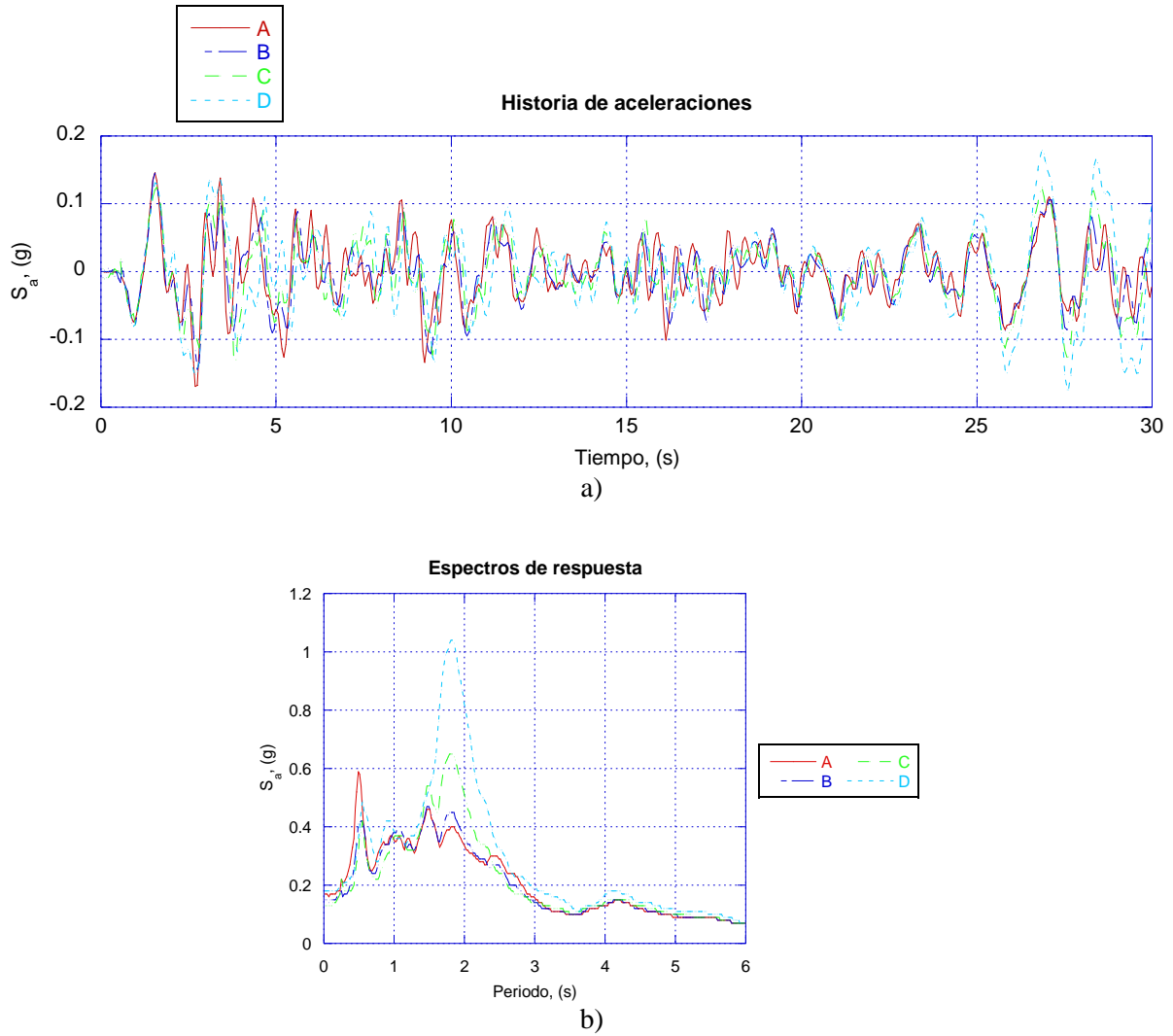


Figura 6.48 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -31.00 m$

Se modela el fenómeno de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura tomando en cuenta el cambio en las propiedades dinámicas y desplazamientos en los estratos después de cinco años de consolidación, provocado por el incremento de los esfuerzos efectivos del suelo a través del tiempo (figuras 6.49-6.51).



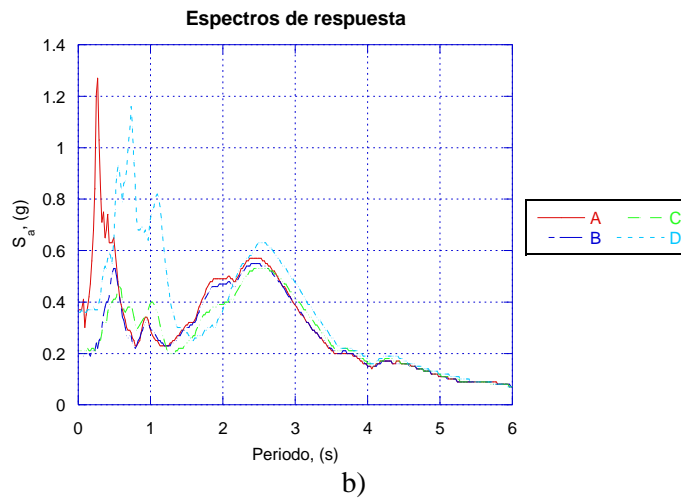
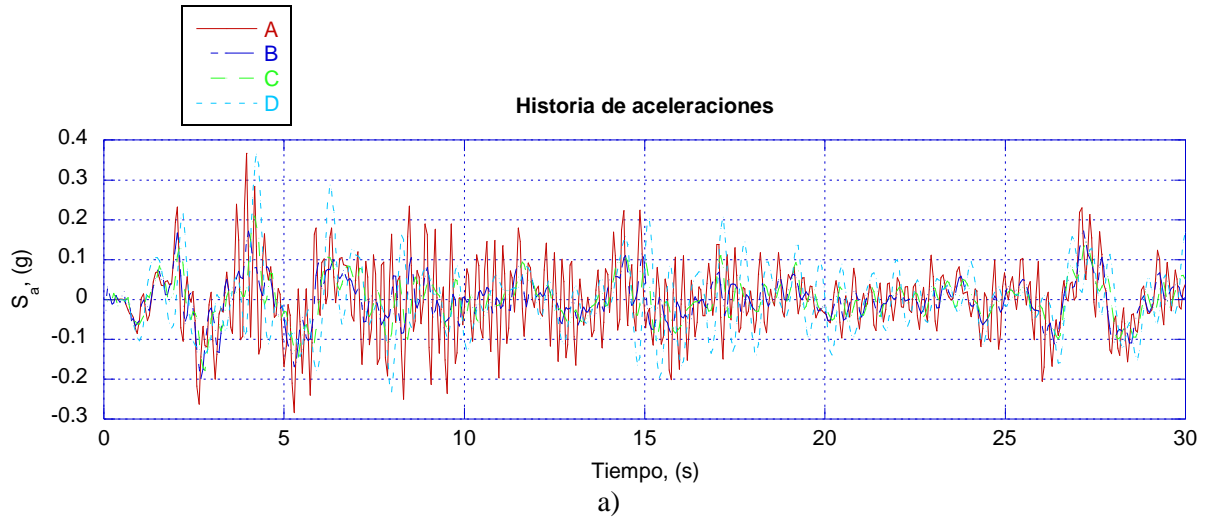
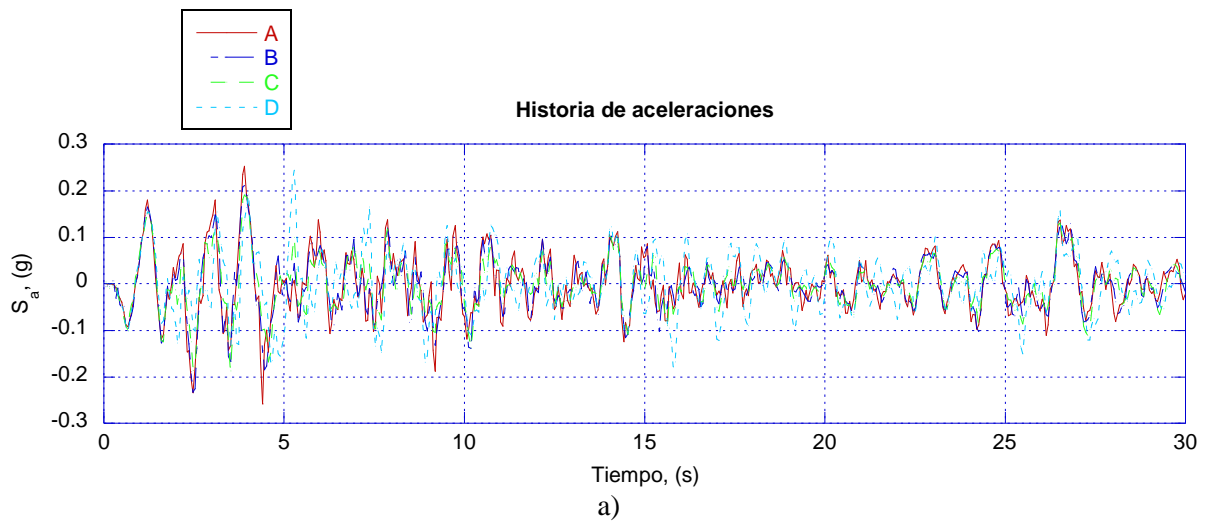


Figura 6.49 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -8.02$  m (5 años)



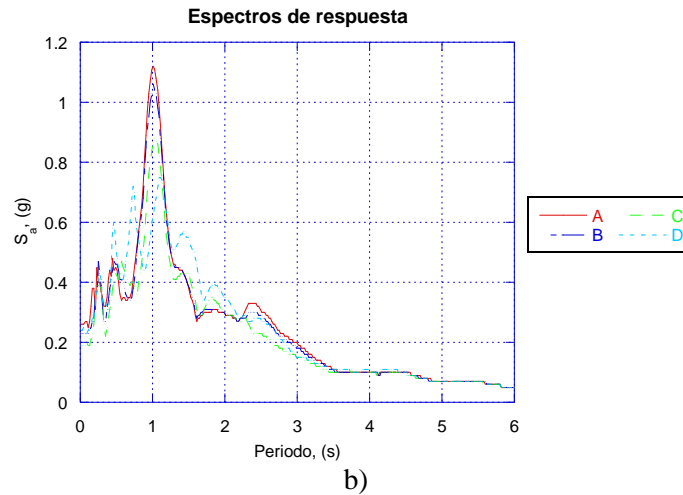


Figura 6.50 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -16.50$  m (5 años)

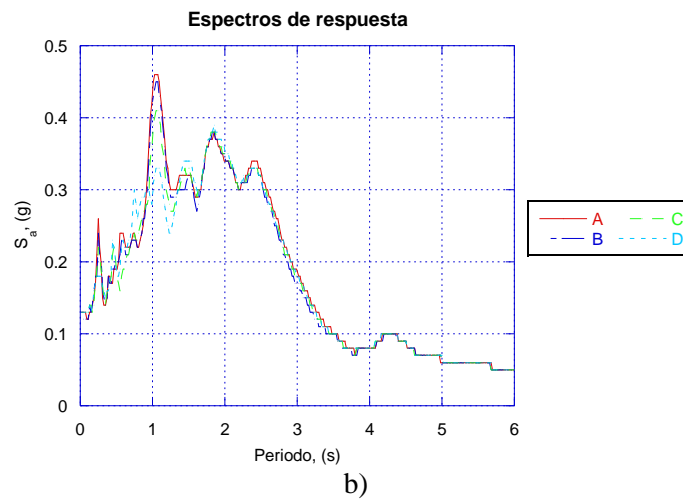
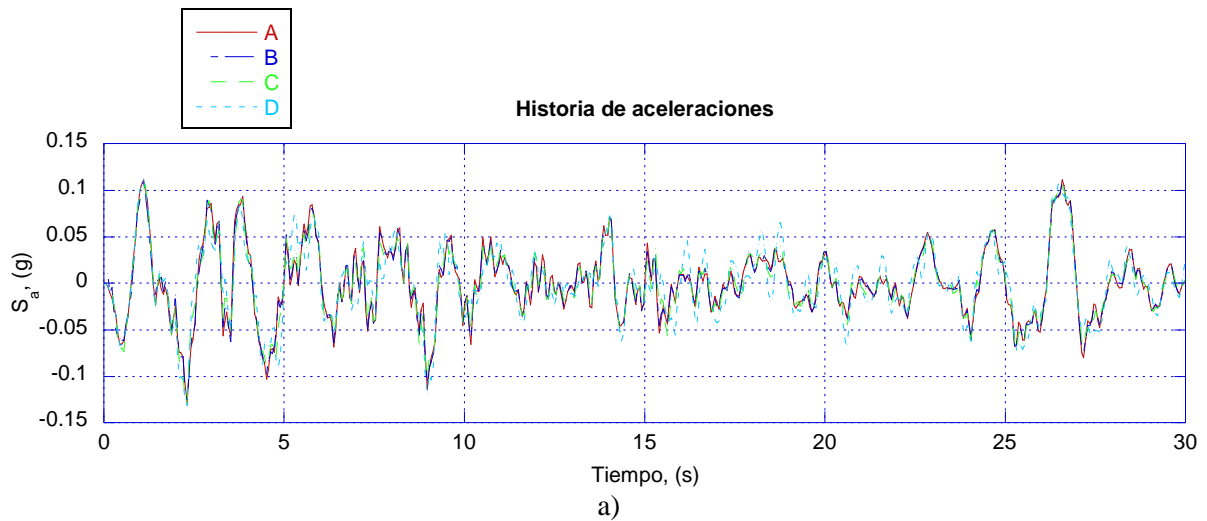


Figura 6.51 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -31.00$  m (5 años)



Se modela el fenómeno de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura tomando en cuenta el cambio en las propiedades dinámicas y desplazamientos en los estratos después de 30 años de consolidación, provocado por el incremento de los esfuerzos efectivos del suelo a través del tiempo (figuras 6.52-6.54).

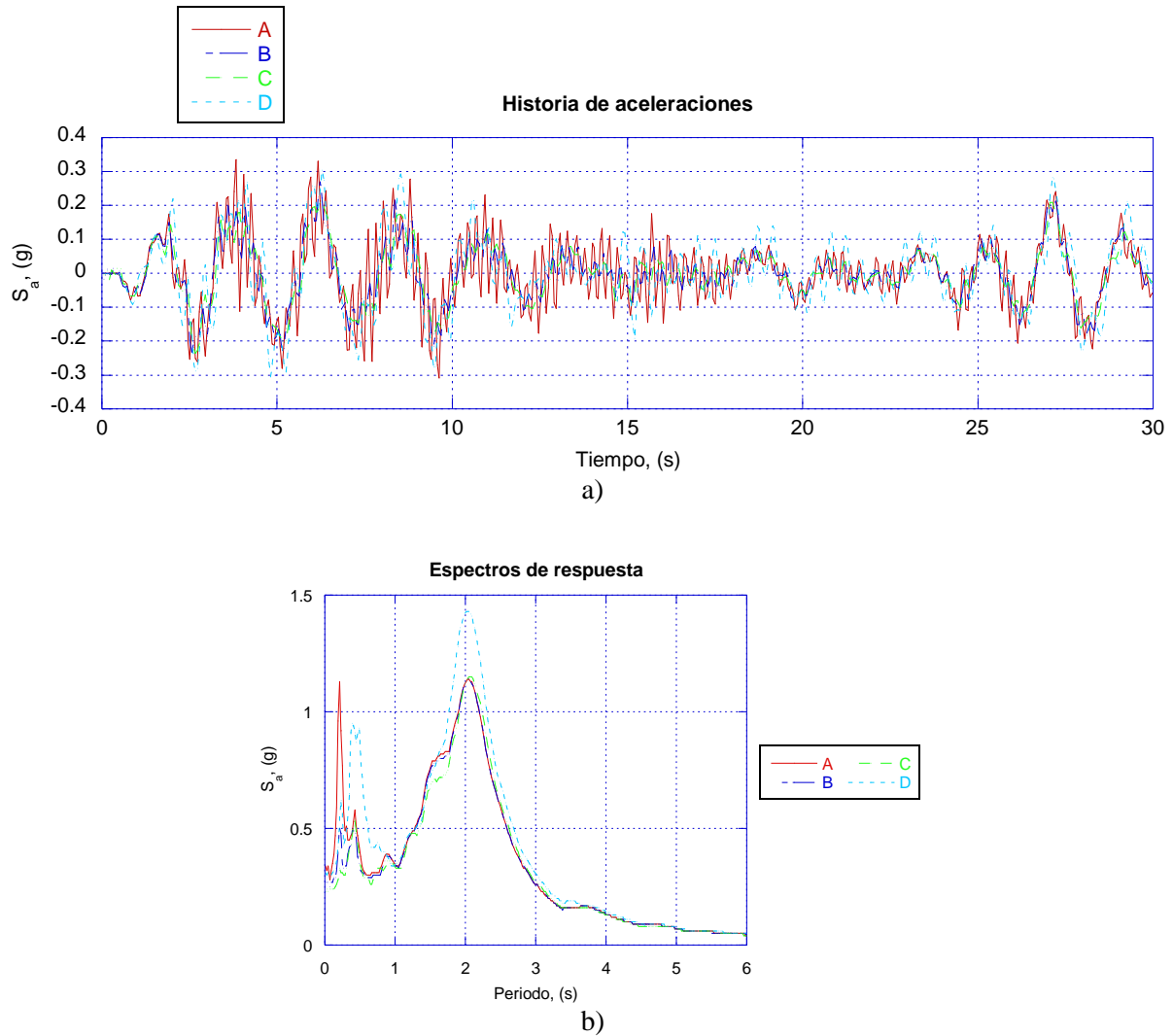


Figura 6.52 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -8.02$  m (30 años)

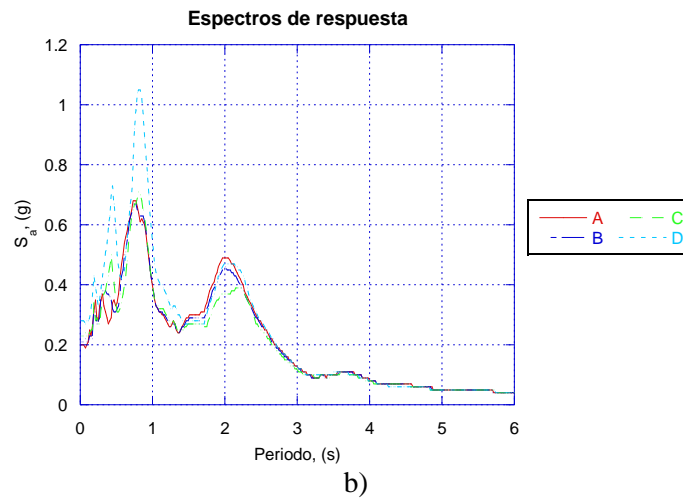
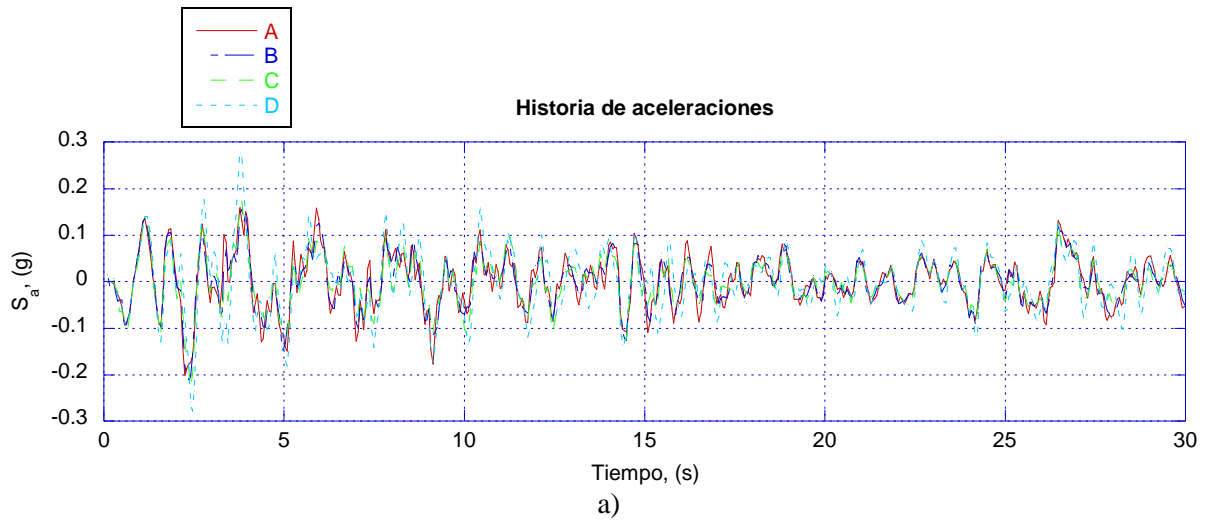
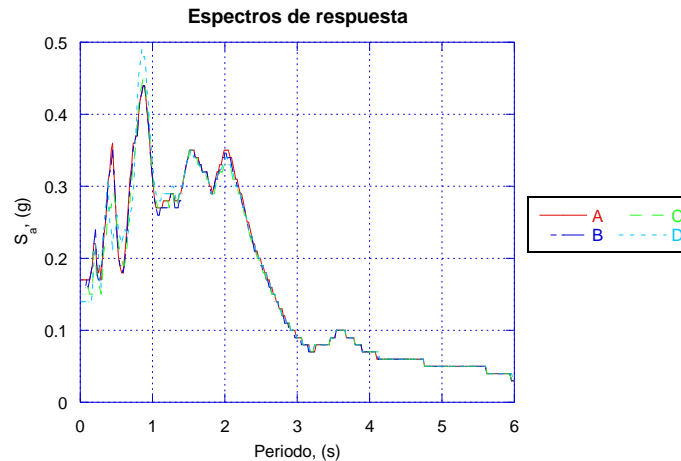


Figura 6.53 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -16.50$  m (30 años)





b)

Figura 6.54 a) Historia de aceleraciones y b) espectros de respuesta en  $z = -31.00$  m (30 años)

Asimismo, se hizo una comparación de la distribución de esfuerzos efectivos en campo libre y debajo de la estructura, esto con el objetivo de ver que no exista una influencia importante del peso de la estructura en la distribución de esfuerzos efectivos, y se pueda asumir que las propiedades dinámicas antes obtenidas sean adecuadas para alimentar a los modelos numéricos utilizados en el análisis de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura. El amortiguamiento se asume del 5%. Esta comparación se muestra en la figura 6.55.

#### 6.4 ACELERACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

En los análisis hechos para la obtención del espectro de respuesta del suelo usado en el cálculo de las aceleraciones de la estructura se toman en cuenta el análisis detallado de los asentamientos diferenciales que pudieran presentarse en la losa de cimentación, provocando momentos flexionantes que afectarían el desempeño de la misma. También se toman en cuenta el análisis a corto, mediano y largo plazo, y a su vez un análisis paramétrico tomando en cuenta la variabilidad en las propiedades del suelo, ya que estos pueden ser factores determinantes en el comportamiento real del caso de estudio.

En el espectro de respuesta que se muestra en la figura 6.56 se lee que la aceleración máxima de 0.83g se presenta para un periodo de 0.55s en campo libre. La respuesta de la estructura se atiene a varios factores como son los sismos de análisis, la estratigrafía del sitio de desplante y las propiedades dinámicas consideradas. Como los espectros de respuesta mostraron ser mayores en la respuesta de campo libre, que es dominante sobre todo en los periodos iniciales de la consolidación, se optó por elegir un espectro obtenido del punto D. Es de resaltar que el espectro de respuesta empleado en el análisis dinámico es, notablemente, de mayores pseudoaceleraciones que los espectros de peligro uniforme para un periodo de retorno de 2475 años, tanto de sismos de subducción como los normales.

Se evalúan las aceleraciones máximas en cada nivel de la estructura, obteniendo una aceleración máxima de 0.43g a los 87.5m de altura. Tanto el sismo utilizado en el análisis como la rigidez en los entrepisos en términos de la geometría y del módulo de elasticidad (tabla 5.1) son factores clave en los resultados logrados. Las aceleraciones obtenidas se muestran en el capítulo 7 a la par de las aceleraciones del sistema de celdas de cimentación.

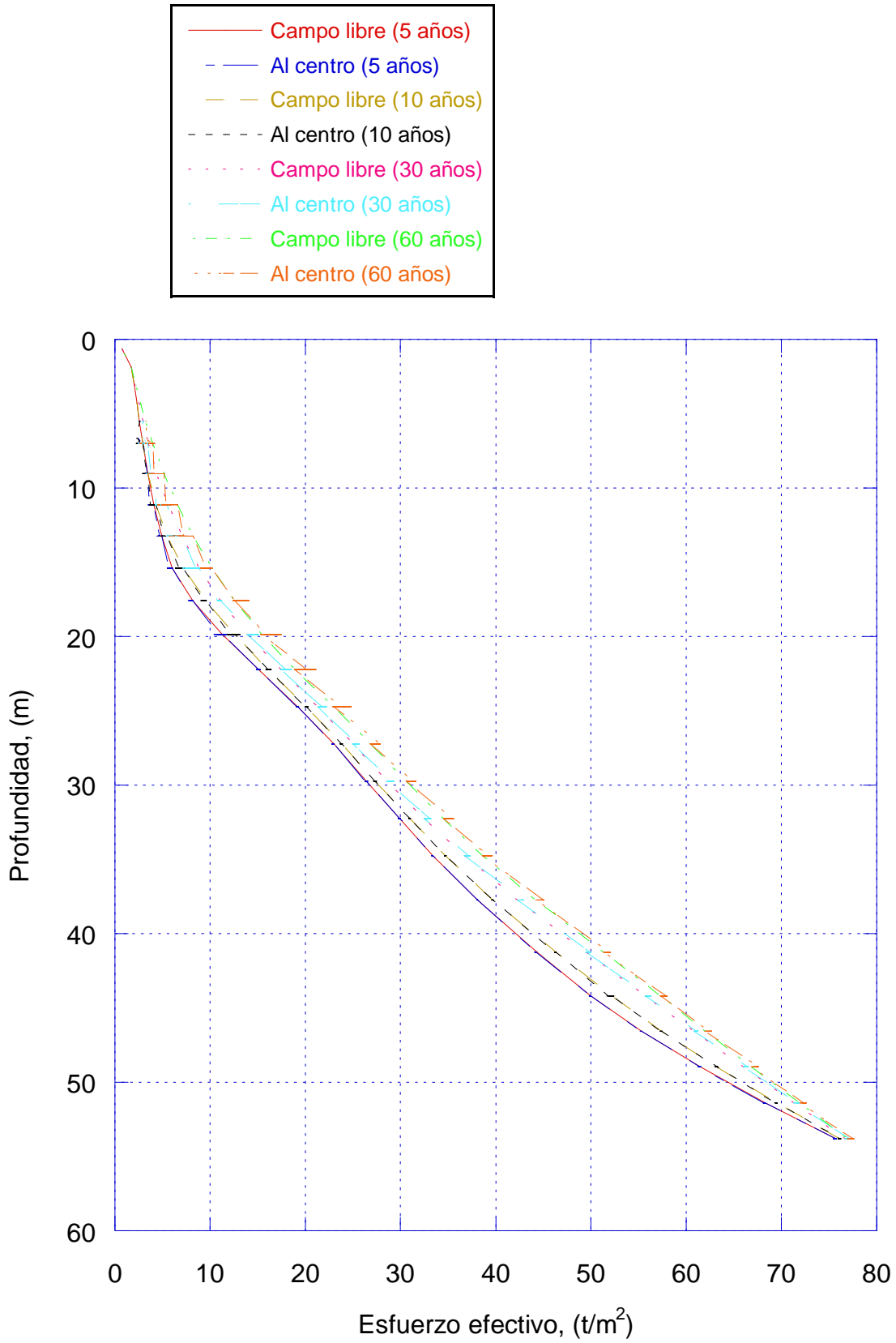


Figura 6.55 Comparación de esfuerzos efectivos



*Fig. 6.56 Espectro de respuesta del suelo en el punto D analizado*







## CAPÍTULO 7

### COMPARACIÓN CON MODELO DE CELDAS DE CIMENTACIÓN

En esta sección se consuma el trabajo presente, estamos ahora en condiciones de realizar una comparación entre el modelo de la estructura del caso de estudio con otras maneras de desplantar sobre el terreno que involucran otro tipo de cimentación. Los desplazamientos y las aceleraciones mostradas en las corridas de otros modelos son presentados a la par de los resultados obtenidos para el modelo con pilotes de fricción, permitiendo el discernimiento de la cimentación óptima.

#### 7.1 RESPUESTA ESTÁTICA DEL SISTEMA DE CELDAS DE CIMENTACIÓN

Se efectúa un estudio de la respuesta estática del sistema de cimentación utilizando celdas estructuradas, modelando el fenómeno de consolidación a 5, 10, 30 y 60 años respectivamente. Se estimaron los desplazamientos, en metros, en dirección del eje z, producidos en el suelo. Los resultados obtenidos del modelo numérico se muestran en las figuras 7.1-7.5.

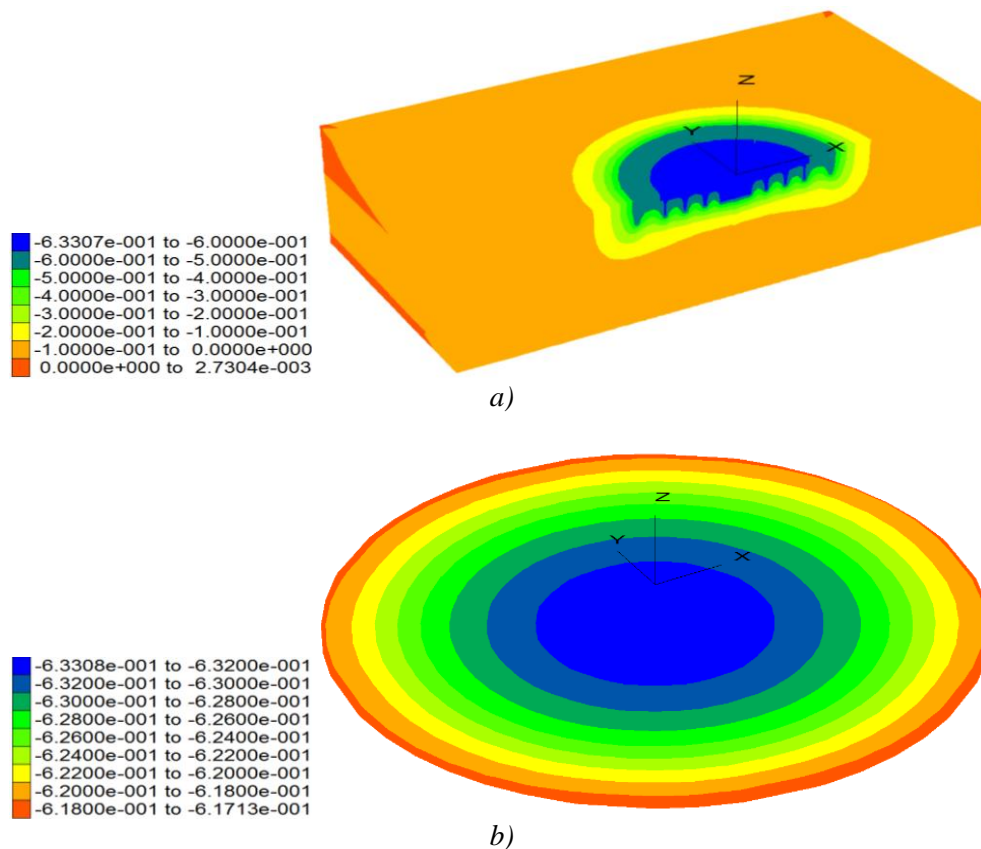
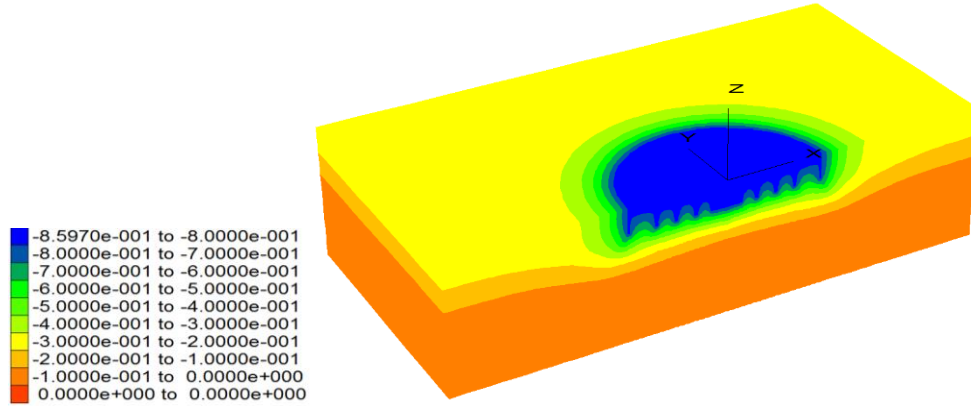
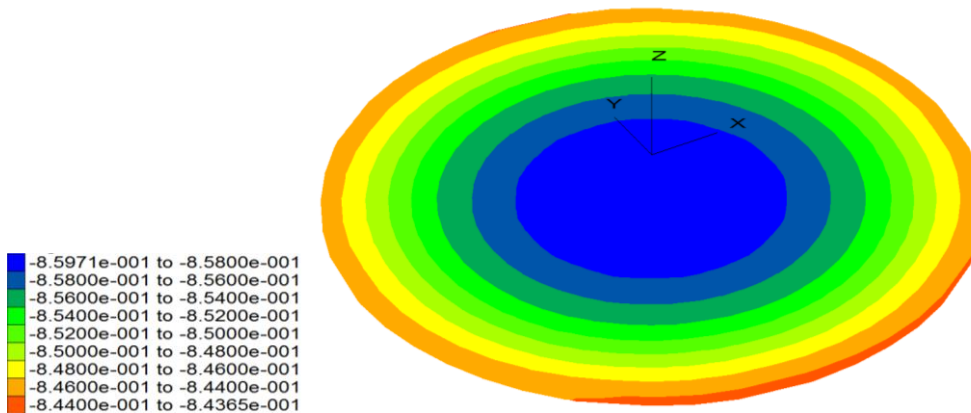


Figura 7.1 Desplazamientos en a) campo libre, y b) losa de cimentación (desplazamientos por peso propio)

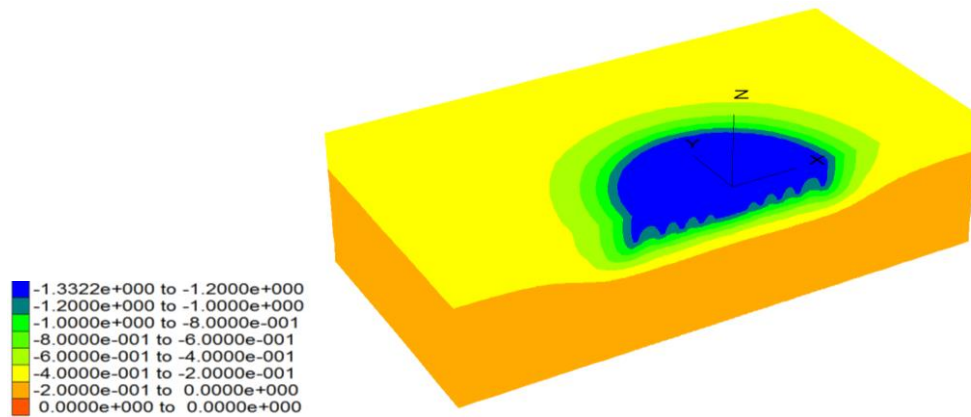


a)



b)

Figura 7.2 Desplazamientos en a) campo libre, y b) losa de cimentación (desplazamientos considerando el fenómeno de consolidación a 5 años)



a)

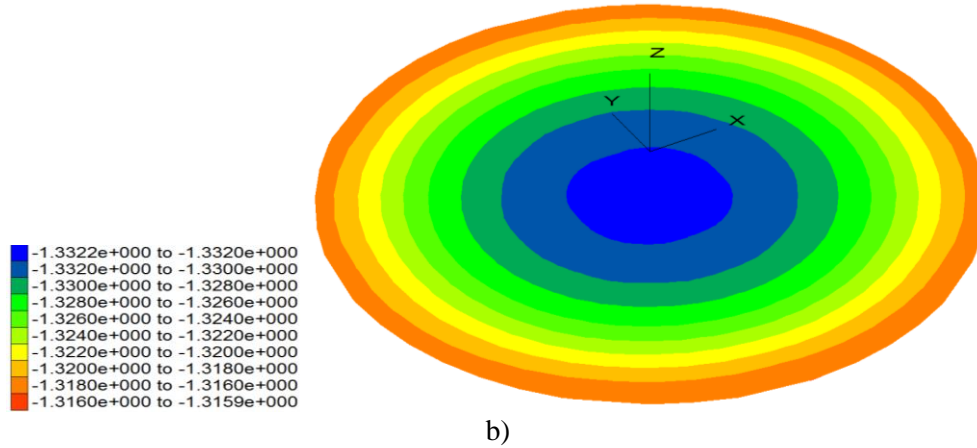


Figura 7.3 Desplazamientos en a) campo libre, y b) losa de cimentación (desplazamientos considerando el fenómeno de consolidación a 10 años)

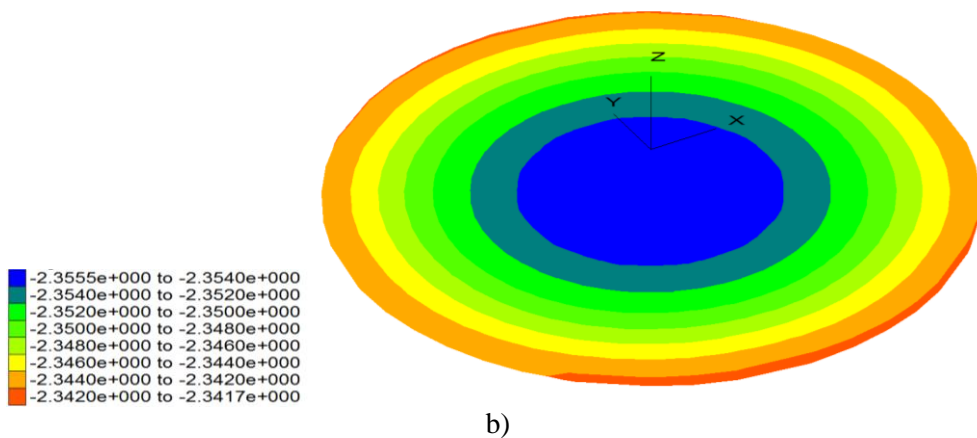
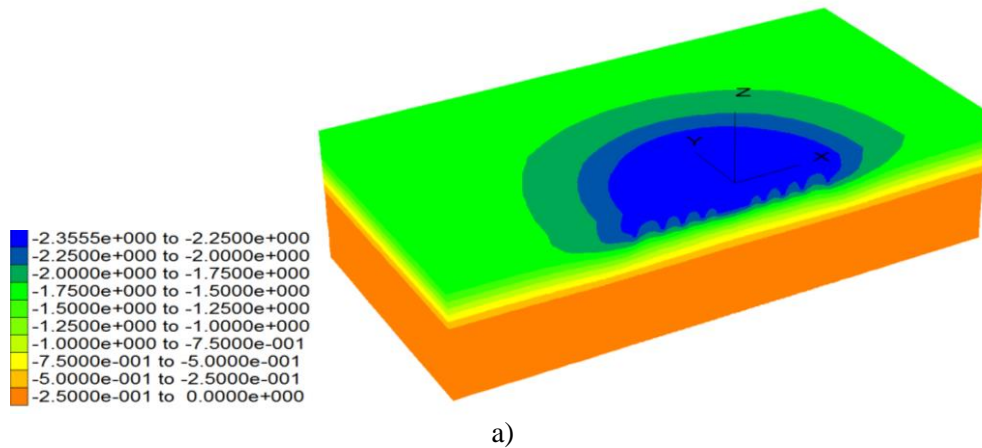


Figura 7.4 Desplazamientos en a) campo libre, y b) losa de cimentación (desplazamientos considerando el fenómeno de consolidación a 30 años)

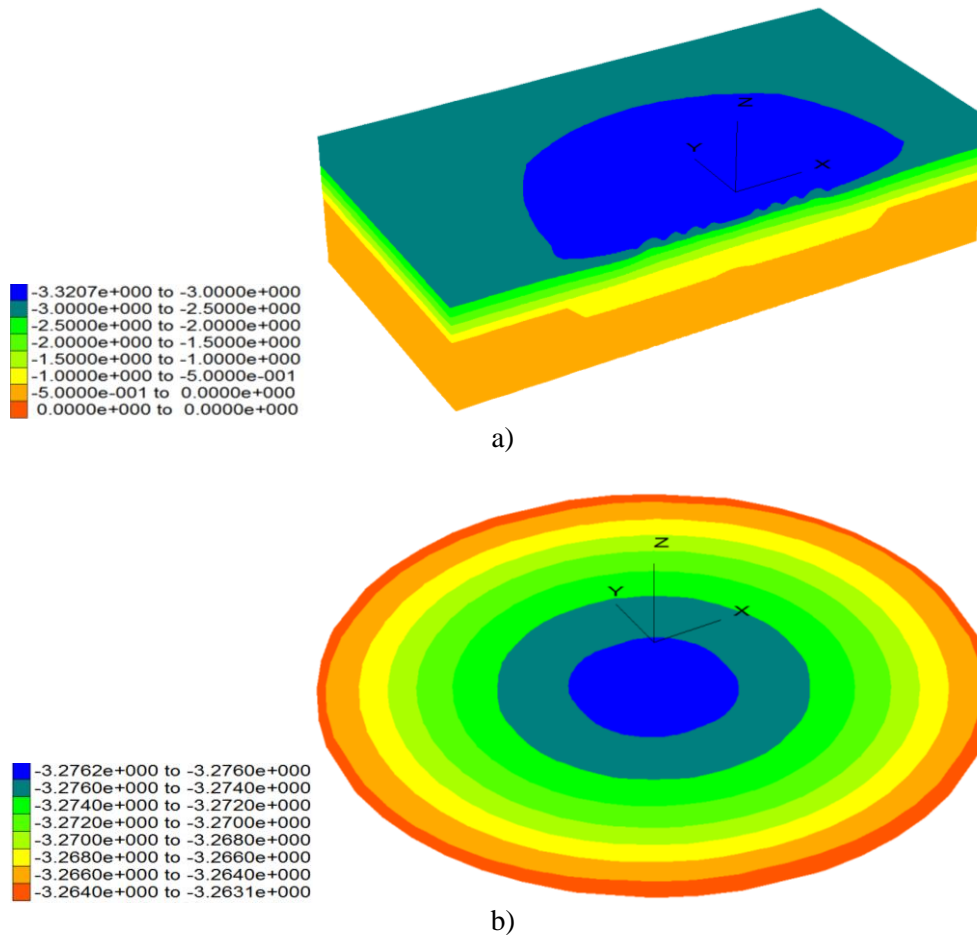
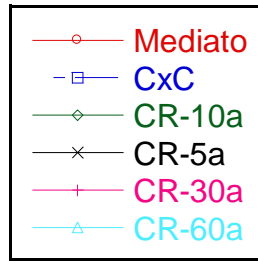


Figura 7.5 Desplazamientos en a) campo libre, y b) losa de cimentación (desplazamientos considerando el fenómeno de consolidación a 60 años)

En la figura 7.6 se muestra la comparación y distribución de los desplazamientos que se producen debajo de la cimentación del caso de estudio, y en el terreno circundante a la misma. Se aprecia el efecto de emersión de la cimentación para una consolidación a 60 años.

## 7.2 RESPUESTA DINÁMICA DEL SISTEMA DE CELDAS DE CIMENTACIÓN

Se realiza un estudio de la respuesta dinámica del sistema de cimentación tomando en cuenta la cimentación a base de celdas estructuradas. Se evalúan las aceleraciones máximas en el suelo y en la estructura, comparándolas con las obtenidas con la cimentación a base de pilotes de fricción. La figura 7.7 muestra la comparación de aceleraciones en el subsuelo, y la figura 7.8 muestra la comparación para la superestructura. Mientras que las aceleraciones del subsuelo rondan en valores similares de aceleración para cada nivel de consolidación a partir de 10 metros de profundidad, la superestructura con cimentación de celdas muestra una clara tendencia a experimentar aceleraciones menores, hasta del 50% más pequeñas, que cuando el sistema de cimentación es de losa piloteada.



### Evolución del desplazamiento

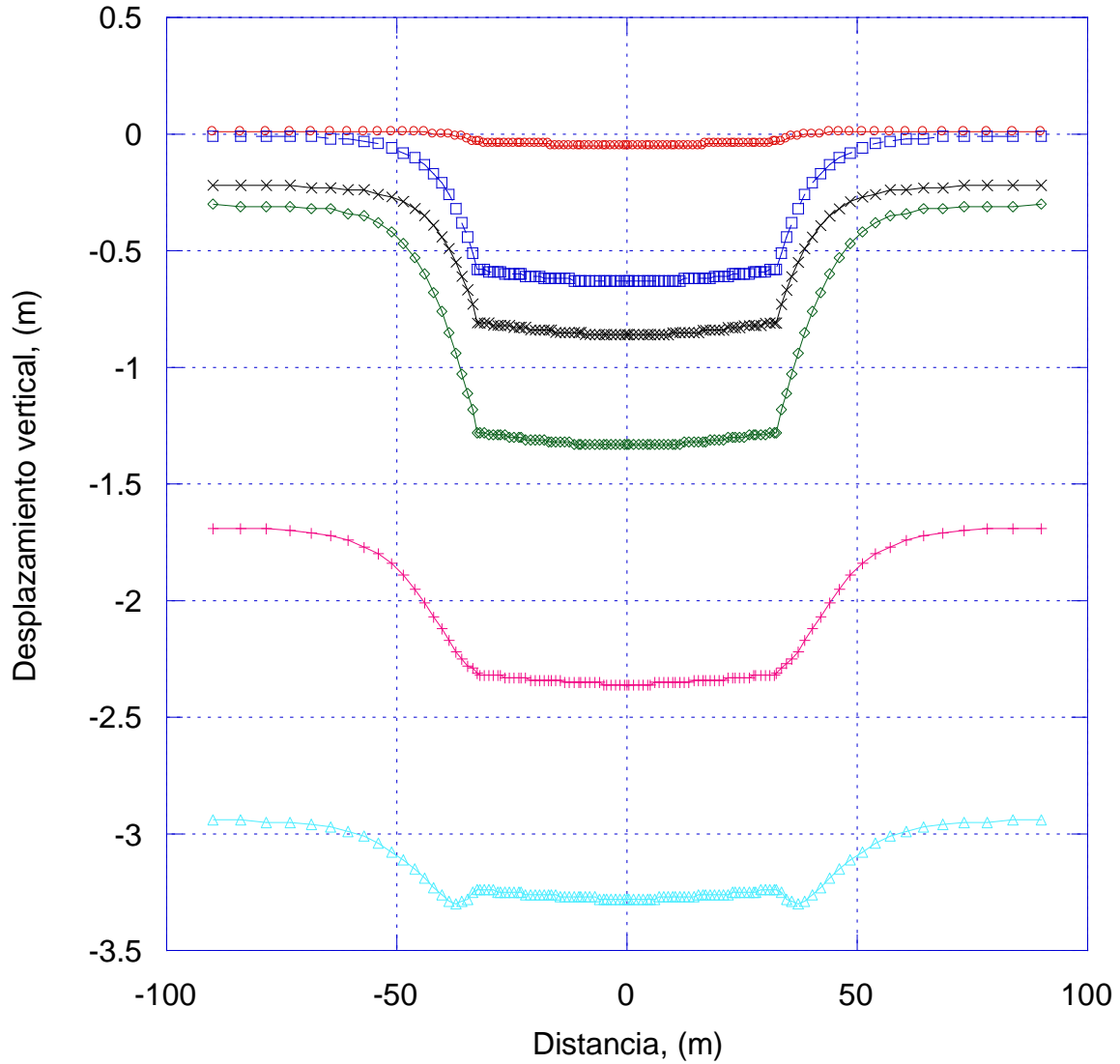


Figura 7.6 Evolución del desplazamiento producido en la zona de desplante

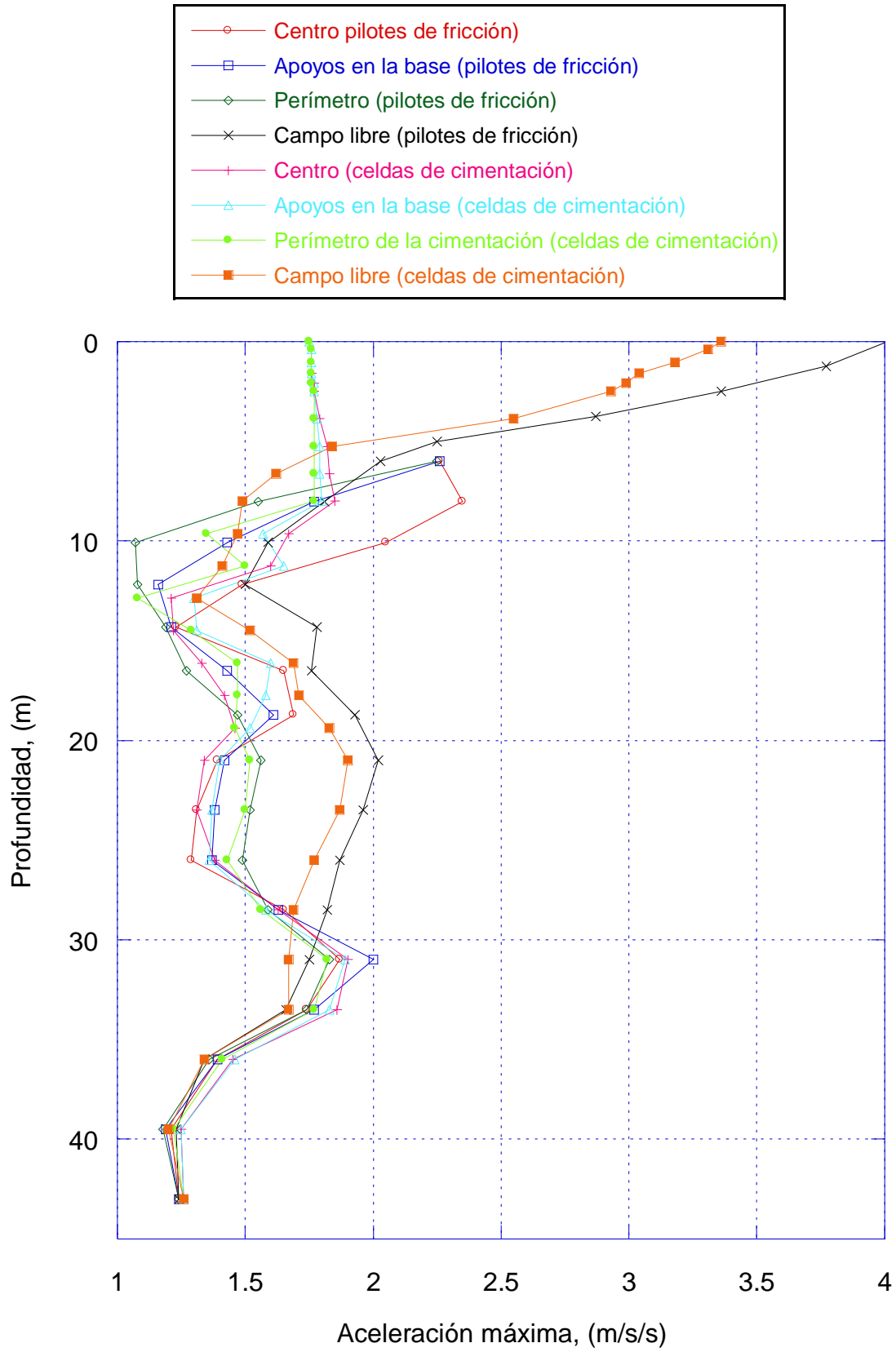
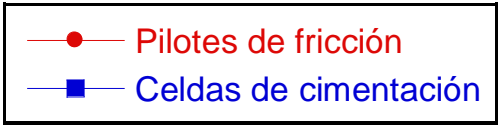


Figura 7.7 Aceleraciones máximas en el subsuelo



### Aceleraciones máximas de la estructura

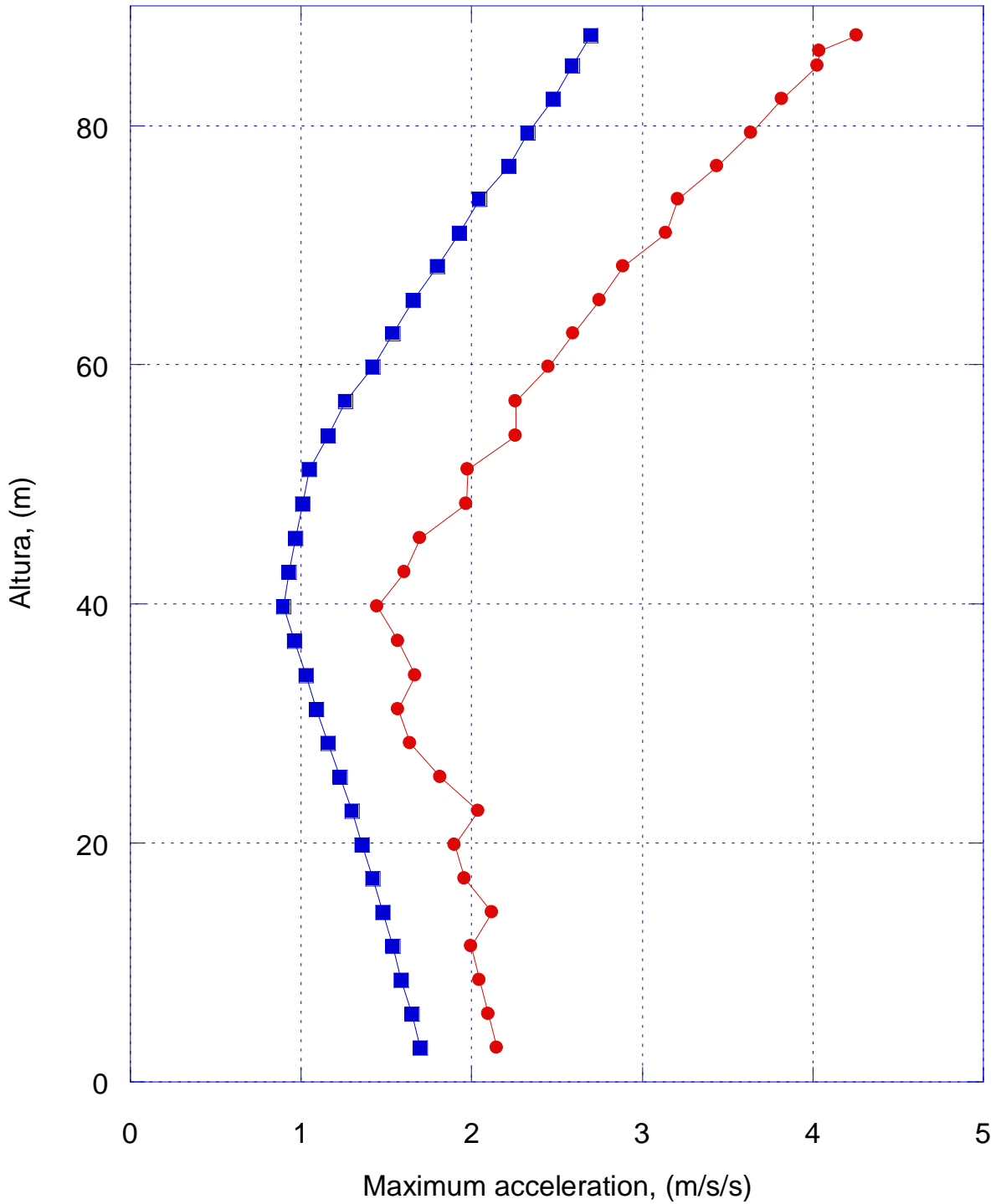


Figura 7.8 Aceleraciones máximas en la superestructura







## CAPÍTULO 8

### CONCLUSIONES

Se realizó un análisis de respuesta de sitio probabilista con el programa RADSH y un análisis determinista con el software SHAKE. Se observó que ambas metodologías arrojan resultados similares, validando de esta forma los sismos sintéticos a utilizar. En general se observa una reducción en las aceleraciones espectrales y un incremento en el ancho de banda de los espectros calculados considerando efectos no-lineales.

Para el análisis estático, se realizó un estudio paramétrico de la respuesta del sistema de cimentación con el propósito de tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades del suelo, y evaluar el efecto de la variación de la compresibilidad del suelo en los asentamientos de la cimentación. De los resultados obtenidos, se puede ver que la condición crítica se presenta cuando existe una variación en la compresibilidad del suelo y una estratigrafía inclinada, ya que se presentan asentamientos diferenciales del orden de 15.00 cm. A partir de la comparación de las velocidades de onda de cortante a bajas deformaciones y considerando este factor constante con el tiempo de consolidación, se encontró que el aumento máximo esperado en las ondas de corte medidas inicialmente en arcillas para los diferentes tiempos de consolidación considerados de 5, 10, 30 y 60 años, es aproximadamente de 10, 20, 30 y 40% respectivamente.

Habiendo obtenido el cambio en las propiedades dinámicas y los desplazamientos en los estratos para condiciones a 5, 10, 30 y 60 años, los espectros de respuesta en superficie muestran que existe una amplificación importante en las aceleraciones espectrales. Asimismo, se desarrolló un modelo que pudiera considerar el comportamiento no-lineal del suelo en los análisis de respuesta sísmica, ya que las arcillas de la ciudad de México para periodos de retorno mayores a 200 años, exhiben un comportamiento no lineal significativo (Mayoral *et al.*, 2015). Partiendo de este conocimiento, se elaboraron los espectros de respuesta correspondientes, donde podemos observar una deamplificación importante en las aceleraciones espectrales, por el efecto de la no linealidad del suelo.

Es importante notar que el tipo de cimentación propuesto para el caso de estudio, a base de un cajón con pilotes de fricción, no es una solución recomendable ya que ha tenido un comportamiento desfavorable ante carga sísmica en el pasado en este tipo de arcillas blandas. En particular, durante el terremoto de Michoacán de 1985, que tuvo una magnitud de momento  $M_w$  de 8.1, varios edificios cimentados con esta solución presentaron fuertes desplomes debido a que los pilotes de fricción, al estar diseñados al límite para poder seguir el hundimiento regional y evitar emersiones, tienden a fallar durante la oscilación de la estructura. Los resultados presentados son parciales debido a la falta de información de la estructuración de los edificios, sembrado final de columnas y apoyos del techo de la estructura, y edificaciones auxiliares. Esta información es fundamental para el análisis de interacción suelo-estructura y para tomar en cuenta el efecto de interacción entre edificios contiguos y apoyos.

Se compara la alternativa constructiva de celdas cimentación con una a base de un cajón con pilotes de fricción y se concluye que, con fundamento en las aceleraciones calculadas que son inducidas en la superestructura para ambos sistemas, y en los hundimientos de la estructura reportados para cada caso, el sistema de celdas de cimentación experimenta una menor respuesta sísmica. Por lo tanto, los sistemas de celdas de cimentación como defensa sísmica se recomiendan en estructuras esbeltas desplantadas en suelos compresibles por sobre los sistemas de losa piloteada.





## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Abrahamson, N.A. (1993), "Non-stationary spectral matching program RSPMATCH", User Manual, July 16.
- ASTM D5311 / D5311M-13 (2013), "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil", ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Bárcena, A. y Romo, M. P. (1994), "RADSH: programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias", Informe interno: México, D.F., Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 54 pp.
- González, C. M. y Romo, M. P. (2011), "Estimación de propiedades dinámicas de arcillas", Revista de Ingeniería Sísmica, número 84, México, pp. 1-23.
- Idriss, I. M., Dobry, R. & Singh, R.D. (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, issue 12, pp. 1427-1447.
- Ishihara, I. (1996), "Soil behaviour in earthquake geotechnics", Oxford Engineering Science Series, Book 46, Oxford University, Oxford.
- Itasca Consulting Group (2009), "FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide", Minneapolis, Minnesota, USA.
- Iwasaki T., Tatsuoka F. & Takagi, Y. (1978), "Shear Moduli of sands under cyclic torsional shear loading", Soils and Foundations, Vol. 18, issue 1, Tokio, pp. 39-56.
- Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical earthquake engineering". Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall, New Jersey, 653 pp.
- Lilhanand, K. & Tseng, W. S. (1988), "Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra", Proceedings of Ninth Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Tokio-Kyoto, August 2-9, pp. 819-824.
- Halabian, A. M. & El Naggar, M. H. (2002) "Effect of non-linear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22, pp. 639-658.
- Martínez, S. A. y Romo, M. P. (2013), "Capacidad de carga tridimensional de celdas estructuradas apoyadas en suelo cohesivo: método de análisis simplificado", Ingeniería. Investigación y Tecnología, volumen XIV, número 3, México, julio-septiembre, pp. 399-412.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P. y Osorio, L. (2006), "Estudios de campo y laboratorio llevados a cabo para la caracterización geo-sísmica en la zona del Lago de Texcoco", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P., Mendoza, M. J., Alberto, Y. y Flores F. A. (2008), "Desarrollo de modelos numéricos para el análisis estático y dinámico de la cimentación del apoyo 6 del puente Impulsora, a partir de 12 años de monitoreo", Reporte para el Gobierno del Distrito Federal.



Mayoral, J. M., Alberto, Y., Mendoza, M. J. & Romo, M. P. (2009), "Seismic response of an urban bridge-support system in soft clay", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, issue 5, pp. 925-938.

Mayoral, J. M., Castañon, E. & Sarmiento, N. (2015), "Seismic response of high plasticity clays during extreme events", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 77, pp. 203-207.

Osorio, L. & Mayoral, J. M. (2013), "Seismic microzonation for the northeast Texcoco lake area, Mexico", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 48, issue 7, January, pp. 252-266.

Mendoza, J. M., Romo, M. P., Orozco, M. y Domínguez, L. (2000), "Static and seismic behaviour of a friction pile-box foundation in Mexico City clay", *The Japanese Geotechnical Society, Soils and foundations*, Vol. 40, No. 4, August, pp. 143-154.

Ovando, E. y Romo, M. P. (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la Ciudad de México con ensayos de cono", *Sismodinámica*, número 2, artículo 91, pp. 107-123.

Poon, D. C. K., Shieh, S., Joseph, L. M. & Chang, C. (2004), "Structural Design of Taipei 101, the World's Tallest Building" *Council on Tall Buildings and Urban Habitat 2004*, October 10-13, Seoul, Korea.

Romo, M.P. (1976), "Soil-structure interaction in a random seismic environment", PhD dissertation, Berkeley: University of California.

Romo, M. P. (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", *Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo*, pp. 83-94.

Romo, M.P. & Ovando, E. (1996), "Modelling the dynamic behaviour of Mexican clays", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Elsevier Science Ltd., paper No. 1028.

Romo, M. P. & Seed, H. B. (1986), "Analytical Modeling of Dynamic Soil Response in Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985", *Specialty Conference on the Mexico Earthquakes-1985*, ASCE, pp. 148-162.

Romo, M. P. & García, S. R. (2003), "Neurofuzzy mapping of CPT values into soil dynamics properties", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, Num. 6, August, pp. 473-482.

Schnabel, B., Lysmer, J. & Seed, H. B. (1972), "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", *College of Engineering, University of Berkeley, California. Rep.*, No. EERC 72-12.

Suriol, J. (1993), "Medida de la deformabilidad de suelos mediante el equipo de columna resonante", *Revista de Obras Públicas*, número 3319, Madrid, pp. 57-66.

Vucetic, M. (1994), "Cyclic threshold shear strain in soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, issue 12, pp. 89-107.



---

## AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería UNAM, cuyas instalaciones y apoyos económicos lograron el desarrollo de la presente tesis.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa, que con su tutela permitió que este trabajo fuese una realidad.