



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA UN SITIO DEL VALLE DE  
MÉXICO CON DIFERENTES CRITERIOS DE ANÁLISIS**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

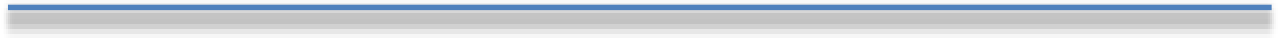
**ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

PRESENTA:

**ING. JOSÉ DAVID MENDOZA SANTANA**

DIRECTOR DE TESINA: DR. HÉCTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL.

CIUDAD DE MÉXICO, OCTUBRE 2018



## CONTENIDO

	Página
Introducción.....	I
Objetivo.....	IV
Alcances.....	IV
1. Efectos de sitio y respuesta dinámica del subsuelo.....	1
1.1. Antecedentes del hundimiento en el valle de México.....	1
1.1.1. Efectos de la extracción de agua subterránea.....	3
1.1.2. Efectos del fenómeno de consolidación.....	5
2. Propiedades básicas de los terremotos y su propagación.....	8
2.1. Teoría de la tectónica de placas y tipos de fallas.....	8
2.1.1. Ondas sísmicas.....	9
3. Propiedades dinámicas de los suelos.....	11
3.1. Módulo de rigidez (G).....	12
3.1.1. Módulo de rigidez, $G_{\max}$ .....	14
3.2. Relación de amortiguamiento ( $\xi$ ).....	15
4. Efectos de sitio.....	18
4.1. Cambio en el espesor compresible del depósito (H).....	20
4.2. Cambio en las velocidades de propagación de ondas de corte.....	21
4.3. Cambio en el periodo fundamental de vibración del suelo.....	22
5. Espectros de sitio.....	23
5.1. Espectros de respuesta y espectros de diseño.....	26
5.1.1. Espectros de respuesta.....	26
5.1.2. Espectros de diseño.....	27
5.1.3. Comparación entre los espectros de respuesta y de diseño.....	29
5.2. Metodologías para la obtención de espectros de diseño.....	29
5.2.1. Espectros de diseño de acuerdo con el MDOC-DS de CFE.....	30
5.2.1.1. PRODISIS.....	32
5.2.2. Espectros de diseño de acuerdo con las NTC-DS del RCDF 2004 y el apéndice A.....	34
5.2.2.1. Espectros de diseño (cuerpo de las NTC-DS).....	34
5.2.2.2. Espectros de diseño (Apéndice “A” de las NTC-DS 2004).....	35
5.2.3. Espectros de diseño de acuerdo con las NTC-DS del RCDF 2017 y el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).....	38
6. Análisis de un sitio en el valle de México.....	42
6.1. Ubicación del sitio.....	42
6.2. Propiedades dinámicas del sitio.....	43
6.3. Periodo dominante de vibración.....	45

---

<b>6.4.</b>	<b>Espectros de diseño del sitio.....</b>	<b>46</b>
<b>6.4.1.</b>	<b>Espectro de diseño utilizando las NTC-DS del 2004. ....</b>	<b>46</b>
<b>6.4.2.</b>	<b>Espectro de diseño utilizando el apéndice “A” de las NTC-DS del 2004. ....</b>	<b>48</b>
<b>6.4.3.</b>	<b>Espectro de diseño utilizando las NTC-DS del 2017 (SASID).....</b>	<b>50</b>
<b>6.4.4.</b>	<b>Espectro de diseño utilizando el MOC-DS de la CFE (PRODISIS). ....</b>	<b>52</b>
<b>6.5.</b>	<b>Comparación de los espectros de diseño. ....</b>	<b>54</b>
<b>6.6.</b>	<b>Fuerzas actuantes en la estructura. ....</b>	<b>55</b>
<b>7.</b>	<b>Conclusiones. ....</b>	<b>57</b>
	<b>Fuentes de consulta. ....</b>	<b>59</b>

## INDICE DE FIGURAS.

Figura I.- Orografía de la cuenca de México.....	II
Figura II.- Cuenca de México en la dinámica tectónica.....	II
Figura III.- Cuenca de México en relación con el eje volcánico Transmexicano. ....	III
Figura 1. 1.- Mapa de isoperiodos para la ciudad de México. ....	2
Figura 1. 2.- Mapa de los periodos predominantes del suelo para la Ciudad de México. Valores en segundos. ....	2
Figura 1. 3.- Hundimientos en varios puntos de la Ciudad. ....	3
Figura 1. 4.- Grietas por tensión.....	4
Figura 1. 5.- Grietas por tensión cortante o deslizamiento. ....	4
Figura 1. 6.- Grietas de falla transversal y torsión. ....	5
Figura 1. 7.- Esquema de las etapas del creep. ....	6
Figura 1. 8.- Modelo reológico. ....	6
Figura 1. 9.- Modificación de las propiedades gravimétricas, volumétricas y dinámicas por consolidación.....	7
Figura 2. 1.- Tipos de límites entre las placas tectónicas.....	8
Figura 2. 2.- a) Deformación producida por las ondas primarias. b) Deformación producida por las ondas secundarias.....	9
Figura 2. 3.- a) Deformación producida por las ondas Reyleigh. b) Deformación producida por las ondas Love. ....	10
Figura 3. 1.- Ciclo de histéresis y módulos de rigidez tangente y secante.....	12
Figura 3. 2.- Relación entre las curvas de esfuerzo cortante y la deformación cortante máxima....	13
Figura 3. 3.- Sistema masa resorte.....	15
Figura 3. 4.- Dispositivo amortiguador.....	16
Figura 3. 5.- Movimiento de un sistema sobreamortiguado. ....	17
Figura 4. 1.- Aceleración espectral en la SCT y en UNAM durante el sismo de 1985.. ....	19
Figura 4. 2.- Correlación entre espesor compresible y velocidad de hundimiento. ....	20
Figura 4. 3.- Correlación entre espesor compresible y velocidad de hundimiento. ....	22
Figura 5. 1.- Movimiento periódico y no periódico: a) Movimiento armónico simple; b) Movimiento periódico general; c) Movimientos transitorios (fuerzas de impacto); d) Movimiento transitorio (movimiento telúrico).....	23
Figura 5. 2.- Vector rotacional representando al movimiento armónico simple.....	24
Figura 5. 3.- representación vectorial del desplazamiento, la velocidad y la aceleración.....	25
Figura 5. 4.- Gráfico indicativo de un espectro de respuesta.. ....	26
Figura 5. 5.- Espectro de diseño de pseudo-aceleración para movimientos $\ddot{u}_o=1g$ y $\zeta=1,2,5,10$ y 20%. ....	28

Figura 5. 6.- Espectro de diseño. Envolvente de los espectros de respuesta para sismos que se originan en dos fallas diferentes.....	29
Figura 5. 7.- Regionalización sísmica de la República Mexicana.....	30
Figura 5. 8.- Espectro de diseño sísmico (Manual de diseño de obras civiles-Diseño por sismo, CFE, 2015).....	33
Figura 5. 9.- Espectros de diseño sísmico para la zona IIIb de las NTC-DS-2004.....	37
Figura 5. 10.- Valor mínimo del coeficiente c, como función del periodo dominante del sitio Ts..	39
Figura 6. 1.- Ubicación del sitio de estudio.....	42
Figura 6. 2.- Espectros de diseño (NTC-DS 2004 “Cuerpo principal de las normas”).....	47
Figura 6. 3.- Espectros de diseño (NTC-DS 2004- Apendice "A") .....	49
Figura 6. 4.- Espectros de diseño (NTC-DS 2017, SASID).....	51
Figura 6. 5.- Espectros de diseño (MDOC-DS de CFE).....	53
Figura 6. 6.- Comparación de los espectros de diseño sísmicos.....	54
Figura 6. 7.- Sección transversal y planta de la Torre del Hospital General Regional 25 del IMSS...	55
Figura 6. 8.- Fuerzas y momentos debido al sismo variando el valor de la aceleración.....	56

## INDICE DE TABLAS.

Tabla 1.- Correlaciones empíricas para el cálculo de $G_{max}$ entre diferentes métodos de prueba in situ.....	14
Tabla 2.- Efectos de topografía e irregularidades de superficie.....	18
Tabla 3.- Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones (RCDF, NTC-DS, 2004).....	34
Tabla 4.- Valores de l, e y t en función de $T_s$ .....	39
Tabla 5.- Propiedades dinámicas obtenidas del Down Hole.....	43
Tabla 6.- Determinación del periodo dominante del sitio y de la velocidad efectiva.....	45
Tabla 7.- Datos para la construcción del espectro de diseño NTC-DS 2004.....	46
Tabla 8.- Datos para la construcción del espectro de diseño, (NTC-DS 2004 "Apendice A").....	48
Tabla 9.- Datos para la construcción del espectro de diseño, (NTC-DS 2017, SASID).....	50
Tabla 10.- Datos para la construcción dle espectro de diseño, (MDOC-DS, CFE, PRODISIS).....	52
Tabla 11.- Resumen de las fuerzas que actúan sobre la estructura.....	56
Tabla 12.- Comparativa de aceleraciones (c) y periodos característicos ( $T_a$ , $T_b$ y $T_c$ ).....	567
Tabla 13.-Resumen de los periodos de vibración del sitio ( $T_s$ ) obtenidos de las diferentes metodologías.....	56

---

## **Introducción.**

El conocer los efectos que causan las ondas sísmicas en el subsuelo, cimentaciones y en general sobre obras de ingeniería civil conlleva a tener el conocimiento de mecánica y dinámica de suelos para poder interpretar la naturaleza del suelo teniendo presente la formación y origen que tiene, ya que de esto dependerá su comportamiento tanto presente como futuro.

Los efectos producidos por los en cualquier ciudad; megalópolis o rural, son estudiados por la ingeniería sísmica, la cual se encarga de estudiar los diferentes métodos para reducirlos, teniendo en cuenta los factores sociales, económicos y hasta políticos, de esto depende la localización de las obras civiles, apoyándose a su vez de aspectos geológicos y sismológicos. Por otro lado la ingeniería geotécnica y estructural son capaces de llevar un análisis adecuado para entender e interpretar el fenómeno, y de esta manera poder concluir con soluciones seguras al problema.

Los sismos en México son muy frecuentes y la intensidad del movimiento producto de este fenómeno natural es uno de los peligros principales al que están expuestas las construcciones, de tal forma que, para comprender de mejor manera las fuerzas que intervienen sobre una estructura, se recurren a espectros de diseño los cuales están en función de aspectos del sitio tales como: origen del sismo, la distancia que existe al epicentro de la fuente, la geología regional, las condiciones locales del sitio tales como la naturaleza, estructura y propiedades de los materiales que lo constituyen.

La ciudad de México se encuentra ubicada dentro de una cuenca la cual está limitada por la sierra de Guadalupe, la sierra de las Cruces, la sierra Nevada y Chichinautzin, en la figura I se muestra la orografía de la cuenca de México. Su localización y por las características que presenta el subsuelo hacen de la ciudad un lugar susceptible ante movimientos sísmicos, los cuales se definen sobre la base de ciertas características como: la magnitud, intensidad, epicentro, foco y distancia a una localidad.

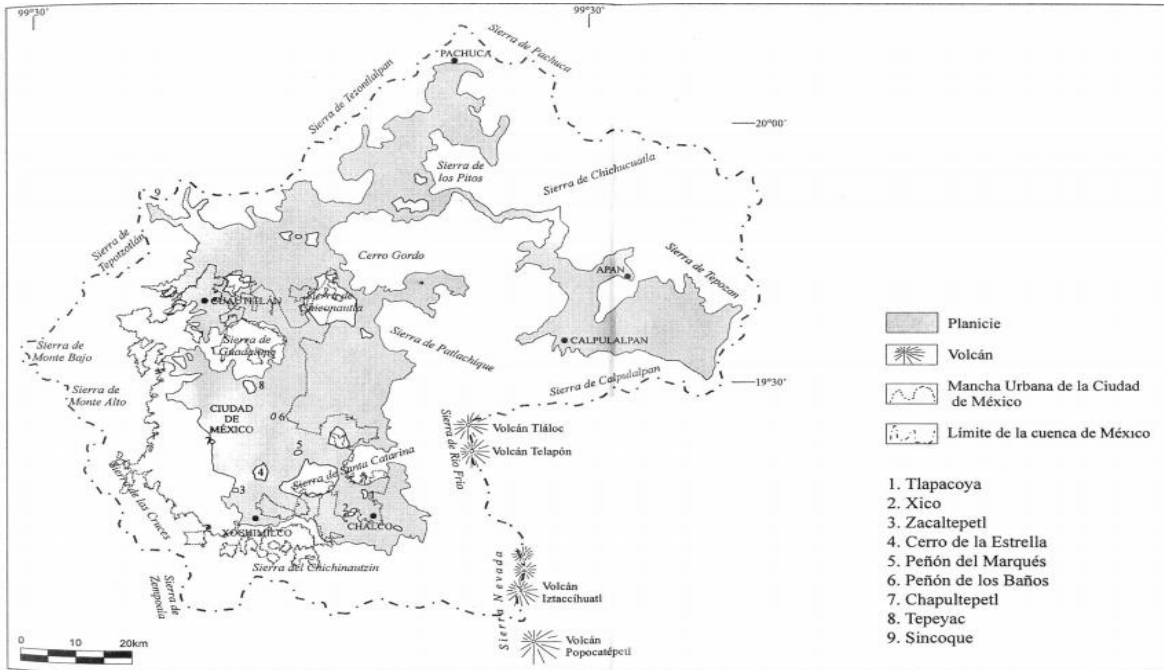


Figura I.- Orografía de la cuenca de México. (Gutiérrez, M, (2005), *La cuenca de México y sus cambios demográfico-espaciales*, Instituto de Geografía de la UNAM, México, D.F.)

En las figuras II y III se observa la cuenca del Valle de México en la dinámica geotectónica del continente Norteamericano, reproduciendo las placas tectónicas y sus movimientos,

Los sismos de mayor importancia son ocasionados principalmente por el deslizamiento relativo y repentino entre dos zonas de la corteza terrestre y en aquellos lugares donde se encuentran fallas de importancia. La zona sísmica más importante que afecta directamente a la Ciudad de México es la zona de subducción entre las placas de Cocos y Norteamérica aproximadamente a 300 km de distancia, además de esta existen otras fuentes como la falla de Acambay entre los estados de México y Michoacán o la zona de sismos intraplaca en Puebla.

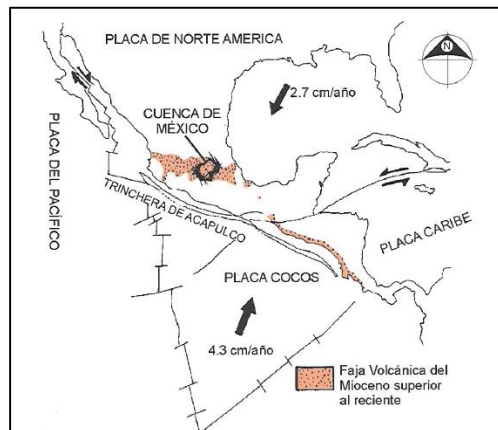


Figura II.- Cuenca de México en la dinámica tectónica del continente (Santoyo E., *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*, TGC).



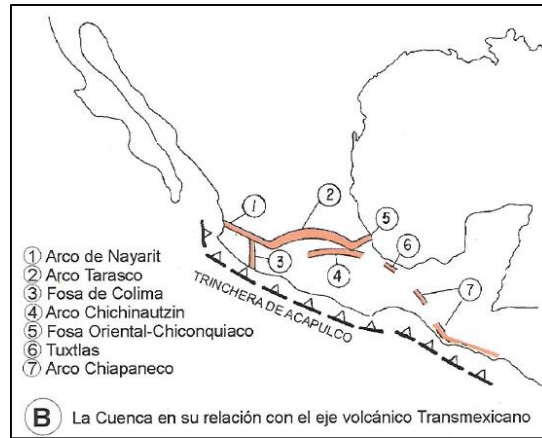


Figura III.- Cuenca de México en relación con el eje volcánico Transmexicano (Santoyo E. Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México, TGC).

Bajo este contexto los sismos no solo afectan a las estructuras sino también la vida de los habitantes. En la ciudad de México han acontecido sismos de gran magnitud que han provocado que se tomen medidas de precaución en cuanto a las metodologías para el análisis y diseño de las construcciones.

De acuerdo con el Dr. Zeevaert las características físicas que más afectan a las propiedades mecánicas del suelo y que es necesario preservar al llevar a cabo muestreos y pruebas de laboratorio, es la estructura interna del suelo y los cambios en el grado de saturación, principalmente en los suelos arcillosos.

El módulo dinámico de rigidez del suelo es un parámetro que está en función de sus propiedades físicas y mecánicas, el cual es necesario para poder analizar técnicamente la acción de las ondas sísmicas en problemas de presiones, deformaciones y aceleraciones que se originan en el subsuelo, en cada uno de los estratos que lo conforman, además de fallas por capacidad de carga.

El trabajo presentado va dirigido al estudio y análisis de la respuesta sísmica de un sitio ubicado dentro del Valle de México, comparando los espectros de diseño sísmico obtenidos bajo diferentes criterios.

---

## **Objetivo.**

Se busca comparar los espectros de diseño sísmicos obtenidos bajo diferentes metodologías y criterios los cuales son: El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 6 de octubre del 2004 en la sección de Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo (NTCS), cuerpo principal y apéndice "A", aunado a la anterior se emparará contra las modificaciones realizadas para las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo del 2017 utilizando el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) y mediante el uso del Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS) desarrollado como una herramienta de ayuda para la aplicación de las recomendaciones contenidas en el capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obas Civiles de la CFE (CDS-MDOC 2015).

Lo anterior tiene la finalidad de determinar el coeficiente de aceleración máxima, la cual nos ayudará a saber las fuerzas que están actuando sobre un edificio o estructura en función de la masa de dicho elemento.

## **Alcances.**

Analizar los diferentes criterios para la construcción de espectros de diseño sísmico y conocer las diferencias de cada uno, así como las aceleraciones del suelo y fuerzas involucradas en un análisis de interacción suelo-estructura. De esta forma conocer la importancia de realizar adecuadamente sondeos y pruebas dinámicas en sitio para una correcta interpretación y representación del fenómeno.

---

## **1. Efectos de sitio y respuesta dinámica del subsuelo.**

### **1.1. Antecedentes del hundimiento en el valle de México.**

La ciudad de México ubicada a 2,236 metros sobre el nivel del mar, la población metropolitana es algo mayor de los 20 millones, existen unos 1,600 pozos profundos en operación, así como innumerables pozos clandestinos; la extracción de agua es de unos 76.6 m<sup>3</sup>/s. Pero también son significativas las pérdidas de agua por: el bombeo desde sótanos faltos de estanqueidad, de las líneas del metro, colectores y túneles del sistema de drenaje; otras formas de extracción son: la evaporación solar, el consumo de los árboles y los pozos abandonados y mal sellados.

La ciudad se ha hundido desde 1856 casi 9.0 m, según la referencia de la Catedral Metropolitana, que se hunde actualmente con 6 a 7 cm/año. En cuanto a las zonas con mayor velocidad de hundimiento se identifican con la información del año 1995 de la GAVM en: el Peñón del Marqués con alarmantes 40 cm/año, Coapa y Ecatepec con 20 cm/año y Chalco con 30 cm/año.

Así es como al paso de los años los hundimientos se advierten a simple vista, muchas calles tienen lomos que no se apreciaban antes y cada vez es más notorio el desplomo de un gran número de edificios en toda la ciudad. Algunas colonias que antes se consideraban exentas de los efectos del fenómeno, como la del Valle y la Roma, presentan edificios con evidentes inclinaciones y daños.

Para entrar en contexto, a raíz del sismo de septiembre de 1985 el cual causó grandes daños a la infraestructura, así como también una gran cantidad de pérdidas humanas, comenzó a estudiarse el riesgo sísmico más a detalle en la ciudad de México con la finalidad de mitigar daños ante futuros eventos sísmicos. De acuerdo a estudios realizados se encuentra que el principal factor en los efectos es el cambio en sus propiedades dinámicas producto de un cambio físico.

En 1987 se publicó el primer mapa de isoperiodos para el Distrito Federal, elaborado a partir de mediciones aceleró métricas y de vibración ambiental, complementándolo posteriormente con datos de los periodos dominantes de cada sitio, en la figura 1.1 se muestra el mapa realizado por Lermo y Chávez.

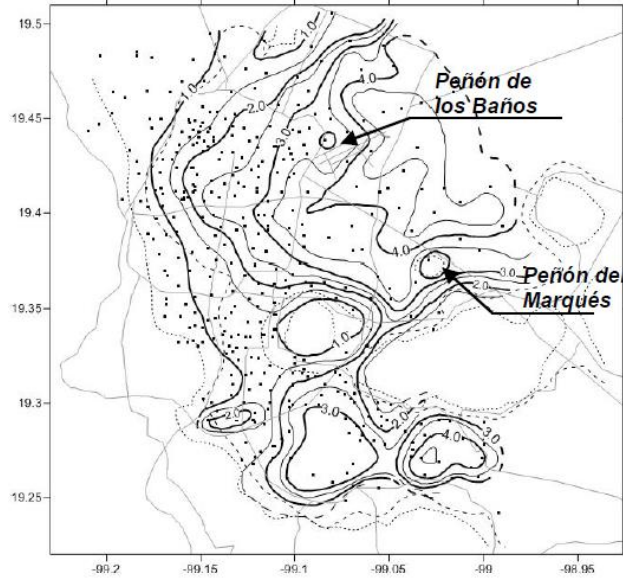


Figura 1. 1.- Mapa de isoperiodos para la ciudad de México (Lermo y Chávez, 1994).

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño del RCDF del 2004 se presenta un mapa de zonificación donde se muestran los periodos dominantes de vibración límites del subsuelo. Entre la zona de Lomas y la zona de transición  $T_s=0.5$  s, la zona de transición y lago,  $T_s=1.0$  s (ver figura 1.2).

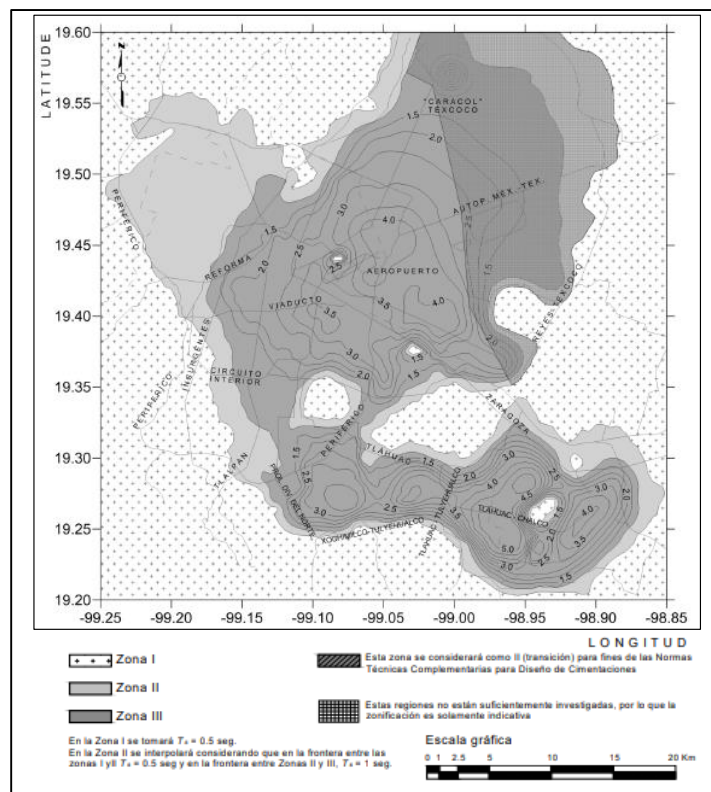


Figura 1. 2.- Mapa de los periodos predominantes del suelo para la Ciudad de México. Valores en segundos. (NTC-DS 2004)

Como puede verse, la situación del hundimiento de la ciudad de México está relacionado con un problema de flujo de agua, afectando las propiedades hidráulicas del medio y cambiando su relación de esfuerzos, provocando daños con el tiempo.

El hablar del hundimiento que se presenta en la Ciudad de México por efecto de la compactación de las masas arcillosas, es hablar de la generación de agrietamientos, daños estructurales a vivienda y a la infraestructura, así como de zonas propensas a inundaciones.

Aunado a lo anterior, este fenómeno también ha provocado un cambio en las propiedades dinámicas del suelo, que deriva en un aumento de frecuencia de las ondas sísmicas, de tal forma que se tienen cambios en los valores del periodo fundamental de vibración del suelo que afecta directamente a la dinámica de las estructuras.

Es importante señalar que la presencia de grandes espesores de suelo y las condiciones topográficas así como geológicas tiende a transformar las ondas que se propagan, lo que produce cambios de vibración, aumento de aceleraciones y desplazamientos en superficie.

### 1.1.1. Efectos de la extracción de agua subterránea.

Desde la advertencia del hundimiento regional en la ciudad de México hecha por Gayol en 1925 se ha buscado estimar la magnitud del asentamiento, teniendo años después un asentamiento de la superficie del terreno del orden de 7.5 m (Marsal y Mazari 1959).

De acuerdo a investigaciones realizadas por el Dr. Gabriel Auvinet, donde analiza la influencia que tienen los pozos de bombeo sobre el hundimiento que se presenta en la zona lacustre de la ciudad de México. En la figura 1.3 se observa el hundimiento histórico de varios monumentos de la Ciudad de México de 1900 al 2010.

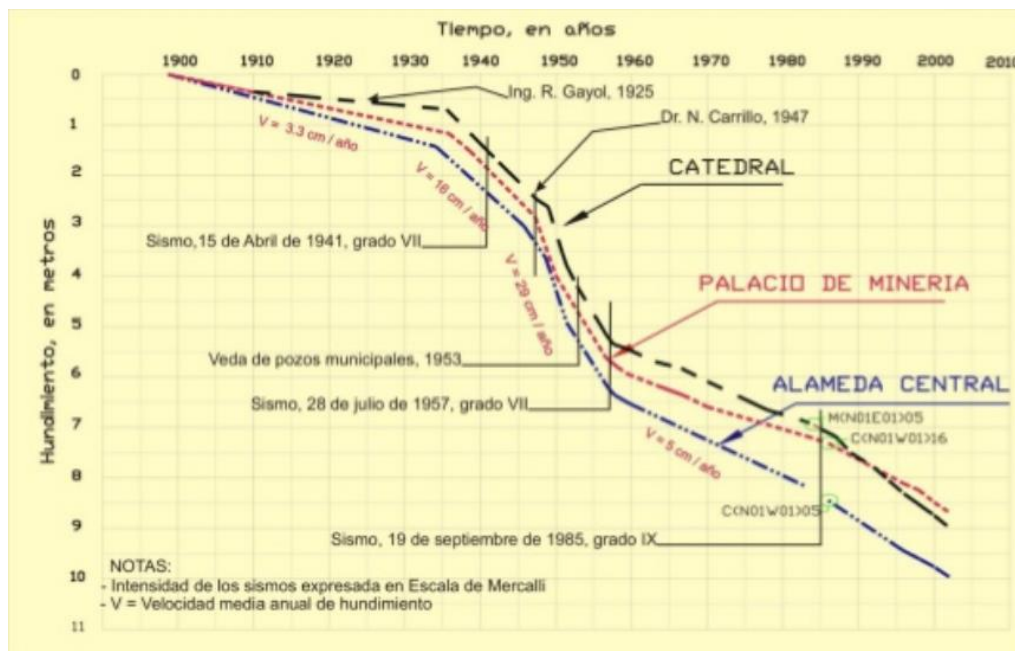


Figura 1. 3.- Hundimientos en varios puntos de la Ciudad (Recuperado de: <https://es.slideshare.net/scgcolombia/gabriel-auvinet-comportamiento-del-metro-ciudad-de-mexico>).

Analizando las curvas que se muestran en la figura anterior se puede notar que el hundimiento pasó por 3 etapas.

- Etapa 1 (1898-1937): El hundimiento es prácticamente lineal de 4 cm por año.
- Etapa 2 (1937-1947): El hundimiento es lineal con un valor medio de 14 cm por año.
- Etapa 3 (1947-1996): Hundimiento con velocidades de 40 cm por año que tienden a disminuir al final de la etapa.

Los hundimientos causados por extracción de agua propiciaron la propagación de grietas, variando de unos cuantos centímetros hasta varios metros, afectando en mayor medida a la zona de transición y la zona de lago.

A continuación, se muestran los diferentes tipos de grietas que pueden desarrollarse o propagarse en el medio:

- 1) **Grietas por tensión:** Cuando ocurre un desplazamiento perpendicular a la superficie de fractura se genera este tipo de grieta. El esfuerzo de tensión provoca la separación entre las caras de la grieta tal como se muestra en figura 1.4.

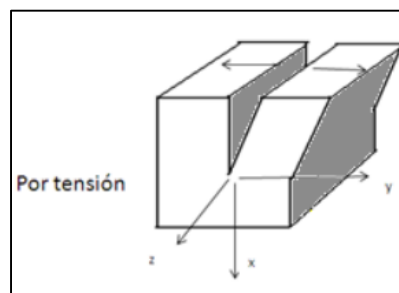


Figura 1. 4.- Grietas por tensión (Agrietamiento de suelos SMMS 1991).

- 2) **Grietas por tensión cortante o deslizamiento:** La superficie de contacto se desliza una sobre otra en dirección perpendicular a la superficie presentándose un desplazamiento tangencial como se observa en la figura 1.5.

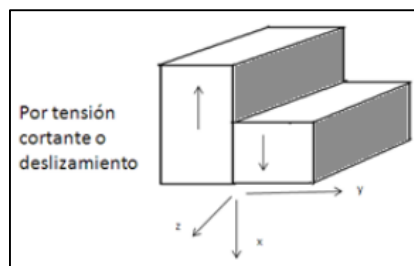


Figura 1. 5.- Grietas por tensión cortante o deslizamiento (Agrietamiento de suelos SMMS 1991).

- 3) **Grietas por falla transversal o tensión cortante:** Las caras de la grieta se deslizan una sobre otra aunado a un desplazamiento paralelo al frente de la grieta y ocasionando un esfuerzo de torsión como se observa en la figura 1.6.

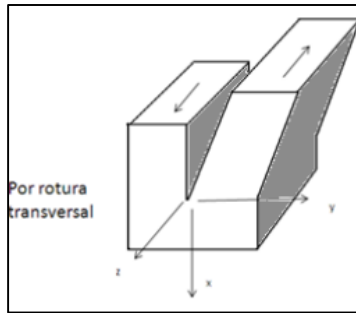


Figura 1. 6.- Grietas de falla transversal y torsión (Agrietamiento de suelos SMMS 1991).

Es importante mencionar que se pueden presentar un solo tipo de grieta o una combinación de ellas, así mismo éstas se pueden controlar conociendo el estado de esfuerzos de la masa de suelo.

### 1.1.2. Efectos del fenómeno de consolidación

Con objeto de explicar de una manera más clara y lograr una mejor interpretación del hundimiento regional que presenta la Ciudad de México, se debe entender que está en función del fenómeno de consolidación que presentan especialmente suelos finos y muy finos de baja y muy baja permeabilidad, como arcilla, arcillas limosas y sedimentos arcillosos.

De acuerdo con la Teoría de consolidación de Zeevaert, donde considera que la deformación de los suelos en compresión unidimensional es un proceso continuo, resultado de una combinación de mecanismos que generalmente ocurren simultáneamente. Donde intervienen dos principales procesos: consolidación y creep. El proceso de consolidación se define como las deformaciones de cortante o volumétricas que se desarrollan a una velocidad controlada por la resistencia viscosa de la estructura del suelo, mientras que el proceso del creep de acuerdo con Finnie y Heller (1959) es caracterizado por tres etapas: primaria, secundaria y terciaria, las cuales se definen a continuación:

- Etapa primaria: Es caracterizada por la disminución rápida de la velocidad de deformación.
- Etapa secundaria: en esta etapa la deformación continúa con una velocidad reducida y constante.
- Etapa terciaria: Es aquí donde eventualmente se conduce a la falla.

En el esquema mostrado en la figura 1.7 se muestran las tres etapas antes mencionadas.

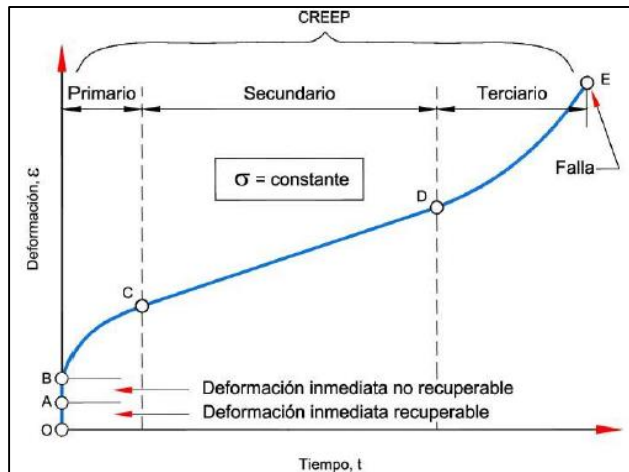


Figura 1. 7.- Esquema de las etapas del creep (Finnie, I. (1959). *Creep of engineering materials*, MacGraw-Hill, New York).

Para el análisis del fenómeno físico se utiliza un modelo reológico (Zeevaert 1986) el cual muestra el modelo de Kelvin y el otro la unidad Z, los cuales se encuentran conectados en serie como se muestra en la figura 1.8.

Por medio del modelo de Kelvin se analiza la compresión primaria, misma que esta correlacionada con el modelo de Terzaghi.

Por otro lado, el modelo del Dr. Zeevaert analiza la compresión secundaria la cual representa la viscosidad intergranular del suelo. Se compone de un elemento viscoso no lineal y un elemento viscoso lineal los cuales se encuentran conectados en paralelo.

La ecuación que rige el comportamiento del modelo reológico es:

$$\delta = \delta_v [F(T_v)] + C_t \log(1 + \xi T_v) \dots (1)$$

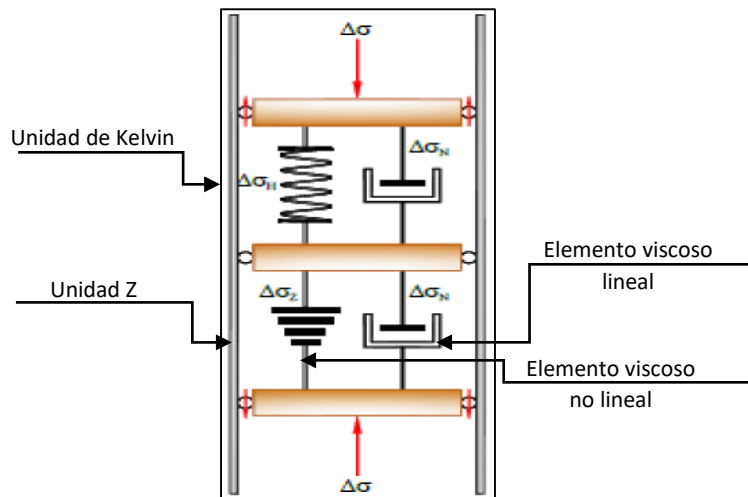


Figura 1. 8.- Modelo reológico (Zeevaert 1986).



Donde los términos  $\delta_v[F(T_v)]$  y  $C_t \log(1 + \xi T_v)$  representan los desplazamientos debido a la consolidación y creep, respectivamente.

Las características de las arcillas y los efectos a los que se encuentran sujetas, han sido la causa del hundimiento del terreno, aunado al incremento de los esfuerzos efectivos provocados por la extracción de agua generan un cambio en las propiedades del suelo, reflejándose en una reducción de las deformaciones ante cargas permanentes y un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante. Este fenómeno igualmente produce cambios en las propiedades dinámicas del suelo.

Se sabe que las propiedades que controlan la respuesta dinámica de un depósito de suelo son el amortiguamiento material ( $\zeta$ ), la velocidad de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ) y el periodo fundamental de vibración ( $T_s$ ). Asociado a estas propiedades se suma el espesor compresible del depósito ( $H$ ).

En la figura 1.9 se ilustra de una manera clara el cambio que tienen las propiedades gravimétricas, volumétricas y dinámicas del subsuelo de acuerdo con la investigación realizada por Martínez González J. sobre la Repercusión del hundimiento regional en la respuesta sísmica de la cuenca de la ciudad de México.

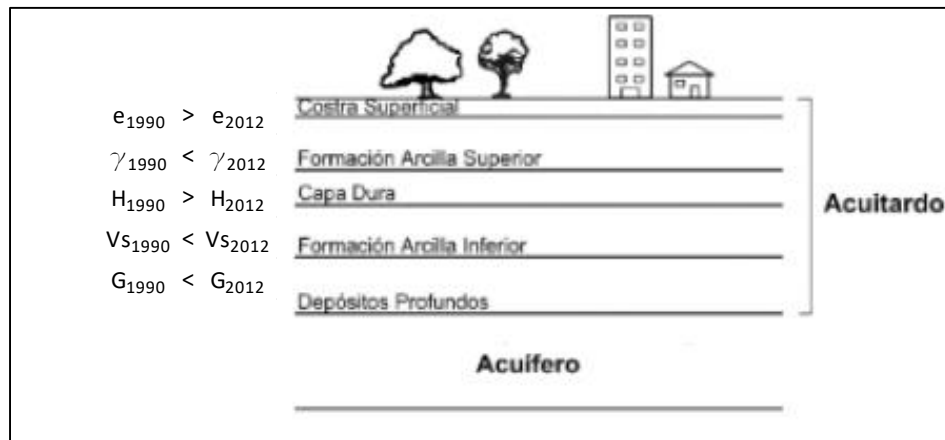


Figura 1. 9.- Modificación de las propiedades gravimétricas, volumétricas y dinámicas por consolidación. (Martínez, J. Repercusión del hundimiento regional en la respuesta sísmica de la cuenca de la ciudad de México).

## 2. Propiedades básicas de los terremotos y su propagación.

### 2.1. Teoría de la tectónica de placas y tipos de fallas.

En un sentido básico y global los terremotos se deben al movimiento de las placas tectónicas que comprenden la corteza terrestre o litósfera (aproximadamente 15 placas grandes, en total con espesores entre bloques que van de los 15 a los 50 km). Estas placas son impulsadas por el movimiento del material en el manto de la tierra, que a su vez es impulsado por el calor generado en el núcleo de la tierra. El movimiento relativo de la placa en la interfaz de falla está limitado por la fricción y/o las asperezas. Sin embargo la energía de tensión acumulada en las placas, eventualmente supera cualquier resistencia y causa un deslizamiento entre los dos lados de la falla.

No hay coincidencia entre los límites de las placas y los continentales; una sola placa puede contener completa o parcialmente continentes y áreas oceánicas. Los límites entre placas puede ser de tres tipos (ver figura 2.1):

- Divergentes: donde las placas se están separando.
- Convergentes: una de las placas se introduce debajo de otra, o bien, dos placas chocan entre sí.
- De transformación o transcurrentes: dos placas se mueven entre si lateralmente.

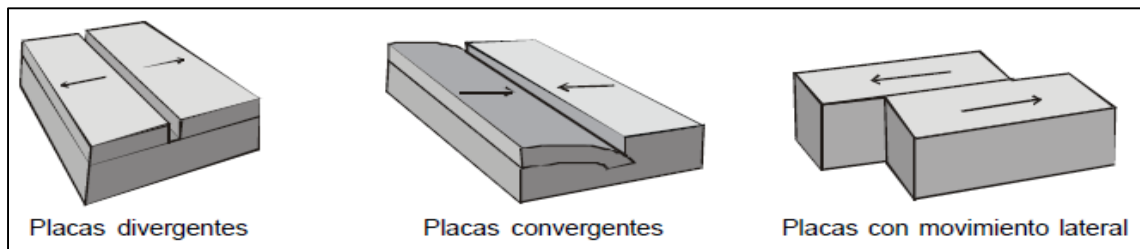


Figura 2. 1.- Tipos de límites entre las placas tectónicas (Recuperado de: <https://www.miifotos.com/im%C3%A1genes/geografia-placa-tectonica-definicion-04.html>).

Los sismos se pueden clasificar según su generación y su profundidad, esto en función de su proceso de falla y deformación elástica del material de la litósfera.

- I. **Sismos de subducción someros:** Aquellos que se generan en las fronteras de este tipo y que ocurren a profundidades que no exceden los 40 km.
- II. **Sismos de subducción profundos:** Aquellos que ocurren debido a la interacción de subducción y en la zona de fricción (interplaca), pero a profundidades mayores a los 40 km.
- III. **Sismos intraplaca de profundidad intermedia:** Sismos que se presentan en la placa subducida, pero no ocasionados por la fricción entre las placas sino por fractura de la placa que ha penetrado, sus profundidades son mayores a los 80 km y generalmente menos de 500 km en México.
- IV. **Sismos de zonas de acreción:** Sismos que se presentan en este tipo de fronteras, por lo general con profundidades que no exceden los 20 km.

- V. **Sismos de fallas de transcurrancia:** Los que se presentan en este tipo de frontera, cuyas profundidades nos exceden los 30 km por lo común.
- VI. **Sismos corticales intracontinentales:** Sismos que se presentan en fallas no directamente relacionadas con los procesos de interacción entre las placas, sino al interior de una placa. Sus profundidades no exceden el grosor de la placa.

### 2.1.1. Ondas sísmicas.

Cuando los movimientos sísmicos del suelo en roca sólida o en suelos blandos no son demasiado extremos, las ondas involucradas pueden ser explicados en términos de teoría elástica lineal (es decir, se aplica la ley de Hooke). Existen cuatro tipos básicos de ondas elásticas que conforman el temblor que se siente y causa daños durante un terremoto. Estas ondas son similares en muchos aspectos importantes a las ondas observadas en el aire, el agua y los sólidos elásticos, solo dos de estas se propagan dentro de un cuerpo de roca sólida y suelo. La energía se irradia en un amplio espectro de frecuencias a través de la Tierra, en ondas de cuerpo y en ondas superficiales (Bolt, 1993). Las ondas corporales son de dos tipos: ondas P y ondas S, mientras que las ondas de superficie son de dos tipos: ondas de Love y ondas de Rayleigh.

#### a) Ondas de Cuerpo.

1. **Ondas primarias (P):** La onda primaria es la más rápida de las demás ondas. Su movimiento es el mismo que una onda de sonido ya que al salir comprime y dilata el medio sobre el que se propaga. Pueden viajar a través de rocas sólidas y material líquido (ver figura 2.2).
2. **Ondas secundarias (S):** La onda secundaria se propaga más lentamente cortando las rocas lateralmente en ángulos rectos con respecto a la dirección de desplazamiento, de tal forma que producen movimientos tanto verticales como horizontales. No pueden propagarse a través de líquidos (ver figura 2.2 b).

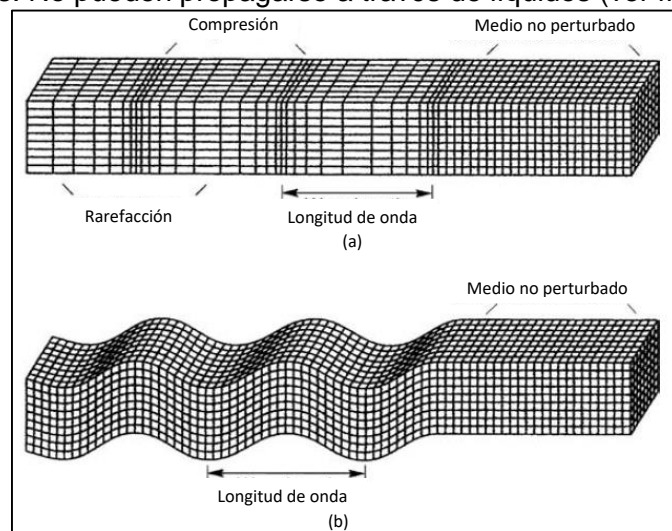


Figura 2. 2.- a) Deformación producida por las ondas primarias. b) Deformación producida por las ondas secundarias. (Bolt, B.A., (2003). Earthquakes. 5th ed., W.H. Freeman, New York).

La velocidad de las ondas sísmicas P y S dependen de la densidad y propiedades elásticas de los materiales que conforman la masa de suelo, de tal forma que matemáticamente la velocidad de ambas puede ser expresada como:

$$V_P = \sqrt{\frac{k + \frac{4G}{3}}{\rho}} \dots (2)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots (3)$$

Donde:

k= Módulo de compresibilidad.

G= Módulo de rigidez.

$\rho$ = Densidad

El tercer tipo básico de onda sísmica se llama onda superficial porque su movimiento está restringido a cerca de la superficie de la Tierra. Tales ondas corresponden a las olas del océano que no perturban el agua en profundidad. De manera similar, a medida que aumenta la profundidad debajo de la superficie del suelo, disminuyen los desplazamientos del suelo o de la roca.

#### b) Ondas Superficiales.

3. **Ondas Rayleigh:** El movimiento que provoca en el medio es similar al de las ondas oceánicas provocando que las partículas de la masa de suelo sean desplazadas vertical y horizontalmente en un plano vertical orientado en la dirección en la que viajan las ondas (ver figura 2.3 a).
4. **Ondas Love:** su movimiento es horizontal y no tiene desplazamiento vertical; el movimiento que produce es de lado a lado en un plano horizontal paralelo a la superficie de la tierra (ver figura 2.3 b).

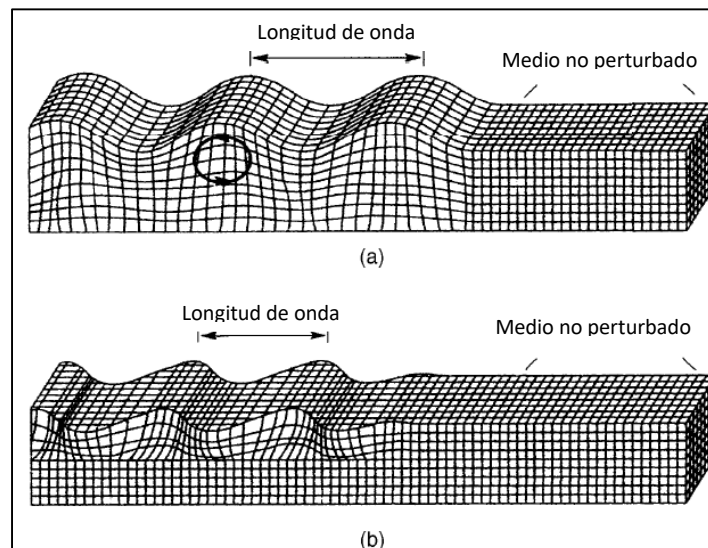


Figura 2. 3.- a) Deformación producida por las ondas Reyleigh. b) Deformación producida por las ondas Love. (Bolt, B.A., (2003). *Earthquakes. 5th ed.*, W.H. Freeman, New York).

---

A medida que las ondas sísmicas del cuerpo (las ondas P y S) se mueven a través de las capas de roca en la corteza, se reflejan o refractan en las diferentes interfaces existentes. Para complicar aún más las cosas, cada vez que uno de ellos se refleja o se refracta, parte de la energía de un tipo se convierte en ondas del otro tipo. Cuando los módulos elásticos difieren de una capa a otra, las capas actúan como filtros de onda que amplifican las ondas en algunas frecuencias y las simplifican en otras. Efectos de resonancia marcados ocurren en ciertas frecuencias. En las ondas P y S que llegan a la superficie del suelo, la mayor parte de su energía se refleja de nuevo en la corteza, de modo que la superficie se ve afectada casi simultáneamente por las ondas ascendentes y descendentes. Por esta razón, generalmente se produce una amplificación considerable de la sacudida cerca de la superficie, a veces duplicando la amplitud de las próximas olas. Esta amplificación de superficie aumenta el daño por sacudidas producido en la superficie de la Tierra.

### 3. Propiedades dinámicas de los suelos.

Las propiedades dinámicas del suelo tienen una fuerte influencia sobre la respuesta y la falla de sitio, es por eso que es importante considerar las propiedades cíclicas que tienen los suelos ya que dependen del estado de tensión en el suelo antes de la carga y de las tensiones impuestas por la carga.

La correcta evaluación y determinación de las propiedades tanto estáticas como dinámicas del suelo es una tarea difícil, debido a que la masa de suelo es una entidad compleja y tiene bastantes incertidumbres asociadas a la realización de un modelado adecuado. Es así que la investigación del suelo de un sitio es una parte esencial del proyecto. Para cualquier lugar estudiado, los datos dinámicos nunca tienen un valor único ya que existen diferentes factores que afectan sus propiedades dinámicas, esto puede deberse al método de exploración utilizado, la calidad de la perforación, el nivel de alteración del muestreo y el nivel de automatización que tenga el equipo, así como la interpretación misma de los resultados donde se requiere una cuidadosa consideración y comprensión del problema específico en cuestión.

Las principales propiedades dinámicas de los suelos que se requieren en la práctica profesional son:

- Módulo dinámico equivalente de Young, **E**
- Módulo dinámico al esfuerzo cortante, **G**
- Modulo dinámico de deformación volumétrica, **K**
- Relación de Poisson,  $\nu$
- Amortiguamiento,  $\xi$
- Propiedades esfuerzo-deformación.
- Parámetros de licuación.
- Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga.

De las propiedades mencionadas anteriormente las más importantes son la rigidez y el amortiguamiento.

Se dispone de una amplia variedad de técnicas de campo y laboratorio, cada una con diferentes ventajas y limitaciones, a continuación se mencionan las diferentes pruebas y los parámetros que se pueden obtener:

**I. Pruebas de laboratorio.**

- Prueba de columna resonante ( $V_s$ ,  $G$ ,  $\lambda$ ,  $\gamma$ ).
- Prueba triaxial cíclica. ( $\epsilon$ ,  $q$ ,  $E$ ,  $G$ ,  $T$ ,  $\gamma$ ).
- Prueba de corte simple cíclico ( $G$ ,  $\tau$ ,  $\gamma$ ,  $\zeta$ ).

**II. Pruebas de campo.**

- Prueba de refracción sísmica ( $V_s$  y  $V_p$ ).
- Prueba de sonda suspendida ( $V_s$ ).
- Pruebas sísmicas Uphole ( $V_s$  y  $V_p$ ).
- Prueba sísmica Downhole ( $V_s$ ).
- Prueba Crosshole ( $V_s$ ).
- Prueba de vibración ambiental ( $V_s$ ).
- Uso de correlaciones empíricas a partir de pruebas de penetración estándar (SPT), sondeo de cono eléctrico (CPT) y a partir de ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU).

**3.1. Módulo de rigidez (G).**

El módulo de rigidez al corte es un parámetro directo y representativo en el cálculo de esfuerzos y deformaciones que experimenta un suelo típico ante una carga cíclica simétrica, donde el resultado exhibe un ciclo de histéresis esfuerzo-deformación (ver figura 3.1), que en términos generales presenta como características importantes su inclinación y su amplitud. La inclinación del ciclo depende de la rigidez del suelo, que se puede escribir en cualquier punto durante el proceso de carga mediante el módulo tangente ( $G_{tan}$ ) el cual varía a lo largo del ciclo de carga, pero su valor promedio en todo el ciclo de histéresis puede ser aproximado por el módulo de corte secante ( $G_{sec}$ ):

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma} \dots (4)$$

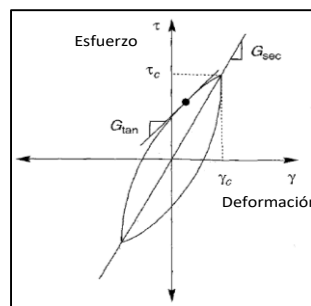


Figura 3. 1.- Ciclo de histéresis y módulos de rigidez tangente y secante. (Kramer, L. (Geotechnical Aspects of Seismic Hazards).

Donde:

$\tau$  = Esfuerzo cortante unitario.

$\gamma$  = Deformación cortante.

La respuesta de sitio está ligada principalmente por la rigidez ( $G$ ) y por el amortiguamiento ( $\zeta$ ) las cuales controlan la propagación de las ondas, mientras que la falla del terreno a su vez también se ve influenciada por la resistencia al corte. Es importante mencionar que los materiales que conforman el suelo no son lineales, en otras palabras, existe una variación de los estilos y magnitudes de deformación, esto provoca que la rigidez del suelo disminuya y que el amortiguamiento aumente al presentarse un incremento de la amplitud de tensión de corte, esta variación se expresa mediante curvas de módulo de corte (esfuerzo-deformación). Ver figura 3.2.

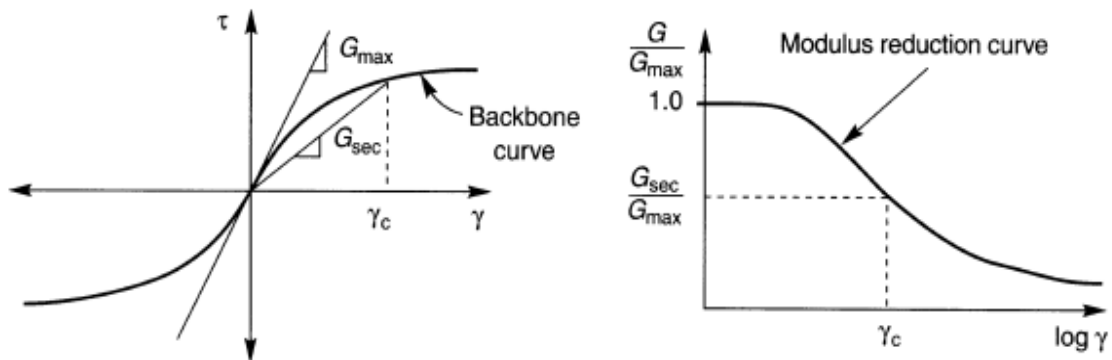


Figura 3. 2.- Relación entre las curvas de esfuerzo cortante y la deformación cortante máxima. (Kramer, L. (Geotechnical Aspects of Seismic Hazards).

Las pruebas han demostrado que la rigidez del suelo se ve influenciada por la amplitud de la deformación cíclica, la relación de vacíos, la tensión media efectiva principal, el índice de plasticidad, la relación de sobreconsolidación y el número de ciclos de carga, teniendo como ejemplo lo siguiente: a bajas amplitudes de deformación el  $G_{sec}$  es alto y disminuye al aumentar la amplitud de deformación.

La finalidad que tiene el módulo de rigidez al corte ( $G$ ) es el poder predecir desplazamientos debidos a vibraciones en cimentaciones sujetas a cargas cíclicas, provocadas durante un sismo o por las solicitaciones impuestas por maquinaria.



### 3.1.1. Módulo de rigidez, G<sub>máx</sub>.

Es posible determinar el valor de G<sub>máx</sub> "in situ", esto requiere la medición de la velocidad de ondas de corte que generalmente son obtenidas mediante pruebas geofísicas, las cuales inducen tensiones de corte aproximadamente inferiores a 3x10<sup>-4</sup>%, el valor de G<sub>máx</sub> se expresa matemáticamente como:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad \dots (5)$$

El uso de velocidades de corte en la práctica profesional es el medio más confiable para evaluar "in situ" la rigidez al corte máxima de un depósito de suelo en particular, siempre y cuando las pruebas de campo se realicen adecuadamente, así como la interpretación correcta, en especial en aquellos sitios que presenten condiciones anisotropicas donde las velocidades de onda puedan variar, así como su dirección y el movimiento de las partículas de la masa de suelo. (Roesler 1979).

En la tabla 1 se muestran las correlaciones empíricas para el cálculo de G<sub>máx</sub> entre diferentes métodos de prueba in situ.

In Situ Test	Relationship	Soil Type	References	Comments
SPT	$G_{max} = 20,000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5}$	Sand	Ohta and Goto (1976), Seed et al. (1986)	$G_{max}$ and $\sigma'_m$ in lb/ft <sup>2</sup>
	$G_{max} = 325N_{60}^{0.68}$	Sand	Imai and Tonouchi (1982)	$G_{max}$ in kips/ft <sup>2</sup>
CPT	$G_{max} = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma'_v)^{0.375}$	Quartz sand	Rix and Stokoe (1991)	$G_{max}$ , $q_c$ , and $\sigma'_v$ in kPa; Based on field tests in Italy and on calibration chamber tests
	(Figure 6.41)	Silica sand	Baldi et al. (1986)	$G_{max}$ , $q_c$ , and $\sigma'_v$ in kPa; Based on field tests in Italy
	$G_{max} = 406(q_c)^{0.695}e^{-1.130}$	Clay	Mayne and Rix (1993)	$G_{max}$ , $q_c$ , and $\sigma'_v$ in kPa; Based on field tests at worldwide sites
DMT	$G_{max} / E_d = 2.72 \pm 0.59$	Sand	Baldi et al. (1986)	Based on calibration chamber tests
	$G_{max} / E_d = 2.2 \pm 0.7$	Sand	Bellotti et al. (1986)	Based on field tests
	$G_{max} = \frac{530}{(\sigma'_v / p_u)^{0.25}} \frac{\gamma_D / \gamma_w - 1}{2.7 - \gamma_D / \gamma_w} K_p^{0.25} (p_u \sigma'_v)^{0.5}$	Sand, silt, clay	Hryciw (1990)	$G_{max}$ , $p_u$ , $\sigma'_v$ in same units; $\gamma_D$ is dilatometer-based unit weight of soil; based on field tests
PMT	$3.6 \leq \frac{G_{max}}{G_{ur,c}} \leq 4.8$	Sand	Bellotti et al. (1986)	$G_{ur,c}$ is corrected unloading-reloading modulus from cyclic PMT
	$G_{max} = \frac{1.68}{\alpha_p} G_{ur}$	Sand	Byrne et al. (1991)	$G_{ur}$ is secant modulus of unloading-reloading portion of PMG; $\alpha_p$ is factor that depends on unloading-reloading stress conditions; based on theory and field test data

Tabla 1.- Correlaciones empíricas para el cálculo de G<sub>máx</sub> entre diferentes métodos de prueba in situ (Kramer L.,(1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, USA, pp 235).



### 3.2. Relación de amortiguamiento ( $\xi$ ).

Como se mencionó anteriormente, esta propiedad es muy importante ya que el amortiguamiento se utiliza para la caracterización del sitio y evaluar su capacidad de disipar energía. La amortiguación relaciona una serie de procesos posibles y depende de factores como:

- Amplitud de vibración.
- Tipo de material.
- Periodos fundamentales de vibración del suelo.
- Formas y modos de vibración.

Un factor importante es la forma en que se transmite la energía sísmica a través del subsuelo. Se sabe que existen dos tipos de amortiguamiento, asociados a la pérdida de energía y la viscosidad intergranular del material, los cuales se describen a continuación:

- 1) Amortiguamiento histérico: Presenta pérdida de energía por el desplazamiento entre el contacto y reacomodo de partículas.
- 2) Amortiguamiento viscoso: Asociado a la pérdida de viscosidad debido al movimiento entre la parte líquida y sólida del suelo.

Con la finalidad de dejar más claro la definición de amortiguamiento, de acuerdo con la ley de Hooke, supongamos que tenemos un sistema masa-resorte suspendido verticalmente de un soporte rígido, como se muestra en la figura 3.3, donde la deformación que sufre el resorte depende de la cantidad de masa que está unida al extremo libre del mismo. Sabemos por la Ley de Hooke el resorte ejerce una fuerza restauradora  $F$  en sentido contrario a la deformación y proporcional a la cantidad de elongación  $x$ , expresándose de la siguiente forma  $F = kx$ , donde  $k$  es una constante de proporcionalidad conocida como coeficiente de elasticidad del resorte y se refiere a la cantidad de fuerza que se necesita para que el resorte se deforme una cierta cantidad.

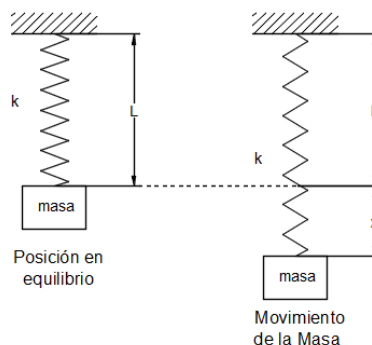


Figura 3. 3.- Sistema masa resorte. (Cornejo, M. (2016). Sistema masa resorte con movimiento libre amortiguado, Tecnológico nacional de México).

Ahora bien, si relacionamos la segunda Ley de Newton que establece que el balance de fuerzas en un sistema es igual a la masa por la aceleración y suponiendo que no existe el amortiguamiento y no se ejercen fuerzas externas sobre el sistema, por un análisis dinámico de la masa dentro del sistema, se tiene la siguiente ecuación.

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = -kx \quad \dots (6)$$

La ecuación (6) representa el movimiento armónico libre, donde el sistema se encuentra en ambiente ideal y no existen fuerzas retardadoras externas actuando sobre la masa, provocando un movimiento perpetuo del sistema (sistema armónico simple). Pero este modelo es poco usado, puesto que en la realidad la mayor parte de los sistemas de ingeniería encuentran al menos una fuerza retardadora actuando sobre la masa, como se muestra en la figura 3.4. En consecuencia, la energía mecánica del sistema disminuye con el tiempo y por lo tanto se dice que el movimiento es amortiguado.

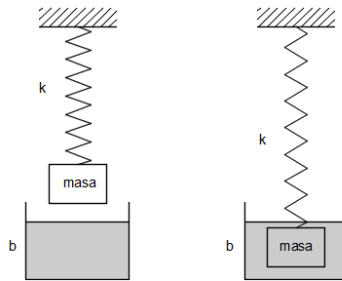


Figura 3. 4.- Dispositivo amortiguador. (Cornejo, M. (2016). Sistema masa resorte con movimiento libre amortiguado, Tecnológico nacional de México).

La ecuación del movimiento para un sistema de un solo grado de libertad es representada por la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema libre (7) y el factor de amortiguamiento  $\zeta$  se define por la ecuación (8).

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad \dots (7)$$

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad \dots (8)$$

Donde:

m= Masa del sistema.

c= Coeficiente de amortiguamiento del sistema (mide la energía disipada en un ciclo de vibración forzada)

k= rigidez del sistema.

x= Desplazamiento.

$\frac{dx}{dt} = \dot{x}$  = Velocidad.

$\frac{d^2x}{dt^2} = \ddot{x}$  = Aceleración.

$c_c$ =Amortiguamiento crítico ( $c_c = 2m\omega = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n}$ )

$\xi$ = Razón de amortiguamiento crítico.

A partir de la ecuación (7) es posible obtener las siguientes ecuaciones relacionando el grado de oscilación por unidad de tiempo o frecuencia circular del modo de vibrar  $\omega$  y el coeficiente de amortiguamiento  $\lambda$ , a través de una solución cuadrática al sistema se tiene:

$$r_1 = -\frac{c}{2m} + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \left(\frac{k}{m}\right)} = -\lambda + \sqrt{\lambda^2 - \omega^2} \dots (9)$$

$$r_2 = -\frac{c}{2m} - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \left(\frac{K}{m}\right)} = -\lambda - \sqrt{\lambda^2 - \omega^2} \dots (10)$$

A partir de las ecuaciones (9) y (10) se pueden distinguir tres casos posibles de soluciones dependiendo de la relación  $\lambda^2 - \omega^2$ :

El coeficiente de amortiguamiento determina el comportamiento del sistema, pudiendo ser:

**Caso 1:** Sistema Sobreamortiguado (aperiódico)  $\lambda^2 - \omega^2 > 0$ : En este sistema se vuelve al equilibrio sin oscilar, volviendo a este punto lentamente, debido a que el coeficiente de amortiguamiento es mayor al coeficiente de elasticidad del resorte k. La solución correspondiente a este problema está dada en la ecuación (11).

$$X = -\frac{V_o}{\omega} e^{-\omega t} \dots (11)$$

En la figura 3.5 se muestra la gráfica para este movimiento.

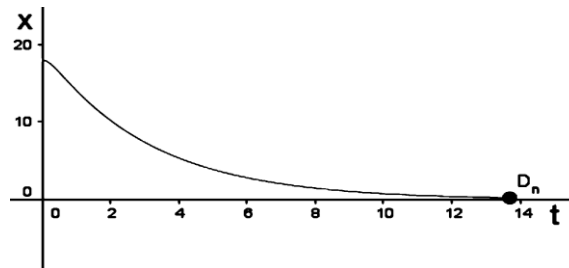


Figura 3. 5.- Movimiento de un sistema sobreamortiguado. (Cornejo, M. (2016). Sistema masa resorte con movimiento libre amortiguado, Tecnológico nacional de México).

**Caso 2:** Sistema críticamente amortiguado,  $\lambda^2 - \omega^2 = 0$ . Se encuentra en un estado elástico, ósea, que cualquier variación en la fuerza de amortiguamiento del sistema pasaría a ser sobreamortiguado o subamortiguado. La solución y la gráfica son similares al sistema sobreamortiguado.

**Caso 3:** Sistema subamortiguado,  $\lambda^2 - \omega^2 < 0$ . En el caso de un sistema subamortiguado el coeficiente de amortiguamiento es más pequeño que el de elasticidad del resorte, lo que permite liberar la masa y que ésta tenga un movimiento oscilatorio hasta que regrese a su posición de equilibrio. La solución general a este sistema está dada por la siguiente ecuación:

$$X = e^{-\zeta\omega t} \left\{ Z_o \cos \omega_a t + \frac{V_o + Z_o \zeta \omega}{\omega_a} \sin \omega_a t \right\} \dots (12)$$

De acuerdo con algunas investigaciones realizadas al respecto se puede concluir lo siguiente:

“A mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento (Seed e Idriss, 1970).”

“El amortiguamiento disminuye por influencia con el esfuerzo efectivo principal, con la edad geológica, con la cementación del material, con el índice de plasticidad, además que incrementa con la deformación angular (León et al. 1974)”

#### 4. Efectos de sitio.

A medida que las ondas sísmicas viajan desde su punto de origen (foco o hipocentro) hasta el sitio donde se ubican obras de ingeniería, provocan alteraciones en sus características, debido a una dispersión en las interfaces geológicas y la amortiguación. En otras palabras, estos cambios pueden ser: efectos de la distancia y trayectoria del viaje. Es así como las condiciones locales del subsuelo pueden afectar significativamente la amplitud de los movimientos en el terreno, esto es conocido como los efectos del sitio. Así mismo es importante considerar la topografía del sitio y la no linealidad en la respuesta del suelo ya que son factores que influyen en el movimiento del suelo.

Structure	Influencing factors	Effect	Quantitative	Predictability
Surface topography	Sensitive to shape ratio, largest for ratio between 0.2 and 0.6.	Amplification at top of structure, rapid changes in amplitude phase along slopes.	Ranges up to a factor of 30 but generally about 2 to 20.	Poor: generally under-predict size; may be due to ridge-ridge interaction and three-dimensional effects.
Shallow and wide (depth/width <0.25) sediment-filled valleys	Effects most pronounced near edges; largely vertically propagating shear waves away from edges.	Broadband amplification near edges due to generation of surface waves.	One-dimensional models may under-predict at higher frequencies by about 2 near edges.	Good: away from edges one dimension works well, near edges extend one dimension to higher frequencies.
Deep and narrow (depth/width >0.25) sediment-filled valleys	Effects throughout valley width.	Broadband amplification across valley due to whole valley modes.	One-dimensional models may under-predict for a wide bandwidth by about 2 to 4; resonant frequencies shifted from one-dimensional analysis.	Fair: given detailed description of vertical and lateral changes in material properties.

Tabla 2.- Efectos de topografía e irregularidades de superficie (Silva, 1998).

Las características que presenta el sitio afectan a la frecuencia y la duración de los movimientos terrestres del terreno, por ejemplo las estructuras cimentadas en roca se someterán a movimientos de corto periodo (alta frecuencia), mientras que los sitios blandos darán como resultado una excitación de mayor duración (baja frecuencia). La relación entre el periodo de sitio y el del edificio es muy importante para estimar los efectos de amplificación. Esto se conoce como "efecto de resonancia del sitio". La resonancia es un fenómeno dependiente de la frecuencia. El período de sitio  $T_s$  para una sola capa uniforme de suelo en el lecho de roca puede estimarse a partir de la relación:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \dots (13)$$

Donde:

$T_s$ = Período de vibración del suelo, (s).

$H$ = Profundidad del estrato de suelo compresible, (m).

$V_s$ = Velocidad de propagación de la onda de corte, (m/s).

La respuesta del sitio ante los sismos depende de la amplitud y la duración del movimiento telúrico. Para causar inelasticidad en el suelo se necesita un movimiento de gran amplitud.

El centro de la Ciudad de México está parcialmente ubicado sobre las suaves arcillas lacustres que se extienden hacia abajo 50 m o más. Más al oeste, los depósitos de arcilla se adelgazan y se reemplazan gradualmente por materiales granulares y de roca de origen volcánico. La Figura 4.1 ilustra cómo las aceleraciones espectrales en el sitio de la SCT, que recubren aproximadamente 38 m de arcilla, son significativamente más grandes que en el sitio de la UNAM, que se ubicó en roca basáltica y suelo duro. El contenido de frecuencia también es claramente diferente. Mientras que la energía espectral se concentra alrededor de un período de 2 segundos en el sitio de la SCT, el espectro de la UNAM es mucho más amplio. Se produjeron daños severos en los edificios cuando el espesor de la arcilla superó los 40 m y el período natural del depósito de suelo coincidió con el de la estructura [Stone et al., 1987].

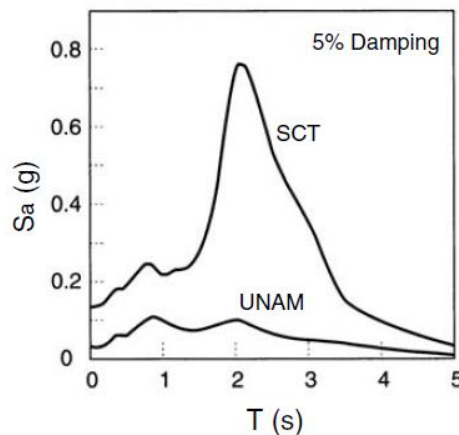


Figura 4. 1.- Aceleración espectral en la SCT y en UNAM durante el sismo de 1985. (Romo, M. (1986). *Analytical Modeling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of September 19, 1985*. ASCE, New York).

De acuerdo con lo anterior, los aspectos significativos de las propiedades de suelo que influyen en la interacción suelo estructura son: El mecanismo de transferencia de energía de los sismos en la masa de suelo, la velocidad de propagación de las ondas sísmicas (longitudinales y cortantes), la aplicabilidad de la ley de Hook, la reducción del esfuerzo permisible del suelo y los parámetros dinámicos.

Considerando aquellos lugares donde existe un hundimiento muy dramático tal y como sucede en la ciudad de México, en términos de respuesta sísmica se puede presentar el siguiente comportamiento:

- La afectación a las propiedades dinámicas del suelo.
- Cambios en la velocidad de ondas de corte el cual está asociado al cambio de espesor de suelo compresible.
- El periodo dominante y la respuesta dinámica del suelo pueden tener cambios importantes durante la vida útil de las estructuras.
- Los cambios en las propiedades dinámicas del suelo generan respuestas sísmicas mayores para sitios con periodo dominante ( $T_s$ ) superior a 2s.
- En el futuro, algunas estructuras del valle de México podrían estar en peligro debido a los cambios en las propiedades dinámicas del suelo y en su respuesta.

#### 4.1. Cambio en el espesor compresible del depósito (H).

De acuerdo con el Dr. Aguilar, el cambio las propiedades dinámicas y geométricas del suelo en función del tiempo, se asocian al fenómeno de hundimiento regional de la ciudad de México. A partir de la construcción de espectros de sitio y de diseño evolutivos con el tiempo se muestra como el fenómeno produce cambios en su respuesta estructural.

Con base en registros de nivelaciones efectuadas durante las últimas décadas y considerando que los sistemas de extracción de agua permanecen operando bajo condiciones similares a las actuales en los próximos años obteniendo correlaciones entre el espesor compresible y la velocidad de hundimiento se puede observar en la figura 4.2 la tendencia del comportamiento del suelo.

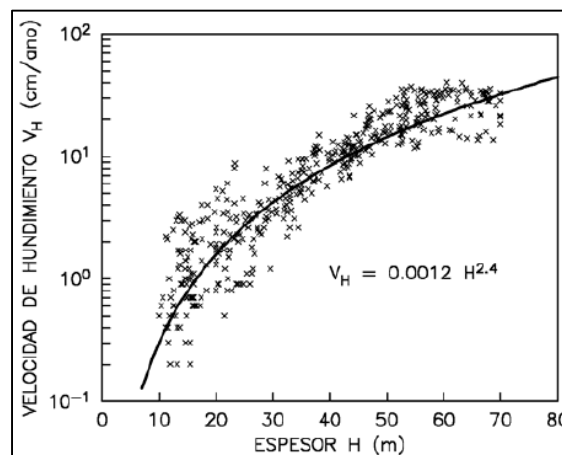


Figura 4. 2.- Correlación entre espesor compresible y velocidad de hundimiento (Aguilar, R., Cambios en los espectros de diseño del Valle de México debidos al hundimiento regional).

---

La expresión con la que concluye, relaciona la tendencia de la velocidad de hundimiento regional ( $V_H$ ) con el espesor del depósito de suelo compresible ( $H$ ), esta se define como;

$$V_H = 0.0012 H^{2.4} \dots (14)$$

Conviene mencionar que la velocidad de deformación determinada a partir del hundimiento registrado también está en función de las edificaciones que se tenga en la zona lo cual está ligado al plan de desarrollo urbano de cada delegación, en el cual se limita a cierto número de niveles en las edificaciones así como su uso, esto implica que existan estructuras que transmitan cargas de mayor magnitud que otras en diferentes zonas de la ciudad de México, influyendo a la vez en el comportamiento futuro que tendrá el suelo ante un evento sísmico.

#### **4.2. Cambio en las velocidades de propagación de ondas de corte.**

Como producto del hundimiento regional y la consecuente disminución del espesor del suelo compresible, se produce un cambio en la estructura del depósito que se traduce en un incremento de su rigidez. Ello a su vez genera una alteración en la velocidad de propagación de ondas en el suelo. Resulta particularmente importante observar estos cambios en la velocidad de propagación de ondas de corte para estimar la respuesta dinámica del depósito.

Se considera que si la rigidez ( $G$ ) crece en función del tiempo, la magnitud de la velocidad de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ) también se incrementa. Se destaca que el aumento de la velocidad se ve atenuado por el ligero crecimiento esperado de la densidad del suelo ( $\rho$ ):

$$V_s = \left(\frac{G}{\rho}\right)^{1/2} \dots (15)$$

Por tanto, si la rigidez crece en función del tiempo, la magnitud de la velocidad de propagación de ondas de corte también se incrementa. Se destaca que el aumento de la velocidad se ve atenuado por el ligero crecimiento esperado de la densidad del suelo.

Con base en análisis congruentes de la respuesta dinámica del suelo del valle de México, se establece que la velocidad de propagación de ondas de corte media se incrementa en función del tiempo con una tasa inferior al 1% anual. (Aguilar R. Efectos del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo).

### 4.3. Cambio en el periodo fundamental de vibración del suelo.

En cuanto al periodo de vibración se refiere, está asociado con el espesor del depósito y con la velocidad de onda de corte tal como se puede observar en la ecuación (13). A partir de la cual se establece que, al disminuir el espesor compresible del depósito y aumentar la velocidad de propagación de ondas de corte con el tiempo, generan una disminución en el periodo dominante del suelo.

A partir de las consideraciones expuestas en relación con la evolución que manifiesta la velocidad de propagación de ondas de corte y, las tendencias del hundimiento regional establecidas en el valle de México, se ha estimado la variación que se espera en el periodo dominante de vibración (Ver figura 4.3)

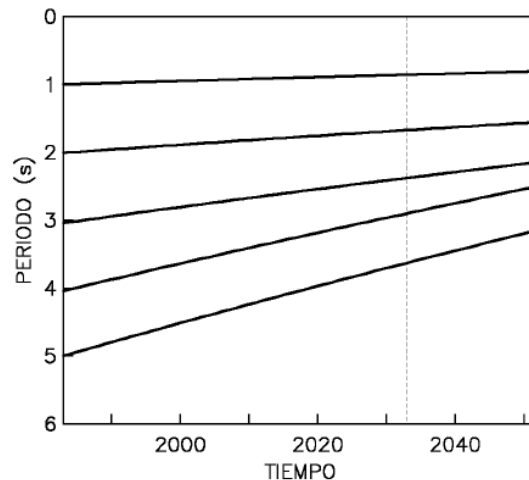


Figura 4. 3.- Correlación entre espesor compresible y velocidad de hundimiento (Aguilar, R., Cambios en los espectros de diseño del Valle de México debidos al hundimiento regional).

Vale la pena comentar que la respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el periodo de vibración del subsuelo asociado a las ondas sísmicas y su periodo de vibración. En la medida en que los dos periodos igualen sus valores y su relación se acerque a la unidad, la edificación entrará en resonancia, aumentando significativamente las deformaciones y aceleraciones de la edificación y en consecuencia, los esfuerzos en sus elementos estructurales



## 5. Espectros de sitio.

Para una adecuada comprensión de los diferentes aspectos del diseño de cimientos y estructuras de suelo sometidos a cargas dinámicas, es necesario estar familiarizado con los conceptos teóricos simples de las vibraciones armónicas.

A continuación, se describen algunos conceptos básicos:

- **Período:** Es definido como el tiempo transcurrido de un movimiento que se repite en intervalos de tiempo iguales (movimiento periódico),
- **Ciclo:** Es el movimiento completo durante un período.
- **Frecuencia:** La cantidad de ciclos de movimiento en una unidad de tiempo se denomina frecuencia de vibraciones.
- **Frecuencia natural:** Si es un sistema elástico bajo la acción de fuerzas inherentes al sistema y en ausencia de cualquier fuerza aplicada externamente, la frecuencia con la que vibra es su frecuencia natural.
- **Vibraciones forzadas:** Las vibraciones que ocurren bajo la excitación de fuerzas externas se denominan vibraciones forzadas. Las vibraciones forzadas ocurren a la frecuencia de la fuerza excitante.
- **Resonancia:** Si la frecuencia de excitación coincide con cualquiera de las frecuencias naturales del sistema, se dice que se produce resonancia. Las amplitudes de movimiento pueden ser excesivas en la resonancia. Por lo tanto, la determinación de las frecuencias naturales de un sistema es importante.
- **Principales modos de vibración:** Un sistema con  $n$  grados de libertad vibra de una manera tan compleja que la amplitud y las frecuencias no parecen seguir ningún patrón definido. Aun así, entre tales movimientos desordenados, hay algunos tipos especiales de movimientos simples y ordenados llamados modos principales de vibración; en un modo principal, cada punto en el sistema vibra con la misma frecuencia.

Con relación a los movimientos vibratorios, se presentan de diferentes formas dependiendo de la carga dinámica a la que estén sometidos tanto los suelos como las estructuras, de tal forma que es posible dividirlos en dos categorías: Movimiento periódico; que son aquellos los que se repiten regularmente en intervalos de tiempo y movimiento aperiódico (ver figura 5.1).

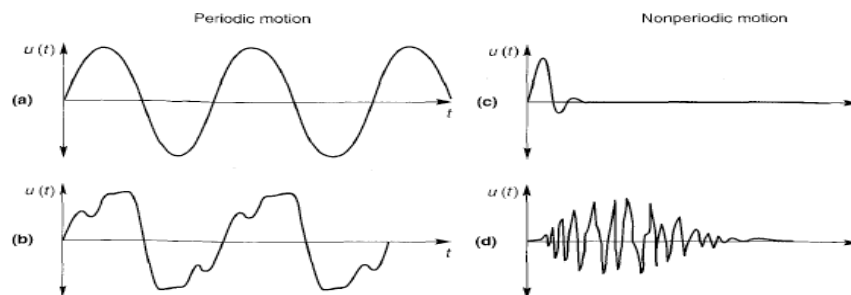


Figura 5. 1.- Movimiento periódico y no periódico: a) Movimiento armónico simple; b) Movimiento periódico general; c) Movimientos transitorios (fuerzas de impacto); d) Movimiento transitorio (movimiento telúrico) (Kramer L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, USA, pp 528)

Lo anterior puede ser representado por movimientos senoidales y frecuencias constantes, hay tres características cuantitativas importantes que definen este movimiento: Amplitud, Frecuencia y periodo. El movimiento armónico simple puede estar descrito en diferentes formas, de las cuales dos son las más usuales: la notación trigonométrica y la notación compleja, las dos notaciones son equivalentes y son las más utilizadas en el estudio de problemas de Ingeniería Sísmica.

La forma más simple de representar el movimiento armónico es mediante la siguiente ecuación:

$$x = A \sin \omega t \dots (16)$$

Donde:

$\omega$  = representa la frecuencia circular (rad/s), la cual podemos representar considerando el movimiento del vector rotacional de longitud A (ver figura 5.2).

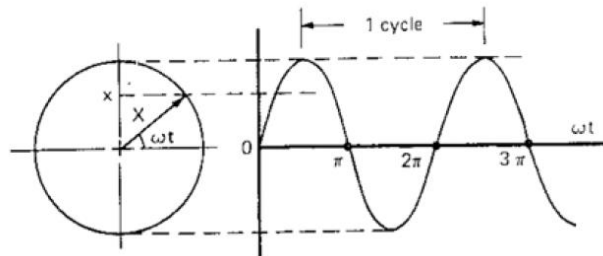


Figura 5. 2.- Vector rotacional representando al movimiento armónico simple (Prakash, S. (1981). Soil Dynamics, pp. 13).

$x$  = La proyección en un diámetro vertical de un vector giratorio de longitud A, mientras se mueve alrededor de un círculo con un ángulo constante del vector giratorio de longitud A, mientras se mueve alrededor de un círculo con velocidad angular constante  $\omega$  (como se muestra en la figura 5.2). Como la función se repite  $2\pi$  se complete un ciclo de movimiento cuando:

$$\omega T = 2\pi \dots (17a)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \dots (17b)$$

Y la frecuencia o vibración natural ( $f$ ) expresa el número de ciclos dentro de un periodo particular de tipo, resulta:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \dots (18)$$

Donde:

$T$  = Periodo de tiempo del movimiento.

En este sentido para determinar la velocidad y aceleración del movimiento, se muestran las siguientes ecuaciones con respecto al tiempo:

$$\text{Desplazamiento: } = x = u = A \sin(\omega t) \dots (19)$$

$$\text{Velocidad: } = \dot{x} = \dot{u} = \omega A \cos(\omega t) = \omega A \sin\left(\omega t + \frac{\pi}{2}\right) \dots (20)$$

$$\text{Aceleración: } = \ddot{x} = \ddot{u} = -\omega^2 A \sin(\omega t) = \omega^2 A \sin(\omega t + \pi) \dots (21)$$

En la figura 5.3 se muestra la representación gráfica del desplazamiento, velocidad y aceleración, también puede ser representada en términos de 3 vectores con una velocidad angular  $\omega$  con dirección contrario a las manecillas del reloj.

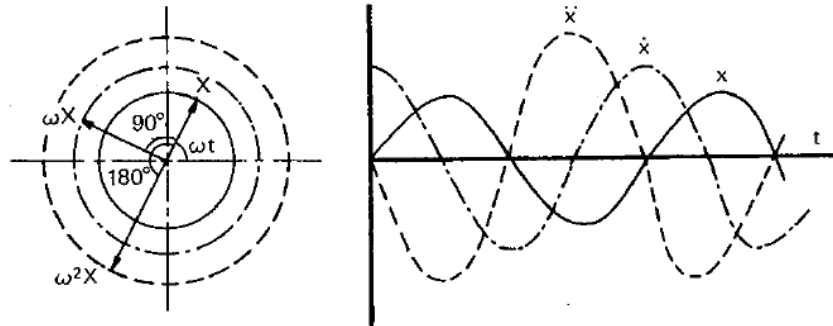


Figura 5. 3.- representación vectorial del desplazamiento, la velocidad y la aceleración (Prakash, S. (1981). *Soil Dynamics*, pp. 13).

En este orden de ideas, el análisis en la respuesta de las estructuras al movimiento del terreno causado por un sismo es una aplicación directa de la dinámica de suelos, ya que la respuesta está en función del tiempo. Es importante conocer los procedimientos para determinar la respuesta máxima de desplazamientos, velocidades y aceleraciones que puede presentar el sistema, obtenidos directamente de los espectros de respuesta, posteriormente conduce a un espectro de diseño que es usado para diseñar nuevas estructuras y que tengan un nivel de seguridad óptimo contra sismos futuros.

La forma de los espectros está influenciada por ciertos factores (Aceleración, velocidad y desplazamiento), que son similares a los que afectan al terreno durante un sismo:

- Magnitud,
- Mecanismo y características de la fuente.
- Distancia desde la fuente de liberación de energía,
- Recorrido de la onda,
- Geología local y condiciones de sitio.

## 5.1. Espectros de respuesta y espectros de diseño.

### 5.1.1. Espectros de respuesta.

El espectro de respuesta es un medio práctico para caracterizar los movimientos del terreno y sus efectos sobre las estructuras, proporcionando un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de un grado de libertad a un componente particular del movimiento del terreno. A su vez también brinda un enfoque práctico para la aplicación del conocimiento de la dinámica estructural al diseño de estructuras.

De una manera conceptual, para la construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad con variación en los periodos de vibración,  $T$ , y con igual factor de amortiguamiento,  $\zeta$  (ver Figura 5.4). Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones,  $\ddot{u}_o$ , cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse gráficamente. Otorgando información de las aceleraciones, desplazamientos y velocidades máximas del terreno.

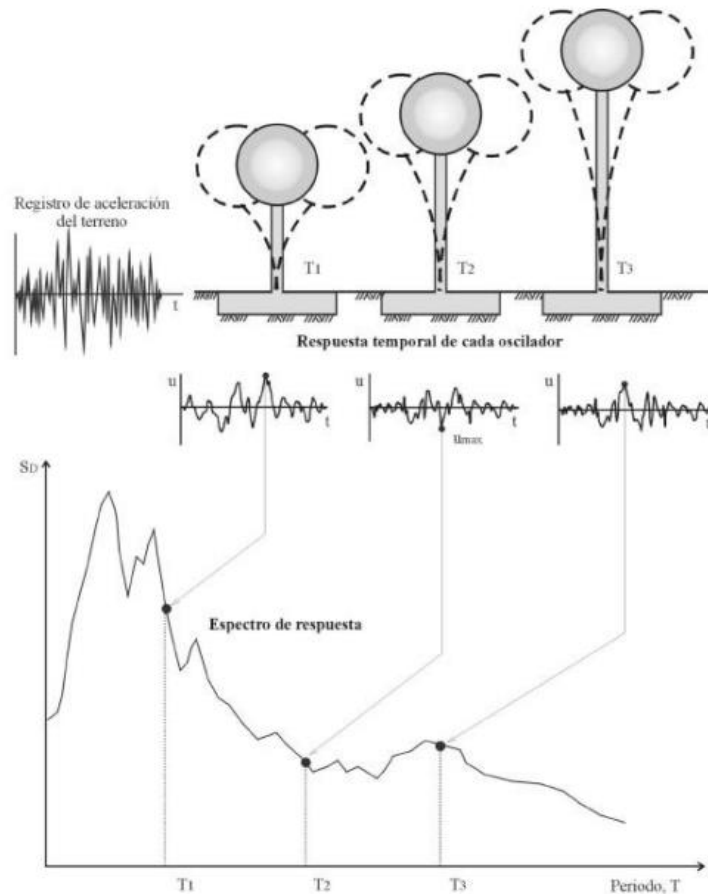


Figura 5. 4.- Gráfico indicativo de un espectro de respuesta. (Villafane, F. (2002), *Espectros de respuesta y de diseño*).

---

De acuerdo con Chopra, la gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta como una función del periodo de vibración natural ( $T_n$ ) del sistema, o de un parámetro relacionado, como la frecuencia circular ( $\omega_n$ ) o la frecuencia cíclica ( $f_n$ ) se denomina espectro de respuesta para dicha cantidad. Cada una de estas gráficas es para los sistemas de un grado de libertad que tienen una fracción de amortiguamiento ( $\zeta$ ) fijo y es necesario incluir varias de dichas gráficas para diferentes valores de ( $\zeta$ ) a fin de cubrir el intervalo de valores de amortiguamiento en las estructuras reales.

Es posible definir una variedad de espectros de respuesta en función de la cantidad de respuesta que se gráfica. Considere las siguientes respuestas máximas:

$$u_o(T_n, \zeta) = \text{máx } |u(t, T_n, \zeta)|$$

$$\dot{u}_o(T_n, \zeta) = \text{máx } |\dot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

$$\ddot{u}_o(T_n, \zeta) = \text{máx } |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

El espectro de respuesta de deformación es una gráfica de  $u_o$  contra  $T_n$  para un  $\zeta$  fijo. Una gráfica similar para  $\dot{u}_o$  es el espectro de respuesta de velocidad relativa, y para  $\ddot{u}_o$  es el espectro de respuesta de aceleración.

### 5.1.2. Espectros de diseño.

Es un gráfico suavizado del nivel de fuerza o deformación como una función del periodo natural de vibración y el amortiguamiento. Siendo la envolvente de dos o más espectros de respuesta, adicionalmente el espectro de diseño para las normativas no se cuenta con registros medidos, se utilizan métodos probabilísticos de estudio de amenaza sísmica o en otras palabras, los espectros de diseño incluyen ciertas características que son definidas por las normativas incluyendo valores conservadores de las acciones de diseño, protegiendo contra efectos adversos que sean más susceptibles a presentarse.

Desde el punto de vista de ingeniería estructural, el espectro de diseño es una descripción de las fuerzas o desplazamientos de diseño sísmico para una estructura que tienen un cierto periodo fundamental de vibración y amortiguación estructural.

Los espectros de diseño se proporcionan en los códigos como curvas espectrales normalizadas; por lo tanto, los espectros de diseño para un sitio dado se calculan multiplicando las formas espectrales por factores de zona obtenidos de mapas de contorno. Las aceleraciones máximas efectivas a veces se usan para escalar los espectros normalizados. De hecho, la forma espectral fija generalmente se presenta como normalizada a 1.0 g de aceleración en el suelo, que es la aceleración de la respuesta en el período cero. Los espectros se pueden presentar en varios formatos, como ordenadas espectrales (aceleración, velocidad y desplazamientos) en función del período, gráficos tripartitos y aceleración espectral en función del desplazamiento espectral. La última forma se denomina "espectro compuesto" y se emplea en el método de evaluación del espectro de capacidad (Fajfar, 1998; Freeman, 1998; Chopra y Goel, 1999).

Los parámetros a tomar en cuenta para la construcción adecuada del espectro de diseño deben seleccionarse considerando los factores que influyen en el movimiento del terreno basados en la magnitud del sismo ( $u_o$ ,  $\dot{u}_o$  y  $\ddot{u}_o$ ), distancia a la falla, mecanismo de falla y las condiciones de sitio que puedan afectar la trayectoria de la onda sísmica.

En la figura 5.5 se puede observar un ejemplo de espectro de diseño de pseudo-aceleración para movimiento de terreno con aceleraciones igual a  $1g$  y diferentes relaciones de amortiguamiento del sitio. Como resultado se observa que entre más amortiguamiento tenga el terreno del sitio la aceleración del mismo se ve afectada disminuyendo su magnitud.

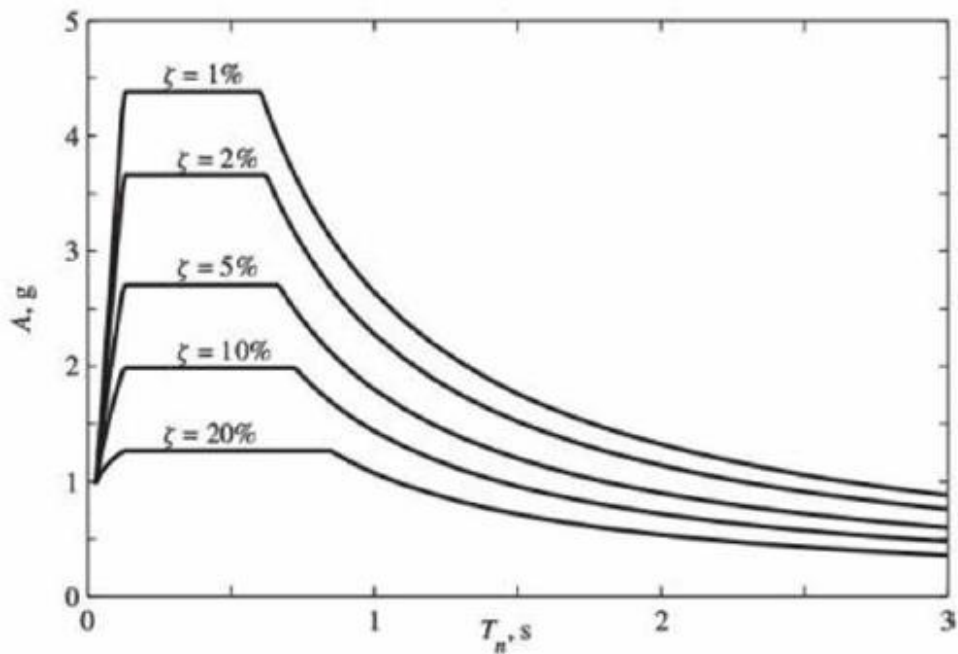


Figura 5. 5.- Espectro de diseño de pseudo-aceleración para movimientos  $u_o=1g$  y  $\zeta=1,2,5,10$  y  $20\%$ . (Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras 4ta edición, pp. 238)

### 5.1.3. Comparación entre los espectros de respuesta y de diseño.

Como se mencionó anteriormente el espectro de diseño es la envolvente de los espectros de respuesta. Básicamente la diferencia que existe en relación a dichos espectros es que en el de respuesta representa la respuesta máxima de los sistemas de un grado de libertad posibles para determinado sitio mientras que el de diseño expone el nivel de fuerza o deformación en su caso, lo cual está en función del  $T_s$  y el  $\zeta$ . En la figura 5.6 se muestran las características que presenta un espectro de diseño en función del sismo y su distancia.

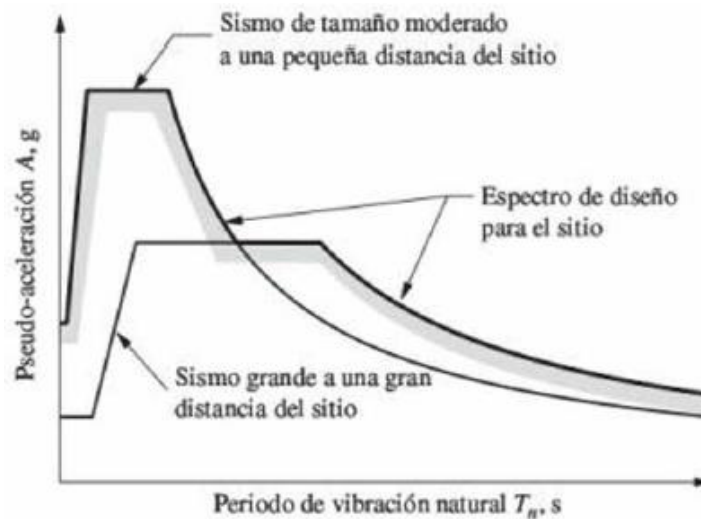


Figura 5. 6.- Espectro de diseño. Envolvente de los espectros de respuesta para sismos que se originan en dos fallas diferentes (Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras 4ta edición*, pp. 241).

### 5.2. Metodologías para la obtención de espectros de diseño.

Actualmente en la práctica de la ingeniería en México se reconoce la gran variabilidad de la fuerza sísmica y que en consecuencia también la intensidad con que pueden afectar las construcciones. En este orden de ideas los espectros de diseño a lo largo de todo el territorio son muy diversos y la construcción de los mismos inicia con parámetros que se relacionan con el peligro sísmico, que está en función de la aceleración máxima en los diferentes tipos de suelos.

En resumen la construcción de un espectro de diseño sísmico se realiza con la siguiente secuencia:

- 1) Se determinará la aceleración.
- 2) Se determinará la aceleración máxima en roca localizando el sitio en un programa de cómputo.
- 3) Se obtendrá el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas.
- 4) Se caracterizará el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
- 5) Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento lineal, estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.

- 6) Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento no lineal, estos son el factor no lineal y factor de velocidad.
- 7) Se calculará la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.
- 8) Se calculará el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.
- 9) Se determinarán los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad
- 10) Se calculará el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5% .Se procederá con la construcción del espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno. (Pérez Rocha, Mena Hernández y Avilés, *Espectros de diseño sísmico para el territorio Mexicano*).

### 5.2.1. Espectros de diseño de acuerdo con el MDOC-DS de CFE.

Actualmente se han tenido avances en materia de sismicidad y sismología como también en el avance tecnológico y computacional, automatizando procesos, además de la posibilidad realizar cálculos más complejos con una mayor cantidad de información. De acuerdo con lo anterior, en la versión de 1993 del manual de diseño de obras civiles para diseño por sismo (MDOC-DS) de la CFE el territorio mexicano estaba dividido en cuatro zonas (ver figura 5.7) y tres tipos de terrenos los cuales estaban en función del  $T_s$  y la  $V_s$ , aunado a lo anterior se contaba con tablas que relacionan el tipo de terreno con parámetros dinámicos. Lo anterior se modificó para las versiones del 2008 y del 2015.

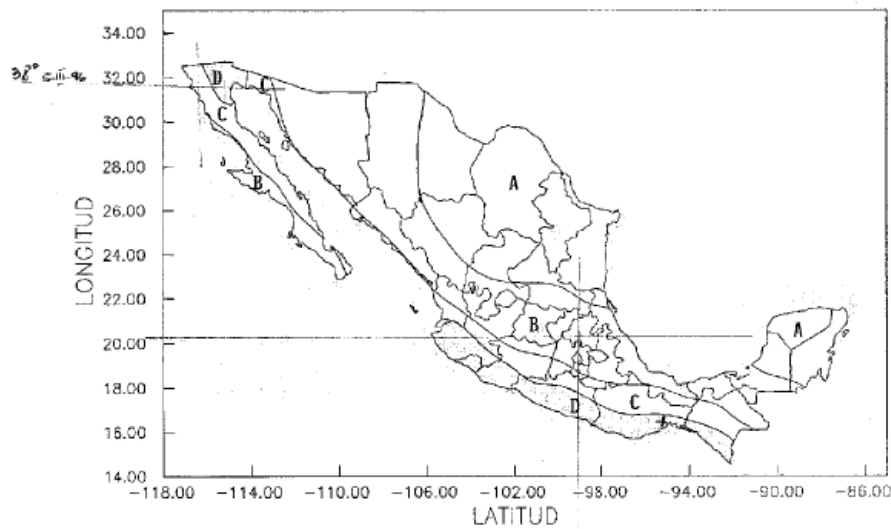


Figura 5. 7.- Regionalización sísmica de la República Mexicana (Manual de diseño de obras civiles para diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad, 1993).

En cuanto a los espectros de diseño en las nuevas versiones, tienden a ajustarse a las condiciones del terreno a lo largo de la República Mexicana, pero se trata únicamente de espectros elásticos de respuesta sísmica que carecen de cualquier tipo de reducciones, por lo que se tienen que considerar tres diferentes tipos de estructuras de acuerdo al manual; A+, A y B.



- 
- **A+**: Estructuras muy importantes que requieren un grado de seguridad extrema (zonas de alta sismicidad)
  - **A**: Estructuras de gran importancia que requieren un grado de seguridad alto las cuales se dividen en dos clases:  
Clase 1: Pertenecen a la CFE o están relacionadas con el sector industrial o energético.  
Clase 2: Estructuras no relacionadas con la CFE o con el sector energético o industrial.
  - **B**: Estructuras en función del tamaño de construcción y requieren un grado de seguridad convencional:  
Clase 1:  $H > 13 \text{ m}$  o  $Ac > 400 \text{ m}^2$   
Clase 2:  $H \leq 13 \text{ m}$  y  $Ac \leq 400 \text{ m}^2$

Los factores que toman en cuenta las condiciones del terreno distintas al peligro sísmico son los siguientes:

- Factores de terreno rocoso:
  - 1) Aceleración máxima del terreno en roca (PRODISIS).
  - 2) Factor de distancia de sitio (En función de la intensidad y aceleración).
- Factores de comportamiento lineal:
  - 3) Factor de sitio (coeficiente en función de la aceleración máxima en la superficie del terreno a partir de la aceleración máxima en roca).
  - 4) Factor de respuesta (Respuesta espectral máxima en roca a partir de la aceleración máxima del suelo).
- Factores de comportamiento no lineal:
  - 5) Reducción de la velocidad efectiva (Propagación de ondas).
  - 6) Incremento en el amortiguamiento  $\beta$ .

### 5.2.1.1. PRODISIS

De acuerdo al Manual de Usuario del programa PRODISIS V 2.0, la construcción de un espectro de diseño para un sitio a partir de sus coordenadas geográficas definidas y desarrollado bajo un enfoque probabilista se realiza de la siguiente manera.

- 1) Se determinará la aceleración máxima en roca localizando el sitio en el programa de cómputo PRODISIS e indicando la importancia estructural (estructuras del grupo B, A o A+).
- 2) Se obtendrá el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas.
- 3) Se caracterizará el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
- 4) Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento lineal. Estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.
- 5) Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento no lineal. Estos son el factor no lineal y factor de velocidad.
- 6) Se calculará la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.
- 7) Se calculará el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.
- 8) Se determinarán los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad.
- 9) Se calculará el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5%.
- 10) Se procederá con la construcción del espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno.

En cuanto al espectro de diseño transparente se obtiene con la siguiente ecuación.

$$S_a(T_e, \beta) = \begin{cases} a_0 + [c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle - a_0] \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r p_c\langle T_e \rangle \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad \dots(22)$$

Donde:

$a_0$ = Es la aceleración máxima del terreno (cm/s<sup>2</sup>)

$c$ = Es la aceleración máxima espectral (cm/s<sup>2</sup>)

$T_a$ = Es el límite inferior de la meseta de espectro de diseño (s)

$T_b$ = Es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (s)

$T_c$ = Es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno (s)

$T_e$  = Es el periodo estructural en la dirección del análisis (s)

$\beta(T_e, \zeta_e)$  = Es el factor de amortiguamiento. Para un amortiguamiento estructural  $\zeta_e = 5\%$ , el valor de  $\beta(T_e, 0.05) = 1$ .

$r$  = Es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para  $T_b \leq T_e < T_c$

Es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para  $T_e \geq T_c$

$p_c(T_e)$  = Es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente calculado de la siguiente forma:

$$p_c(T_e) = k + (1 - k) \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \dots (23)$$

De esta forma, el espectro de diseño se representa gráficamente tal como se muestra en la figura 5.8.

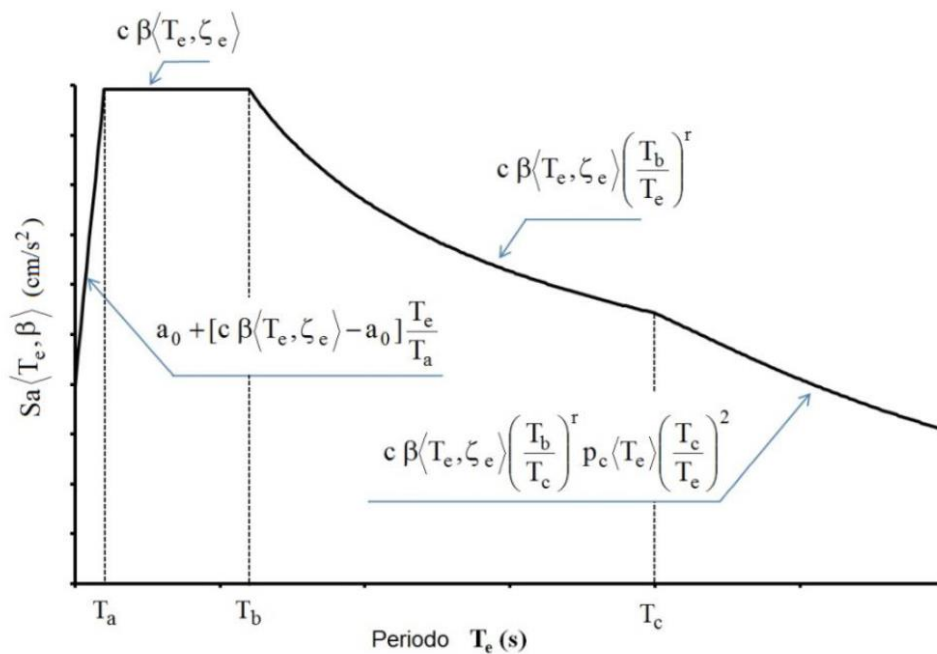


Figura 5. 8.- Espectro de diseño sísmico (Manual de diseño de obras civiles-Diseño por sismo, CFE, 2015).

## 5.2.2. Espectros de diseño de acuerdo con las NTC-DS del RCDF 2004 y el apéndice A.

### 5.2.2.1. Espectros de diseño (cuerpo de las NTC-DS).

Las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-DS) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004, que de acuerdo con el art. 170 la Ciudad de México se divide en tres zonas, donde adicionalmente la zona tres se dividen en cuatro subzonas (ver figura 5.7):

- 1) Zona I (zona de lomas).
- 2) Zona II (zona de transición)
- 3) Zona III (zona de lago) IIIa, IIIb, IIIc, IIId.

En cuanto a la clasificación de los tipos de estructuras estos se definen en el artículo 139 del RCDF como:

- Grupo A: Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias explosivas o tóxicas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana.
- Grupo B: Edificaciones comunes no incluidas en el Grupo A, las cuales se subdividen en:
  - Subgrupo B1: Edificaciones de más de 30m de altura o con más de 6,000 m<sup>2</sup> de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15m de altura o más de 3,000 m<sup>2</sup> de área total construida, en zona III. Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios auto soportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica.
  - Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

En cuanto a la construcción del espectro de diseño mencionado en el cuerpo de las normas, se utiliza la tabla que corresponde a valores de los parámetros  $c$ ,  $a_0$ ,  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  que están en función de la zona y del periodo de vibración de la estructura (ver tabla 3).

Zona	$c$	$a_0$	$T_a$ <sup>1</sup>	$T_b$ <sup>1</sup>	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

<sup>1</sup> Periodos en segundos

Tabla 3.- Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones (RCDF, NTC-DS, 2004).

El espectro queda constituido por los siguientes parámetros:

- $T_r$ : Periodo natural de la estructura.
- $c$ : coeficiente sísmico.
- $r$ : coeficiente que define a la curva del espectro en la parte de periodos largos.
- $Q'$ : Factor de reducción que reduce las ordenadas espectrales y depende de  $T_e$  y  $Q$ .
- $Q$ : Factor de comportamiento sísmico (Puede tomar valores de 4, 3, 2, 1.5 o 1 siempre y cuando se cumpla con lo que se establece en el apartado 5 de las NTC-DS)
- $Fr$ : Factor de regularidad (modifica el valor del factor de reducción de acuerdo a si la estructura es regular, irregular o muy irregular, 0.9, 0.8 y 0.7 respectivamente).

Cabe mencionar que los factores  $Q'$ ,  $Q$  y  $Fr$  modificarán el espectro de diseño, cambiando únicamente los valores de las ordenadas espectrales.

Las siguientes expresiones se utilizan para construir el espectro de diseño:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad \dots (24)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad \dots (25)$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad \dots (26)$$

$$q = (T_b/T)^r \quad \dots (27)$$

### 5.2.2.2. Espectros de diseño (Apéndice “A” de las NTC-DS 2004).

Por otro lado en el apéndice A indica que, para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_0$ , el coeficiente sísmico  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c \rho \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad \dots (28)$$

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (29)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (30)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.5 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (31)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (32)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (33)$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta \rho}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad \dots (34)$$

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad \dots (35)$$

Donde:

a= ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.

$a_0$ = coeficiente de aceleración del terreno (valor que corresponde a  $T=0$ )

c= Coeficiente sísmico.

$\beta$ = Es un factor de reducción por amortiguamiento igual a uno cuando se ignora la interacción suelo estructura.

k= Variable para calcular el factor de reducción por ductilidad.

$$\rho = k + (1-k)(T_b/T)^2$$

R= Factor de reducción por sobrerresistencia.

T= periodo natural de vibración de la estructura.

$T_a$  y  $T_b$ = Periodos característicos del espectro de diseño.

$T_s$ = Periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

El valor de  $T_s$  se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Para esto último puede recurrirse a la fórmula (36):

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}\right) \left(\sum_{i=10}^N \gamma_i d_i (X_i^2 + X_i X_{i-1} + X_{i-1}^2)\right)}; \quad X_i = \frac{\sum_{j=1}^N \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{d_j}{G_j}} \dots (36)$$

Donde:

$x_0 = 0$  (en la base) y  $x_i$  ( $i = 1, 2, \dots, N$ )

$d_i$  = espesor del  $i$ -ésimo estrato.

$G_i$  = módulo de rigidez al corte del  $i$ -ésimo estrato.

$\gamma_i$  = peso volumétrico del  $i$ -ésimo estrato.

En la figura 5.9 se muestra un ejemplo de espectro de diseño cálculo para la zona III<sub>b</sub> tomando en cuenta las consideraciones del cuerpo principal de las normas y el apéndice A, ambos afectados por el coeficiente de ductilidad  $Q=4$  y considerando un periodo dominante  $T_s=2$  s, aceleración del terreno  $a_0 = 0.25$ , el coeficiente sísmico  $c=1.2$ , el coeficiente  $k=0.35$  y los periodos característicos  $T_a = 1.175$ s y  $T_b = 2.4$ s. No se consideró la interacción suelo-estructura, por lo cual el factor de reducción por amortiguamiento suplementario se tomó igual a uno,  $\beta=1$ .

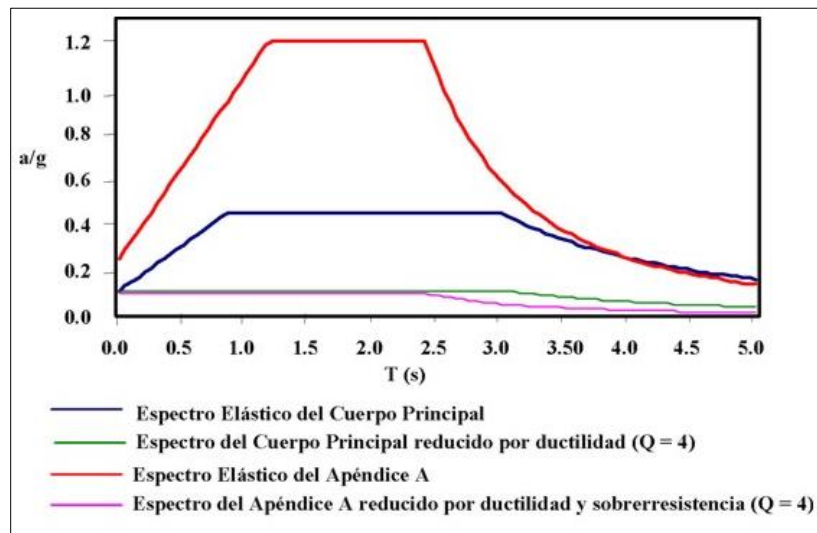


Figura 5. 9.- Espectros de diseño sísmico para la zona III<sub>b</sub> de las NTC-DS-2004 (Recuperado de: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2008000100004](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000100004)).

---

### 5.2.3. Espectros de diseño de acuerdo con las NTC-DS del RCDF 2017 y el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).

En cuanto a las modificaciones que fueron realizadas en Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones de la ciudad de México del 2017 Se tienen las siguientes:

Para los diferentes tipos de estructuras y con base en el artículo 139 del título sexto del Reglamento de Construcciones para la ciudad de México quedan clasificadas tal y como se describe a continuación.

- **Grupo A:** Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves. Estas se subdividen en dos subgrupos.
- **Subgrupo A1:** Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:
  - a) Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante.
  - b) Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas,
    - **Subgrupo A2:** Edificaciones cuya falla podría causar:
      - a) Un número elevado de pérdidas de vidas humanas.
      - b) Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: Escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.
      - c) La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural.
- **Grupo B:** Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

Además, el mapa de los periodos predominantes del suelo fue quitado, así como el apéndice "A" sobre la construcción de espectros de diseño el cual fue modificado. Por otro lado, con relación a las acciones sísmicas de diseño, las tres zonas sísmicas en que se dividía anteriormente el valle de México aún subsisten aunque no son tomadas en cuenta para la determinación de los espectros de diseño e incluso el mapa solo son mencionadas en las Normas técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones (NTC-DC). En su lugar para obtener parámetros mínimos de diseño lo constituye una zonificación en función de la ordenada espectral para la meseta tal como se observa en la figura (5.10).



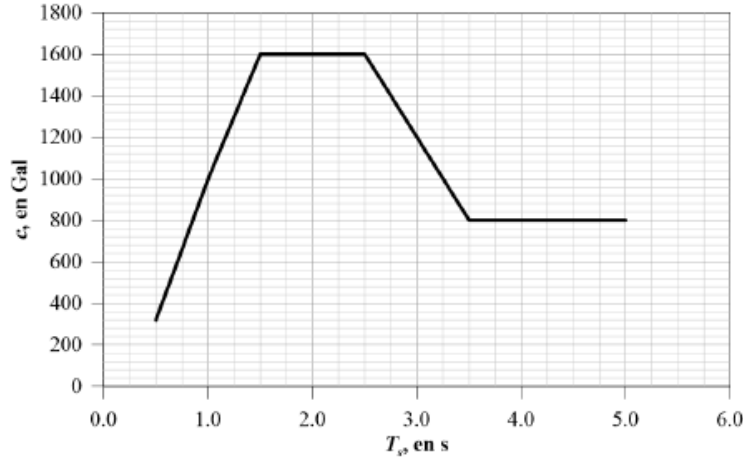


Figura 5. 10.- Valor mínimo del coeficiente  $c$ , como función del periodo dominante del sitio  $T_s$ . (Figura A.1.2 del Apéndice A de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del Reglamento de construcciones del Distrito Federal, 2017).

El valor de  $T_s$  podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, utilizando la fórmula (36). De tal forma que las ordenadas del espectro se determinan con las siguientes fórmulas:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad \dots (37)$$

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad \dots (38)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad \dots (39)$$

El factor de reducción  $\beta$  considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso;  $\delta$  es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  se listan en la tabla 4.

Periodo del sitio (s)		$\lambda$	$\varepsilon$	$\tau$
$0.5 < T_s \leq 0.5$	$\leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$\leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$\leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$\leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$\leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$\leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$\leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

Tabla 4.- Valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  en función de  $T_s$ .

El coeficiente de aceleración del terreno  $a_0$ , el coeficiente  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio  $T_s$ , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

En cuanto a los factores de reducción de las ordenadas espectrales pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia  $R$  y el factor de reducción por comportamiento sísmico,  $Q'$ .

$$Q' \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \quad \dots (40) \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad \dots (41)$$

Donde:

$R_0$  = es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

- 2.0: para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero.
- 1.75: para sistemas estructurales de concreto, acero.

$k_1$ : Factor de corrección por hiperasticidad, igual a:

- 0.8: Sistemas con menos de tres crujías.
- 1.0: Sistemas con más de tres crujías.
- 1.25: Sistemas duales.

$k_2$ : factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0 \quad \dots (42)$$

Otros cambios adicionales radican en el diseño de los apéndices, requisitos de seguridad, y los efectos de interacción suelo-estructura.

Algunos impactos que puede tener la nueva versión de acuerdo al Dr. Roberto Meli Piralla quien ha participado en la elaboración de normas y reglamentos de construcción en México así como otros países (aspectos sísmicos) menciona que el incremento en los niveles de seguridad lleva aumentos en costos los cuales pueden verse afectado de una manera "moderada", además las metodologías de diseño se vuelve más refinada ya que lleva a una mayor complejidad del proceso. Por otro lado recomienda que para la reducción de la vulnerabilidad debe de existir una vigilancia en el cumplimiento de las normas.

---

En cuanto al Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), permite hacer el cálculo para cualquier predio en específico, contando únicamente con la ubicación, ya que cuenta con una base de datos de espectros elásticos para el sitio, así mismo lo afecta por factores de reducción de comportamiento sísmico o sobre-resistencia. Los espectros de diseño obtenidos con el SASID siguen el formato que se describe en las NTC-DS de 2017 tomando en cuenta también los efectos de interacción suelo-estructura.

## 6. Análisis de un sitio en el valle de México.

### 6.1. Ubicación del sitio.

El análisis que se realizará para obtener el espectro de diseño sísmico de sitio para el Hospital General Regional 25 del Instituto Mexicano del Seguro Social, ubicado en la calzada Ignacio Zaragoza No. 1840, Col. Juan Escutia, Del. Iztapalapa en la Ciudad de México.

El terreno donde se ubica el HGR-25 está dentro de la zona del Lago del valle de México, en la figura 6.1 se muestra su ubicación dentro del mapa de zonificación sísmica de las (NTC-DS).

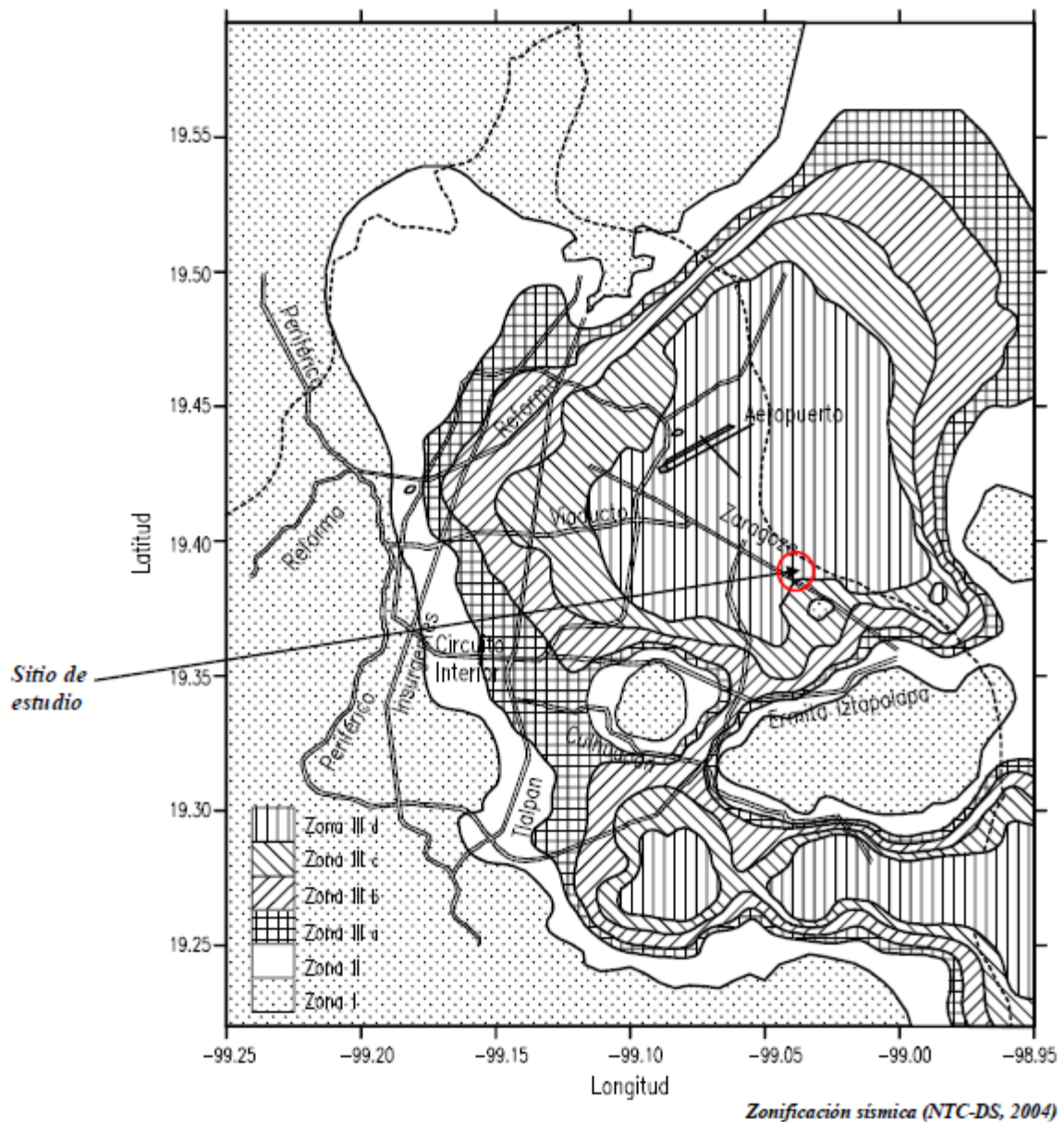


Figura 6. 1.- Ubicación del sitio de estudio.

## 6.2. Propiedades dinámicas del sitio.

Para la caracterización del sitio se ejecutaron los siguientes trabajos de campo:

- Ensaye de Down Hole.
- Monitoreo de vibración ambiental.
- Sondeo eléctrico vertical.

Con base en los estudios realizados se obtuvieron propiedades dinámicas del sitio, estableciendo las velocidades de propagación de ondas en el depósito. En la tabla 5 se muestran las velocidades de ondas longitudinales y transversales.

Tabla 5.- Propiedades dinámicas obtenidas del Down Hole.			Coordenadas UTM:		495,823.10 m E	2,143,761.50 m N
			Coordenadas Geográficas:		-99.039779°(Long.)	19.388012° (Lat.)
Profundidad (m)	Velocidades de onda		Peso volumétrico (t/m <sup>3</sup> )	Relación de Poisson	Módulos dinámicos	
	Vp (m/s)	Vs (m/s)			E (t/m <sup>2</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
1.00	808.90	57.90	1.49	0.50	1,520.50	507.70
2.00	944.80	72.60	1.49	0.50	2,393.20	799.30
3.00	891.30	86.00	1.28	0.50	2,879.00	962.70
4.00	1,098.10	95.40	1.28	0.50	3,544.70	1,184.60
5.00	1,117.00	43.20	1.28	0.50	728.90	243.10
6.00	1,396.90	66.40	1.15	0.50	1,549.40	516.90
7.00	1,299.20	64.60	1.15	0.50	1,464.40	488.50
8.00	1,359.50	68.70	1.15	0.50	1,655.60	552.30
9.00	1,208.10	58.40	1.19	0.50	1,235.30	412.10
10.00	1,438.60	60.60	1.19	0.50	1,329.90	443.60
11.00	1,248.70	65.80	1.19	0.50	1,570.90	524.10
12.00	1,376.90	121.60	1.13	0.50	5,109.90	1,707.80
13.00	1,367.00	140.10	1.13	0.50	6,772.90	2,265.70
14.00	1,281.70	82.30	1.13	0.50	2,344.70	782.60
15.00	1,342.30	60.30	1.13	0.50	1,259.80	420.20
16.00	1,346.90	56.10	1.13	0.50	1,089.30	363.30
17.00	1,352.20	59.60	1.11	0.50	1,209.70	403.50
18.00	1,356.60	66.30	1.11	0.50	1,493.90	498.40
19.00	1,306.10	60.50	1.11	0.50	1,243.70	414.90
20.00	1,308.90	50.20	1.11	0.50	858.70	286.40
21.00	1,311.20	46.10	1.11	0.50	723.10	241.10
22.00	1,313.30	48.20	1.11	0.50	790.40	263.60
23.00	1,315.10	46.90	1.11	0.50	748.50	249.60
24.00	1,316.60	43.20	1.11	0.50	635.00	211.70
25.00	1,318.00	42.30	1.32	0.50	719.30	239.80
26.00	1,319.20	41.00	1.32	0.50	675.80	225.30
27.00	1,320.30	48.20	1.32	0.50	933.10	311.20
28.00	1,321.20	50.80	1.32	0.50	1,037.30	345.90
29.00	1,322.10	44.60	1.32	0.50	799.60	266.60
30.00	1,442.30	54.00	1.32	0.50	1,172.10	390.90
31.00	1,441.10	57.10	1.32	0.50	1,310.50	437.00
32.00	1,324.30	47.10	1.32	0.50	891.70	297.40
33.00	1,324.80	52.80	1.32	0.50	1,120.50	373.70
34.00	1,325.40	44.80	1.15	0.50	703.70	234.70
35.00	1,325.80	47.70	1.15	0.50	797.70	266.00
36.00	1,326.20	45.10	1.15	0.50	714.70	238.30
37.00	1,447.00	47.90	1.15	0.50	803.00	267.80

Tabla 5.- Propiedades dinámicas obtenidas del Down Hole.

**Tabla 5.- Propiedades dinámicas obtenidas del Down Hole.**

Profundidad (m)	Velocidades de onda		Peso volumétrico (t/m <sup>3</sup> )	Relación de Poisson	Módulos dinámicos	
	Vp (m/s)	Vs (m/s)			E (t/m <sup>2</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )
38.00	1,445.50	49.50	1.15	0.50	857.90	286.10
39.00	1,327.40	46.30	1.15	0.50	751.80	250.70
40.00	1,327.70	49.50	1.15	0.50	857.40	285.90
41.00	1,328.00	51.10	1.15	0.50	913.10	304.50
42.00	1,328.20	42.90	1.15	0.50	644.20	214.80
43.00	1,328.50	51.40	1.15	0.50	925.50	308.70
44.00	1,328.70	61.20	1.15	0.50	1,312.50	437.80
45.00	1,449.90	61.30	1.15	0.50	1,313.30	438.00
46.00	1,339.80	61.30	1.15	0.50	1,313.80	438.20
47.00	1,435.90	69.80	1.15	0.50	1,705.70	569.00
48.00	1,329.50	69.80	1.15	0.50	1,706.30	569.30
49.00	1,329.70	70.50	1.15	0.50	1,737.30	579.60
50.00	1,329.80	69.90	1.15	0.50	1,707.90	569.80
51.00	1,329.90	75.10	1.15	0.50	1,974.00	658.70
52.00	1,330.10	103.20	1.20	0.50	3,899.10	1,302.30
53.00	1,389.20	149.40	1.20	0.49	8,155.60	2,729.20
54.00	1,447.50	108.90	1.20	0.50	4,340.60	1,449.60
55.00	1,389.50	111.90	1.20	0.50	4,588.10	1,532.70
56.00	1,330.60	155.40	1.20	0.49	8,819.40	2,953.40
57.00	1,452.20	109.00	1.20	0.50	4,348.70	1,452.30
58.00	1,450.20	122.30	1.20	0.50	5,475.30	1,829.50
59.00	1,452.40	109.00	1.20	0.50	4,353.10	1,453.80
60.00	1,450.40	109.00	1.20	0.50	4,355.10	1,454.50
61.00	1,452.60	98.40	1.20	0.50	3,544.60	1,183.30
62.00	1,450.60	98.40	1.20	0.50	3,545.80	1,183.80
63.00	1,452.80	97.20	1.20	0.50	3,461.60	1,155.60
64.00	1,450.80	109.10	1.20	0.50	4,361.80	1,456.70
65.00	1,364.00	107.70	1.20	0.50	4,246.00	1,418.30
66.00	1,416.10	104.90	1.20	0.50	4,028.80	1,345.40
67.00	1,451.10	115.50	1.20	0.50	4,882.90	1,631.10
68.00	1,390.70	122.60	1.20	0.50	5,497.90	1,837.40
69.00	1,451.20	120.70	1.20	0.50	5,336.60	1,783.00
70.00	1,388.90	115.50	1.20	0.50	4,886.30	1,632.60
71.00	1,402.60	128.50	1.20	0.50	6,044.10	2,020.40
72.00	1,506.00	115.60	1.20	0.50	4,890.60	1,633.40
73.00	1,522.10	126.50	1.20	0.50	5,861.00	1,958.20
74.00	1,522.20	169.40	1.30	0.49	11,354.30	3,800.60
75.00	1,597.50	173.00	1.30	0.49	11,857.30	3,968.10
76.00	1,613.10	603.40	1.50	0.42	157,968.10	55,675.70
77.00	1,582.50	561.50	1.50	0.43	137,693.80	48,212.80
78.00	1,597.70	604.30	1.50	0.42	158,187.50	55,835.90

A partir de los valores de velocidad de propagación de ondas se aplicaron las siguientes relaciones para obtener la relación de Poisson ( $\nu$ ), módulo dinámico de rigidez (G) y módulo dinámico de elasticidad (E).

$$G = V_s^2 \rho \quad \dots (43)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad \dots (44)$$

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad \dots (45)$$

### 6.3. Periodo dominante de vibración.

Para la obtención del periodo dominante del suelo se tomó en cuenta la estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sitio de interés recurriendo a la formula (36).

En la tabla 6 se muestra el resumen de los cálculos efectuados.

Estrato	H(m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	Vs(m/s)	Gn=Vs <sup>2</sup> ρ	Xi	i	Estrato	H(m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	Vs(m/s)	Gn=Vs <sup>2</sup> ρ	Xi	i
1	1.00	1.50	604.30	55,837.69	0.00	1.36E-08	40	1.00	1.15	46.30	251.30	0.32	2.77E-01
2	1.00	1.50	561.50	48,208.30	0.00	1.07E-07	41	1.00	1.15	49.50	287.24	0.34	3.23E-01
3	1.00	1.50	603.40	55,671.49	0.00	2.93E-07	42	1.00	1.15	47.90	268.97	0.36	3.71E-01
4	1.00	1.30	173.00	3,966.13	0.00	4.94E-06	43	1.00	1.15	45.10	238.44	0.39	4.27E-01
5	1.00	1.30	169.40	3,802.78	0.00	2.55E-05	44	1.00	1.15	47.70	266.73	0.42	4.88E-01
6	1.00	1.20	126.50	1,957.46	0.01	9.01E-05	45	1.00	1.15	44.80	235.28	0.44	5.53E-01
7	1.00	1.20	115.60	1,634.66	0.01	2.50E-04	46	1.00	1.32	52.80	375.12	0.46	6.12E-01
8	1.00	1.20	128.50	2,019.85	0.01	4.84E-04	47	1.00	1.32	47.10	298.50	0.48	6.67E-01
9	1.00	1.20	115.50	1,631.83	0.02	7.99E-04	48	1.00	1.32	57.10	438.71	0.50	7.20E-01
10	1.00	1.20	120.70	1,782.08	0.02	1.22E-03	49	1.00	1.32	54.00	392.37	0.51	7.67E-01
11	1.00	1.20	122.60	1,838.63	0.03	1.69E-03	50	1.00	1.32	44.60	267.65	0.54	8.30E-01
12	1.00	1.20	115.50	1,631.83	0.03	2.27E-03	51	1.00	1.32	50.80	347.24	0.56	8.99E-01
13	1.00	1.20	104.90	1,346.06	0.03	3.06E-03	52	1.00	1.32	48.20	312.61	0.58	9.66E-01
14	1.00	1.20	107.70	1,418.87	0.04	4.03E-03	53	1.00	1.32	41.00	226.19	0.61	1.05E+00
15	1.00	1.20	109.10	1,456.00	0.04	5.09E-03	54	1.00	1.32	42.30	240.76	0.63	1.15E+00
16	1.00	1.20	97.20	1,155.70	0.05	6.42E-03	55	1.00	1.11	43.20	211.16	0.66	1.26E+00
17	1.00	1.20	98.40	1,184.41	0.05	8.06E-03	56	1.00	1.11	46.90	248.89	0.69	1.38E+00
18	1.00	1.20	98.40	1,184.41	0.06	9.86E-03	57	1.00	1.11	48.20	262.87	0.72	1.48E+00
19	1.00	1.20	109.00	1,453.33	0.06	1.17E-02	58	1.00	1.11	46.10	240.47	0.74	1.60E+00
20	1.00	1.20	109.00	1,453.33	0.07	1.34E-02	59	1.00	1.11	50.20	285.14	0.77	1.71E+00
21	1.00	1.20	122.30	1,829.64	0.07	1.51E-02	60	1.00	1.11	60.50	414.16	0.78	1.80E+00
22	1.00	1.20	109.00	1,453.33	0.08	1.68E-02	61	1.00	1.11	66.30	497.37	0.79	1.86E+00
23	1.00	1.20	155.40	2,954.03	0.08	1.84E-02	62	1.00	1.11	59.60	401.93	0.81	1.93E+00
24	1.00	1.20	111.90	1,531.70	0.08	1.99E-02	63	1.00	1.13	56.10	362.52	0.83	2.02E+00
25	1.00	1.20	108.90	1,450.67	0.09	2.21E-02	64	1.00	1.13	60.30	418.84	0.84	2.10E+00
26	1.00	1.20	149.40	2,730.32	0.09	2.39E-02	65	1.00	1.13	82.30	780.21	0.85	2.16E+00
27	1.00	1.20	103.20	1,302.78	0.10	2.59E-02	66	1.00	1.13	140.10	2,260.92	0.86	2.19E+00
28	1.00	1.15	75.10	661.16	0.11	3.03E-02	67	1.00	1.13	121.60	1,703.24	0.86	2.21E+00
29	1.00	1.15	69.90	572.77	0.12	3.70E-02	68	1.00	1.19	65.80	525.21	0.87	2.25E+00
30	1.00	1.15	70.50	582.65	0.13	4.49E-02	69	1.00	1.19	60.60	445.47	0.89	2.32E+00
31	1.00	1.15	69.80	571.14	0.14	5.36E-02	70	1.00	1.19	58.40	413.72	0.90	2.40E+00
32	1.00	1.15	69.80	571.14	0.15	6.32E-02	71	1.00	1.15	68.70	553.28	0.91	2.47E+00
33	1.00	1.15	61.30	440.50	0.17	7.51E-02	72	1.00	1.15	64.60	489.21	0.93	2.54E+00
34	1.00	1.15	61.30	440.50	0.18	8.98E-02	73	1.00	1.15	66.40	516.85	0.94	2.62E+00
35	1.00	1.15	61.20	439.07	0.20	1.06E-01	74	1.00	1.28	43.20	243.51	0.97	2.73E+00
36	1.00	1.15	51.40	309.71	0.22	1.27E-01	75	1.00	1.28	95.40	1,187.51	0.97	2.82E+00
37	1.00	1.15	42.90	215.75	0.25	1.61E-01	76	1.00	1.28	86.00	965.02	0.98	2.86E+00
38	1.00	1.15	51.10	306.11	0.27	1.99E-01	77	1.00	1.49	72.60	800.55	0.99	2.90E+00
39	1.00	1.15	49.50	287.24	0.29	2.34E-01	78	1.00	1.49	57.90	509.18	1.00	2.96E+00

Tabla 6.- Determinación del periodo dominante del sitio y de la velocidad efectiva.

$\sum (H_i/G_i)$	Ts
0.1533	<b>4.4059</b>

## 6.4. Espectros de diseño del sitio.

Para llevar a cabo la construcción de los espectros de diseño del sitio estudiado, se conjuntan los antecedentes y las diferentes metodologías expuestas anteriormente. A continuación, se muestran los resultados de cada espectro de diseño utilizando el valor de  $T_s$  calculado, corresponde a  $T_s=4.40$

### 6.4.1. Espectro de diseño utilizando las NTC-DS del 2004.

Valores de $a_0$ , $c$ , $T_a$ , $T_b$ , $r$ y $Q$ de acuerdo al cuerpo principal de las NTC-DS, 2004) Zona III d.							
$a_0=$	0.100	$c=$	0.300	$T_a=$	0.850	$T_b=$	4.200
		$r=$	2.000	$Q=$	2.000		
Datos para construcción del espectro de diseño de acuerdo al cuerpo principal de las NTC-DS 2004							
T	a	Q'	a/Q'	T	a	Q'	a/Q'
0.00	0.2000	1.0000	0.2000	3.10	0.6000	2.0000	0.3000
0.10	0.2471	1.1176	0.2211	3.20	0.6000	2.0000	0.3000
0.20	0.2941	1.2353	0.2381	3.30	0.6000	2.0000	0.3000
0.30	0.3412	1.3529	0.2522	3.40	0.6000	2.0000	0.3000
0.40	0.3882	1.4706	0.2640	3.50	0.6000	2.0000	0.3000
0.50	0.4353	1.5882	0.2741	3.60	0.6000	2.0000	0.3000
0.60	0.4824	1.7059	0.2828	3.70	0.6000	2.0000	0.3000
0.70	0.5294	1.8235	0.2903	3.80	0.6000	2.0000	0.3000
0.80	0.5765	1.9412	0.2970	3.90	0.6000	2.0000	0.3000
0.90	0.6000	2.0000	0.3000	4.00	0.6000	2.0000	0.3000
1.00	0.6000	2.0000	0.3000	4.10	0.6000	2.0000	0.3000
1.10	0.6000	2.0000	0.3000	4.20	0.6000	2.0000	0.3000
1.20	0.6000	2.0000	0.3000	4.30	0.5724	2.0000	0.2862
1.30	0.6000	2.0000	0.3000	4.40	0.5467	2.0000	0.2733
1.40	0.6000	2.0000	0.3000	4.50	0.5227	2.0000	0.2613
1.50	0.6000	2.0000	0.3000	4.60	0.5002	2.0000	0.2501
1.60	0.6000	2.0000	0.3000	4.70	0.4791	2.0000	0.2396
1.70	0.6000	2.0000	0.3000	4.80	0.4594	2.0000	0.2297
1.80	0.6000	2.0000	0.3000	4.90	0.4408	2.0000	0.2204
1.90	0.6000	2.0000	0.3000	5.00	0.4234	2.0000	0.2117
2.00	0.6000	2.0000	0.3000	5.10	0.4069	2.0000	0.2035
2.10	0.6000	2.0000	0.3000	5.20	0.3914	2.0000	0.1957
2.20	0.6000	2.0000	0.3000	5.30	0.3768	2.0000	0.1884
2.30	0.6000	2.0000	0.3000	5.40	0.3630	2.0000	0.1815
2.40	0.6000	2.0000	0.3000	5.50	0.3499	2.0000	0.1749
2.50	0.6000	2.0000	0.3000	5.60	0.3375	2.0000	0.1688
2.60	0.6000	2.0000	0.3000	5.70	0.3258	2.0000	0.1629
2.70	0.6000	2.0000	0.3000	5.80	0.3146	2.0000	0.1573
2.80	0.6000	2.0000	0.3000	5.90	0.3041	2.0000	0.1520
2.90	0.6000	2.0000	0.3000	6.00	0.2940	2.0000	0.1470
3.00	0.6000	2.0000	0.3000				

Tabla 7.- Datos para la construcción del espectro de diseño NTC-DS 2004.



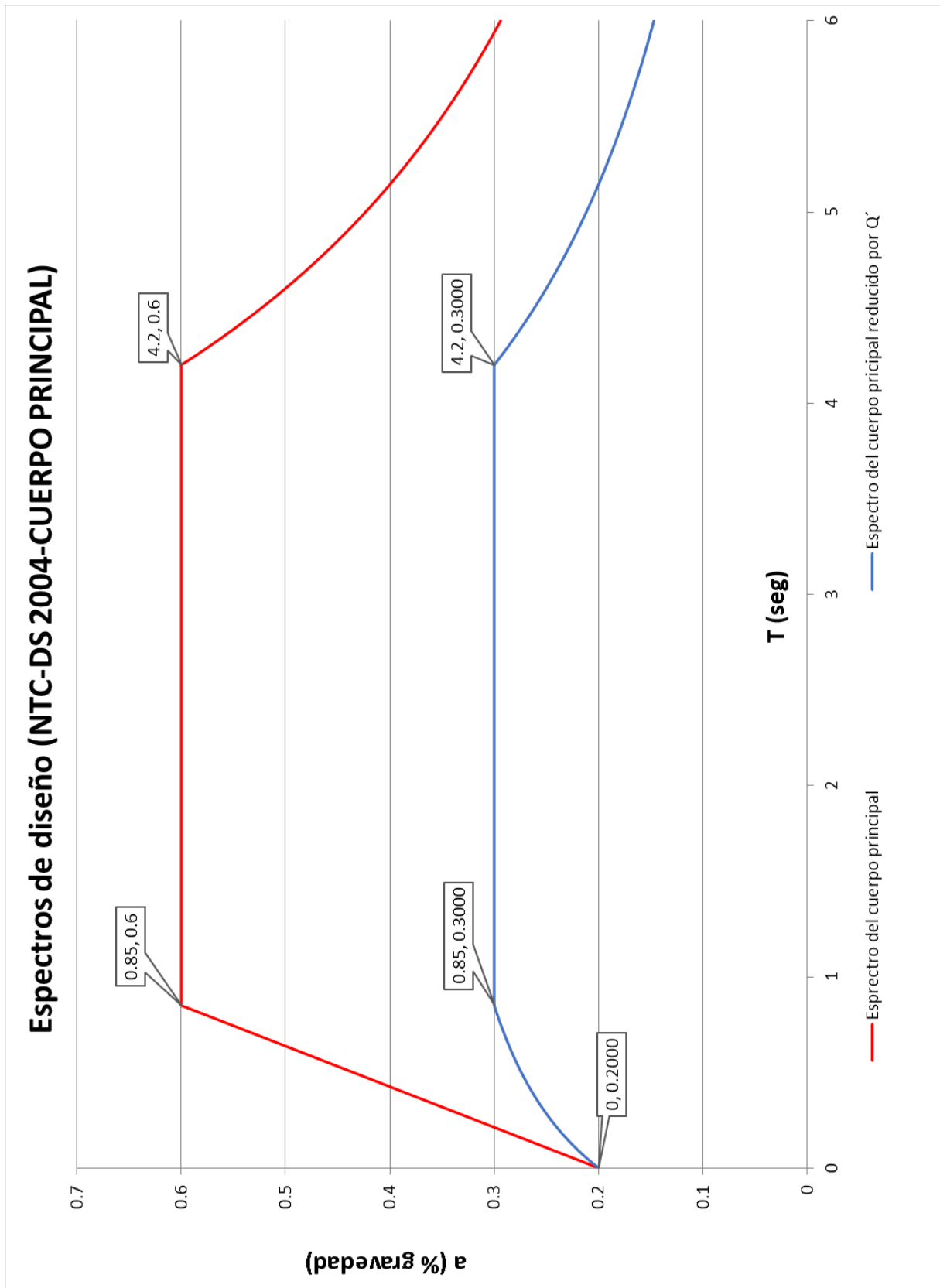


Figura 6. 2.- Espectros de diseño (NTC-DS 2004 "Cuerpo principal de las normas").

### 6.4.2. Espectro de diseño utilizando el apéndice "A" de las NTC-DS del 2004.

Valores de $a_0$ , $c$ , $T_a$ , $T_b$ , $k$ , $Q$ y $\beta$ de acuerdo al apéndice "A" NTC-DS, 2004.											
	$T_s=$	4.406	$a_0=$	0.250	$C=$	0.700	$T_a=$	0.850			
	$T_b=$	4.200	$k=$	0.350	$Q=$	2.000	$\beta=$	1.000			
Datos para construcción del espectro de diseño de acuerdo con el Apéndice "A" de las NTC-DS 2004											
T	a	Q'	a/Q'	R	a/Q'R	T	a	Q'	a/Q'	R	a/Q'R
0.00	0.2500	1.0000	0.2500	2.5000	0.1000	3.10	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.10	0.3029	1.1989	0.2527	2.4914	0.1014	3.20	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.20	0.3559	1.3977	0.2546	2.4659	0.1033	3.30	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.30	0.4088	1.5966	0.2561	2.4245	0.1056	3.40	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.40	0.4618	1.7954	0.2572	2.3689	0.1086	3.50	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.50	0.5147	1.9943	0.2581	2.3010	0.1122	3.60	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.60	0.5676	2.1932	0.2588	2.2231	0.1164	3.70	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.70	0.6206	2.3920	0.2594	2.1376	0.1214	3.80	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.80	0.6735	2.5909	0.2600	2.0467	0.1270	3.90	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
0.90	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.00	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
1.00	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.10	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
1.10	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.20	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301
1.20	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.30	0.6479	2.6649	0.2431	2.0000	0.1216
1.30	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.40	0.6010	2.6408	0.2276	2.0000	0.1138
1.40	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.50	0.5587	2.6180	0.2134	2.0000	0.1067
1.50	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.60	0.5205	2.5963	0.2005	2.0000	0.1002
1.60	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.70	0.4858	2.5758	0.1886	2.0000	0.0943
1.70	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.80	0.4543	2.5562	0.1777	2.0000	0.0889
1.80	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	4.90	0.4256	2.5377	0.1677	2.0000	0.0839
1.90	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.00	0.3994	2.5200	0.1585	2.0000	0.0792
2.00	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.10	0.3754	2.5032	0.1500	2.0000	0.0750
2.10	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.20	0.3535	2.4871	0.1421	2.0000	0.0711
2.20	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.30	0.3333	2.4718	0.1348	2.0000	0.0674
2.30	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.40	0.3147	2.4572	0.1281	2.0000	0.0640
2.40	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.50	0.2976	2.4433	0.1218	2.0000	0.0609
2.50	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.60	0.2818	2.4299	0.1160	2.0000	0.0580
2.60	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.70	0.2671	2.4171	0.1105	2.0000	0.0553
2.70	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.80	0.2536	2.4049	0.1054	2.0000	0.0527
2.80	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	5.90	0.2410	2.3932	0.1007	2.0000	0.0503
2.90	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301	6.00	0.2293	2.3820	0.0963	2.0000	0.0481
3.00	0.7000	2.6903	0.2602	2.0000	0.1301						

Tabla 8.- Datos para la construcción del espectro de diseño, (NTC-DS 2004 "Apéndice A").

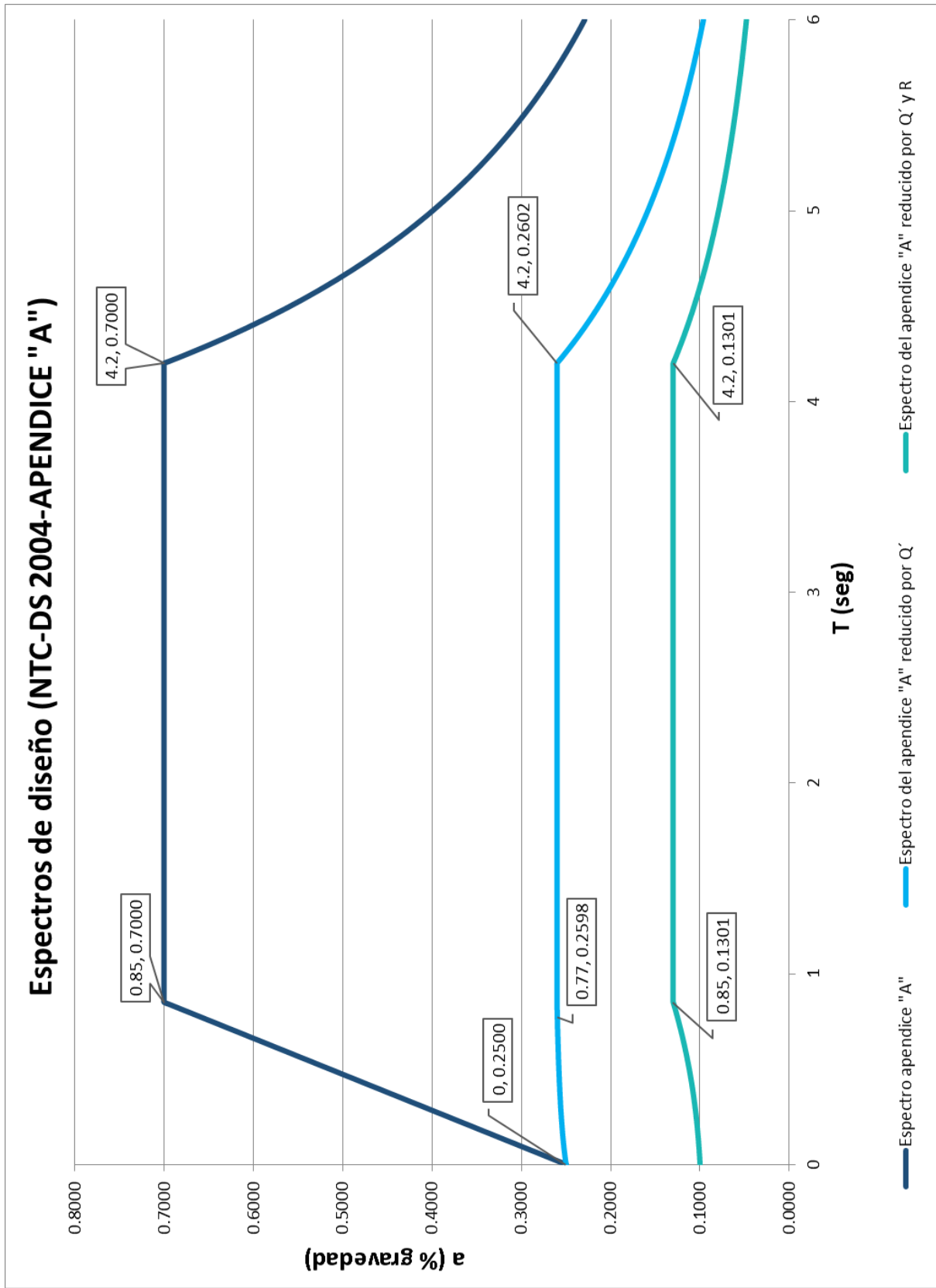


Figura 6. 3.- Espectros de diseño (NTC-DS 2004- Apéndice "A")

### 6.4.3. Espectro de diseño utilizando las NTC-DS del 2017 (SASID).

Valores de $a_0$ , $c$ , $T_a$ , $T_b$ , $k$ y $a_{máx}$ de acuerdo con el programa SASID (ver. 4.0.2.0)															
		Latitud= 19.388012				Longitud= -99.039779									
Ts= 2.60 s		a0= 0.32 %g				c= 0.55 %g				Ta= 1.41 s					
Tb= 4.04 s		k= 0.56				amax= 0.31 %g									
Valores de $\lambda$ , $\varepsilon$ y $\tau$ en función de Ts.															
		$\zeta$ = 0.050	$\lambda$ = 0.550	$\varepsilon$ = 3.000	$\tau$ = 1.0	$\tau T_b$ = 4.039									
Datos para construcción del espectro de diseño de acuerdo con las NTC-DS 2017 y el programa SASID															
T	$\beta$	a	Q'	$k_2$	R	Q'R	a/Q'R	T	$\beta$	a	Q'	$k_2$	R	Q'R	a/Q'R
0.00	1.00	0.323	1.000	0.500	2.250	2.250	0.144	3.10	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.10	1.00	0.339	1.000	0.367	2.117	2.117	0.160	3.20	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.20	1.00	0.355	1.000	0.312	2.062	2.062	0.172	3.30	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.30	1.00	0.371	1.000	0.270	2.020	2.020	0.184	3.40	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.40	1.00	0.386	1.000	0.234	1.984	1.984	0.195	3.50	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.50	1.00	0.402	1.000	0.202	1.952	1.952	0.206	3.60	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.60	1.00	0.418	1.000	0.174	1.924	1.924	0.217	3.70	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.70	1.00	0.434	1.000	0.148	1.898	1.898	0.229	3.80	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.80	1.00	0.450	1.000	0.124	1.874	1.874	0.240	3.90	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
0.90	1.00	0.466	1.000	0.101	1.851	1.851	0.252	4.00	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313
1.00	1.00	0.482	1.000	0.079	1.829	1.829	0.263	4.10	1.00	0.524	1.000	0.000	1.750	1.750	0.299
1.10	1.00	0.498	1.000	0.059	1.809	1.809	0.275	4.20	1.00	0.489	1.000	0.000	1.750	1.750	0.280
1.20	1.00	0.513	1.000	0.039	1.789	1.789	0.287	4.30	1.00	0.458	1.000	0.000	1.750	1.750	0.261
1.30	1.00	0.529	1.000	0.020	1.770	1.770	0.299	4.40	1.00	0.429	1.000	0.000	1.750	1.750	0.245
1.40	1.00	0.545	1.000	0.002	1.752	1.752	0.311	4.50	1.00	0.403	1.000	0.000	1.750	1.750	0.230
1.50	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	4.60	1.00	0.379	1.000	0.000	1.750	1.750	0.217
1.60	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	4.70	1.00	0.357	1.000	0.000	1.750	1.750	0.204
1.70	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	4.80	1.00	0.338	1.000	0.000	1.750	1.750	0.193
1.80	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	4.90	1.00	0.319	1.000	0.000	1.750	1.750	0.182
1.90	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.00	1.00	0.302	1.000	0.000	1.750	1.750	0.173
2.00	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.10	1.00	0.287	1.000	0.000	1.750	1.750	0.164
2.10	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.20	1.00	0.272	1.000	0.000	1.750	1.750	0.156
2.20	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.30	1.00	0.259	1.000	0.000	1.750	1.750	0.148
2.30	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.40	1.00	0.247	1.000	0.000	1.750	1.750	0.141
2.40	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.50	1.00	0.235	1.000	0.000	1.750	1.750	0.134
2.50	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.60	1.00	0.224	1.000	0.000	1.750	1.750	0.128
2.60	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.70	1.00	0.214	1.000	0.000	1.750	1.750	0.123
2.70	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.80	1.00	0.205	1.000	0.000	1.750	1.750	0.117
2.80	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	5.90	1.00	0.196	1.000	0.000	1.750	1.750	0.112
2.90	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313	6.00	1.00	0.188	1.000	0.000	1.750	1.750	0.108
3.00	1.00	0.547	1.000	0.000	1.750	1.750	0.313								

Tabla 9.- Datos para la construcción del espectro de diseño, (NTC-DS 2017, SASID).

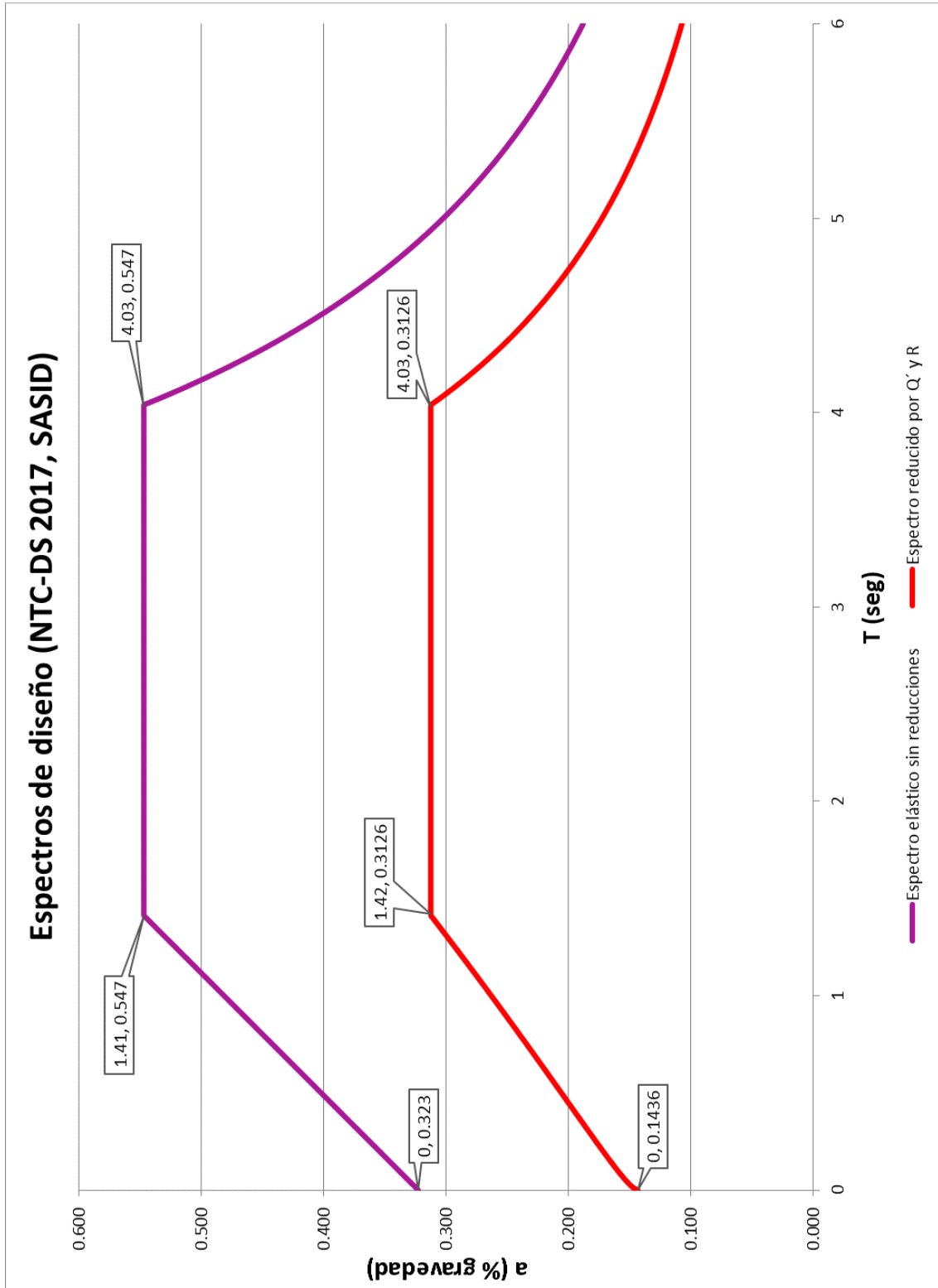


Figura 6. 4.-.- Espectros de diseño (NTC-DS 2017, SASID).

#### 6.4.4. Espectro de diseño utilizando el MOC-DS de la CFE (PRODISIS).

Valores de $a_0$ , $c$ , $T_a$ , $T_b$ , $k$ y $\alpha_{\text{máx}}$ de acuerdo con el programa PRODISIS (V. 4.1) de la CFE					
Espectro en Roca		Valores de $a_0$ , $c$ , $T_a$ , $T_b$ , $r$ y $\beta$ , para el espectro en sitio			
Long=	-99.04 W	$a_0$ =	0.381	$T_c$ =	2.000
Lat=	19.39 N	$c$ =	1.367	$k$ =	1.000
$\alpha_{\text{or}}$ =	104.25 cm/s <sup>2</sup>	$T_a$ =	0.200	$r$ =	0.670
$c$ =	329.83 cm/s <sup>2</sup>	$T_b$ =	1.400	$b$ =	1.000
Datos para la construcción del espectro de diseño de acuerdo con el MDOC-DS de la CFE					
T	a	T	a	T	a
0.00	0.3805	2.10	0.9447	4.10	0.1583
0.10	0.8736	2.20	0.8344	4.20	0.1484
0.20	1.3667	2.30	0.7410	4.30	0.1394
0.30	1.3667	2.40	0.6614	4.40	0.1311
0.40	1.3667	2.50	0.5931	4.50	0.1235
0.50	1.3667	2.60	0.5341	4.60	0.1164
0.60	1.3667	2.70	0.4829	4.70	0.1099
0.70	1.3667	2.80	0.4383	4.80	0.1039
0.80	1.3667	2.90	0.3991	4.90	0.0984
0.90	1.3667	3.00	0.3645	5.00	0.0932
1.00	1.3667	3.10	0.3340	5.10	0.0884
1.10	1.3667	3.20	0.3068	5.20	0.0839
1.20	1.3667	3.30	0.2826	5.30	0.0798
1.30	1.3667	3.40	0.2610	5.40	0.0759
1.40	1.3667	3.50	0.2415	5.50	0.0723
1.50	1.3050	3.60	0.2240	5.60	0.0689
1.60	1.2497	3.70	0.2082	5.70	0.0657
1.70	1.2000	3.80	0.1939	5.80	0.0627
1.80	1.1549	3.90	0.1809	5.90	0.0599
1.90	1.1138	4.00	0.1691	6.00	0.0573
2.00	1.0762				

Tabla 10.- Datos para la construcción dle espectro de diseño, (MDOC-DS, CFE, PRODISIS).

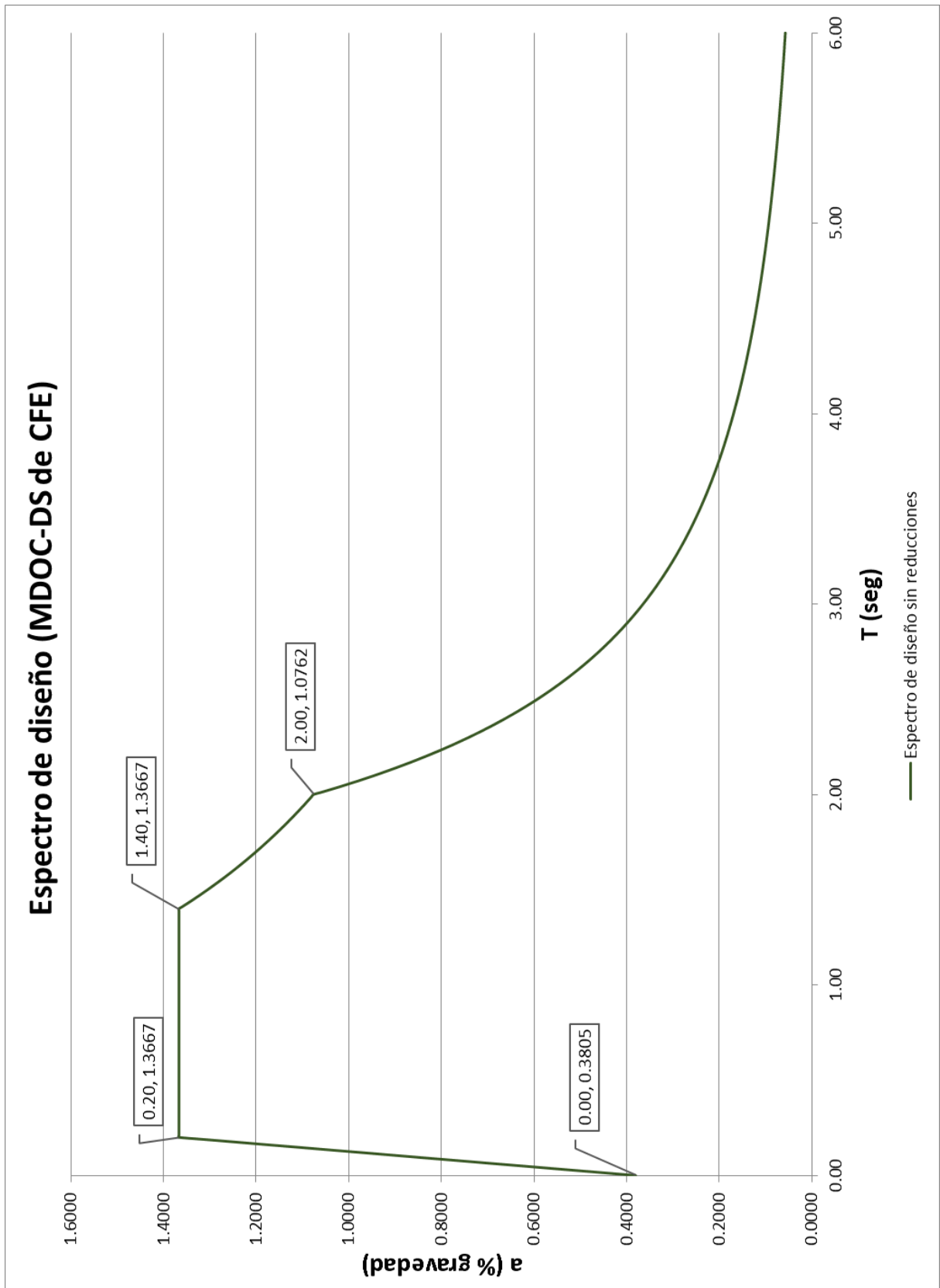


Figura 6. 5.- Espectros de diseño (MDOC-DS de CFE).

## 6.5. Comparación de los espectros de diseño.

En la figura 6.6 se muestra la comparativa de los espectros de diseño obtenidos a partir del periodo fundamental del sitio, parámetro que se obtuvo a partir de estudios realizados para determinar las velocidades de propagación de onda de corte.

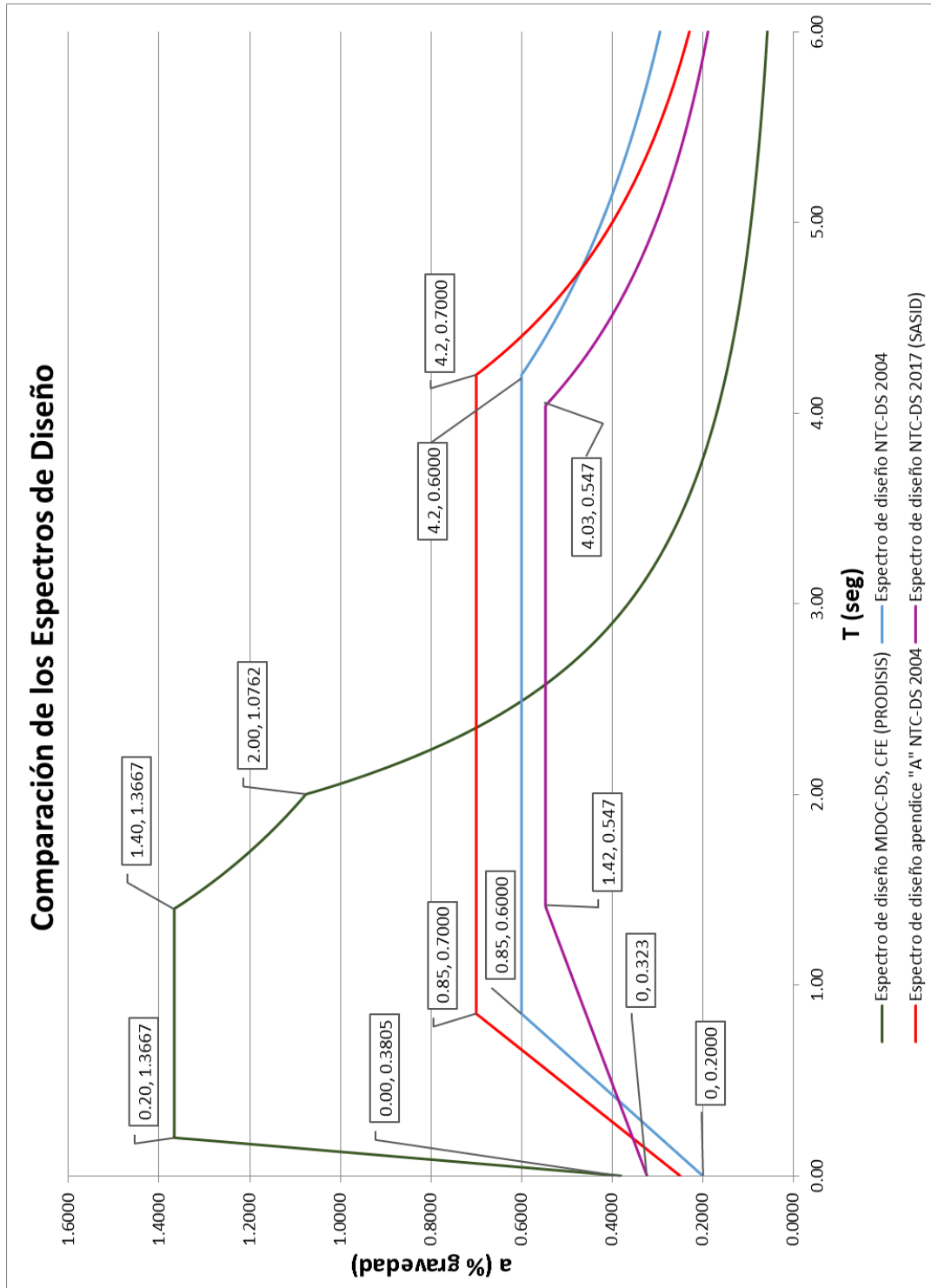


Figura 6. 6.- Comparación de los espectros de diseño sísmicos.



## 6.6. Fuerzas actuantes en la estructura.

A continuación, se plantea un análisis simplificado para conocer cuáles son las fuerzas que actúan en la base de la Torre del Hospital General Regional 25 del IMSS.

El análisis se realizará a partir de una estimación del peso de la estructura y el periodo estructural. En la figura 6.7 se muestra la sección transversal y planta de la torre.

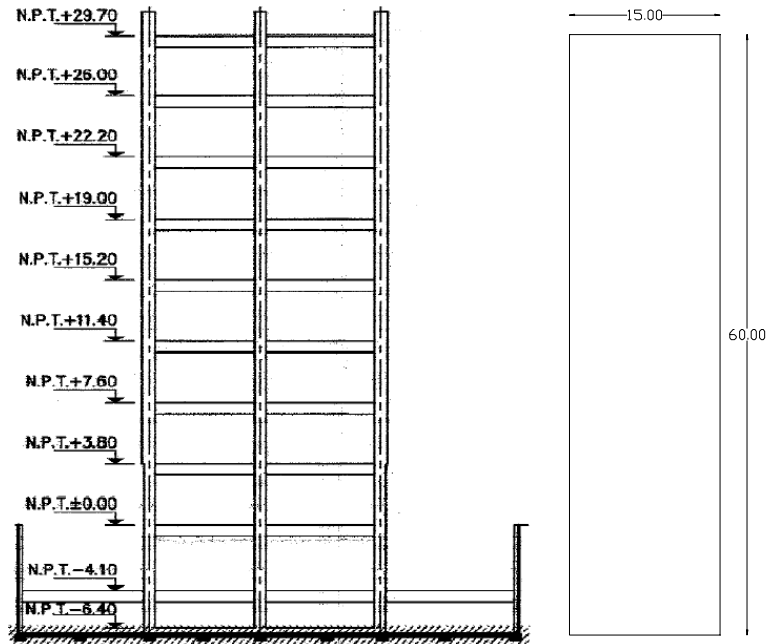


Figura 6. 7.- Sección transversal y planta de la Torre del Hospital General Regional 25 del IMSS.

Para el cálculo se supondrá una carga de 5 ton/m<sup>2</sup> en la base, por lo que la fuerza que la estructura transmite a la base es igual a:

$$F_1 = 60m(15m) = 900m^2$$

El periodo de la estructura es obtenido mediante la siguiente relación:

$$T_e = \frac{\text{No. Niveles}}{10} = \frac{8}{10} = 0.8 \text{ s}$$

El valor de la aceleración del terreno se seleccionara de los espectros de diseño calculados anteriormente, entrando a cada gráfica con el valor de  $T_e$  y obteniendo el valor de "a".

La fuerza horizontal debido al sismo, que actúa sobre la estructura es igual a:

$$F_{sis} = F_1(a) \dots (46)$$

Y el momento debido al sismo es:

$$M_{sis} = \frac{2}{3}H(F_{sis}) \dots (47)$$

En la figura 6.8 se muestran las secciones transversales de la torre y los valores correspondientes a la fuerza horizontal debido al sismo y el momento.

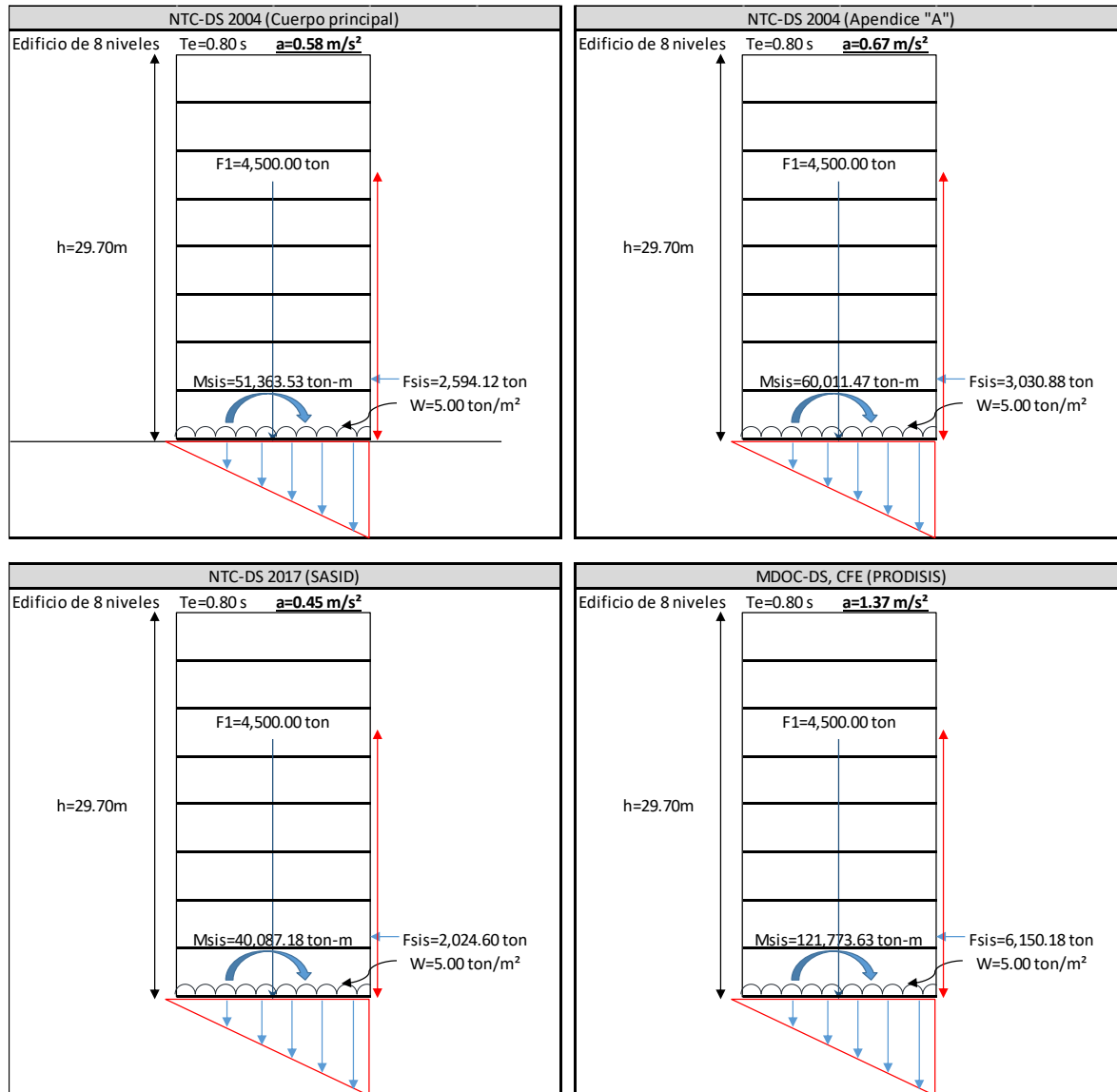


Figura 6. 8.- Fuerzas y momentos debido al sismo variando el valor de la aceleración.

Resumen de las fuerzas que actúan sobre la estructura.				
Metodología	NTC-DS 2004 "Cuerpo principal"	NTC-DS 2004 "Apendice A"	NTC-DS 2017 "SASID"	MDOC-DS, CFE "PRODISIS"
Valores característicos				
$a$ ( $m/s^2$ )	0.58	0.67	0.45	1.37
F1 (ton)	4,500.00	4,500.00	4,500.00	4,500.00
Fsis (ton)	2,594.12	3,030.88	2,024.60	6,150.18
Msis (ton-m)	51,363.53	60,011.47	40,087.18	121,773.63

Tabla 11.- Resumen de las fuerzas que actúan sobre la estructura.

## 7. Conclusiones.

En cuanto a los espectros se refiere, son una herramienta de gran utilidad, ya sea para comprender y evaluar el efecto de los terremotos sobre las construcciones, así como también para estimar la demanda sísmica en el diseño de estructuras.

De acuerdo con el estudio llevado a cabo en el sitio donde se encuentra el Hospital General Regional 25, mismo que corresponde a la zona III d cuyo subsuelo se encuentra conformado por espesores de arcilla de alta plasticidad que alcanzan profundidades entre los 60 a 70 m, lo cual representa que las velocidades de propagación de onda de corte sean bajas, aproximadamente en el orden de los 60 m/s, esto se traduce a que exista una frecuencia dominante de vibración mínima que equivale a un periodo de vibración más largo. Sin embargo, es importante comentar que un periodo largo no siempre está asociado a los mayores niveles de aceleración.

Las frecuencias que se presentan durante la disipación de energía que produce un sismo, son fundamentales para conocer los movimientos que se inducen en los depósitos, pero es dependiente de los periodos de vibración del suelo, de ahí la importancia de conocer el valor de  $T_s$ .

Con relación a las NTC-DS del 2004, para la construcción de los espectros es necesario conocer el  $T_s$ , por otra parte, a pesar de que las NTC-DS del 2017 proporcionan un software (SASID) que aún hace uso del  $T_s$  para este fin, tendiendo al final una estimación del espectro de diseño que corresponde al sitio estudiado. Aunado a lo anterior, el MDOC-DS de la CFE del 2008 y 2015, mediante la utilización del programa PRODISIS que, a partir de las propiedades geométricas y dinámicas que pueden asignarse a un depósito de suelo, calcula y obtiene el espectro.

En la comparación realizada entre los espectros de diseño construidos por cada una de las diferentes metodologías permite observar las diferencias que existen, teniendo en mente que las NTC-DS del RCDF así como el MDOC-DS de la CFE están basados en una gran cantidad de datos estadísticos, en la siguiente tabla se muestran las variaciones que existen en cuanto a las aceleraciones de partida " $a_0$ ", el valor del coeficiente sísmico " $c$ " que corresponde al valor máximo de aceleración, así como también los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$ , en el caso del espectro del programa PRODISIS  $T_c$ . Es importante mencionar que para hacer válida la comparación entre espectros, el espectro de diseño que corresponde a las NTC-DS-2004 del cuerpo principal se afectó por un factor de 2.00 para quitarle los efectos de sobre-resistencia con que viene afectado originalmente y de esta manera volverlo un transparente (ver tabla 12).

Comparativa de los valores que corresponden al coeficiente sísmico máximo ( $c$ ) y los periodos característicos $T_a$ , $T_b$ y $T_c$ .				
Metodología Valores característicos	NTC-DS 2004 "Cuerpo principal"	NTC-DS 2004 "Apendice A"	NTC-DS 2017 "SASID"	MDOC-DS, CFE "PRODISIS"
$a_0$	0.200 %g	0.250 %g	0.320 %g	0.381 %g
$c$	0.600 %g	0.700 %g	0.550 %g	1.367 %g
$T_a$	0.850 s	0.850 s	1.420 s	0.200 s
$T_b$	4.200 s	4.200 s	4.040 s	1.400 s
$T_c$	-	-	-	2.00 s

Tabla 12.- Comparativa de aceleraciones ( $c$ ) y periodos característicos ( $T_a$ ,  $T_b$  y  $T_c$ ).

Se puede observar que el valor de la aceleración máxima es igual a 1.367%g (con un 69% por arriba del promedio) y corresponde al programa PRODISIS, sin embargo, la meseta no cubra más allá de un periodo característico  $T_s = 1.4$  s, en comparación con los demás que a pesar de tener aceleraciones máximas menores, abarcan hasta un valor  $T_b = 4.2$ s.

Para la estimación de las fuerzas que actúan en un edificio o estructura se adopta el valor de "c" que corresponda al periodo estructural  $T_e$ . La fuerza horizontal está en función de la masa que dicho elemento tenga ( $F = ma$ ), de acuerdo a esto la fuerza que más afecta a la estructura corresponde al espectro construido con el MDOC-DS, CFE.

En la tabla 11 se muestra la comparativa de fuerzas que actúan sobre la estructura en función del espectro de diseño correspondiente. Como puede observarse la fuerza sísmica ( $F_{sis}$ ) y el momento sísmico ( $M_{sis}$ ) con mayor intensidad, corresponde a la interpretación del espectro obtenido mediante el programa PRODISIS mientras que la de menor intensidad está asociada al espectro obtenido con el programa SASID.

Por otro lado, el periodo fundamental de vibración del suelo es pieza clave en la construcción del espectro de diseño, en la tabla 13 se hace una comparativa de los valores de  $T_s$  que arroja el programa SASID Y PRODISIS, contra el calculado a partir de las velocidades de propagación de onda de corte y el obtenido a partir de un estudio de vibración ambiental realizado en el sitio.

Resumen de los periodos de vibración ( $T_s$ ) del sitio.				
Periodo de vibración \ Metodología	Cálculo a partir de las propiedades dinámicas del sitio	Vibración ambiental	NTC-DS 2017 "SASID"	MDOC-DS, CFE "PRODISIS"
$T_s$ (s)	4.406	4.2 a 4.35	2.60	4.41

Tabla 13.- Resumen de los periodos de vibración del sitio ( $T_s$ ) obtenidos de las diferentes metodologías.

Es importante tener en cuenta que las herramientas de cálculo, como los softwares (SASID y PRODISIS) sirven únicamente para tener nociones sobre los valores de aceleraciones y periodos de vibración en el sitio de interés, por lo que no se debe dejar de lado la importancia que tienen los estudios, pruebas de campo y de laboratorio para poder determinar de una manera más precisa y confiable las propiedades dinámicas de los materiales que conforman el subsuelo.

---

## Fuentes de consulta.

- Aguilar, R. (s.f.). *Cambios en los espectros de diseño sísmico del Valle de México debidos al hundimiento regional*.
- Aguilar, R. (s.f.). *Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo*. México, DF.: Centro de investigación Sísmica, A.C.
- Auvinet, G. G. (s.f.). *Riesgos geotécnicos para la construcción de vivienda en el valle de México*. México, DF.: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Avilés, J. (1999). Interacción suelo-estructura: Conceptos de diseño. *Revista de ingeniería Sísmica*.
- Avilés, J. (2010). *Regional subsidence of Mexico City and its effects on seismic response*. ELSEVIER.
- Avilés, J. (s.f.). *Criterios para caracterización de sitio con fines de microzonificación sísmica: Manual de Diseño por Sismo de la CFE*. México.
- Braja, M. D. (1982). *Fundamentals of Soil Dynamics*. New York: ELSEVIER.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. México: PERSON.
- Díaz, J. (s.f.). El subsuelo de la Ciudad de México (The subsoil of Mexico City). *Conferencia Leonardo Zeevaert Wiechers*, (pág. 39). México.
- Elnashai, S. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. U.K.: WILEY.
- Humar, L. (1974). *Numerical Methods in Structural Dynamics*. Ottawa, Canada.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. USA: Prentice Hall.
- Kumar, A. (1990). *Response Spectrum Method in seismic Analysis and Design of structures*. USA: Blackwell Scientific Publications.
- Lesser, J. (1998). *El hundimiento del terreno en la ciudad de México y sus implicaciones en el sistema de drenaje*. México.
- Manual de Obras Civiles-Diseño por Sismo de la CFE*. (2008).
- Manual de Obras Civiles-Diseño por Sismo de la CFE*. (2015).
- Martínez, J. (s.f.). *Efectos del hundimiento regional en los cambios de periodo dominante del suelo de la cuenca de México: Propuesta de nuevos mapas para las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS)*. México, DF.
- Newmark, M. (s.f.). *Earthquake Spectra And Design*. California: EERI.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF*. (2004).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF*. (2017).

- 
- Ovando, E. (2013). *Effects of regional subsidence and earthquakes on architectural monuments in Mexico City*. México: SGM.
- Prakash, S. (1981). *Soil Dynamics*. USA: McGraw-Hill Book Company.
- Prince, J. (1963). *Espectros de temblores y su aplicación*. México, DF.: Instituto de Ingeniería.
- Santoyo, E. (s.f.). *Historia y actualidad del hundimiento regional de la ciudad de México*.
- Santoyo, O.-S. M. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. México.: TGC Geotecnia.
- Zeevaert, W. L. (1983). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. New York: VNR.
- Zeevaert, W. L. (1985). *Conceptos sísmicos de la interacción suelo-estructura de cimentaciones monolíticas*. México, DF.
- Zeevaert, W. L. (1995). *Diseño Sísmico-Geodinámico de cimentación*. Facultad de Ingeniería.
- Zeevaert, W. L. (1998). *Compendio elemental de mecánica de suelos*. México, DF.
- Zhang, C. (1998). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Países Bajos: ELSEVIER.