

7 38
20j



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANÁLISIS SISMICO DE CIMENTACIONES
EN ARCILLA TOTALMENTE SATURADA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

GERARDO MARQUEZ GUTIERREZ



MEXICO, D. F.

1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
INSTITUTO NACIONAL
DE PROFESIONES
MEXICO

Señor **GERARDO MARQUEZ GUTIERREZ,**
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. Agustín Deméneghi Colina**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**

“ANÁLISIS SISMICO DE CIMENTACIONES EN ARCILLA TOTALMENTE SATURADA”

- Introducción.**
- I. Sismicidad.**
- II. Comportamiento dinámico de los suezos**
- III. Análisis sísmico de cimentaciones.**
- IV. Un ejemplo de aplicación.**
- V. Conclusiones y comentarios.**
- Bibliografía.**

Ruego a usted cumplir con la disposicion de la Direccion General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el titulo de esta

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Mexico, D.F., a 20 de septiembre de 1999.
EL DIRECTOR

M en C GERARDO FERRANDO BRAVO

A MIS PADRES. ARMANDO MÁRQUEZ ROCHA
Y MARIA ELENA GUTIÉRREZ SILVA POR SU
APOYO Y AMOR INCONDICIONAL

A MIS HERMANOS ARMANDO, MARIA ELENA
NOEMI Y CUÑADOS POR EL CARIÑO QUE
SIEMPRE ME HAN DADO.

A AIDEE CEBALLOS DAZA POR QUE
SIEMPRE ME HA IMPULSADO A LUCHAR
POR LO QUE QUIERO.

A TODOS MIS AMIGOS QUE SIEMPRE
HAN CREÍDO EN MÍ.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO, FACULTAD DE INGENIERÍA
POR TODO LO QUE ME HA DADO.

INDICE

I.- Introducción.....	8
II.- SISMICIDAD.....	11
2.1.- Principales tipos de temblores que afectan la Ciudad de México.....	11
2.2.- Comportamiento sísmico de cimentaciones en la Ciudad de México.....	13
2.3.- Ondas sísmicas.....	16
2.3.1.- Fallas en la superficie del suelo.....	17
2.4.- Actividad sísmica del valle.....	17
2.5.- El reglamento de construcciones para el D.F. y sus normas técnicas.....	21
2.6.- Tectónica de México y sus grandes temblores.....	25
2.7.- Catálogo de grandes temblores ocurridos en México.....	26
2.8.- Algunas características de los grandes temblores en México.....	27
2.9.- Estimación de movimientos fuertes.....	28
2.10.- Avances recientes en la instrumentación sísmica.....	30
2.11.- Mecanismo de la transmisión del movimiento sísmico a la estructura.....	31
2.11.1.- Interacción de respuesta.....	33
2.12.- Variaciones de los movimientos del terreno con el espesor de los depósitos.....	34
III.- Propiedades Dinámicas de los suelos.....	35
3.1.- Comportamiento dinámico de la arcilla en la ciudad de México.....	35
3.1.1.- Módulo de rigidez al corte.....	37
3.1.2.- Amortiguamiento histerético.....	37
3.1.3.- Resistencia a la falla dinámica.....	38
3.1.4.- Respuesta esfuerzo-deformación.....	39
3.1.5.- Presión de poro dinámica.....	40
3.2.- Propiedades dinámicas del suelo.....	40
3.3.- Investigación del subsuelo.....	43

IV.- Análisis sísmico de cimentaciones.....	45
4.1.- Análisis dinámico de los suelos blandos.....	45
4.1.1.- Parámetros del modelo viscoelástico lineal equivalente.....	45
4.1.2.- Degradación por carga cíclica.....	46
4.1.3.- Deformaciones residuales inducidas por carga cíclica.....	46
4.1.4.- Efecto de la carga cíclica sobre la resistencia no drenada.....	47
4.1.5.- Resistencia dinámica.....	47
4.2.- Análisis de los efectos de sitio sobre la respuesta de cimentaciones.....	48
4.3.- Análisis de la interacción dinámica suelo-estructura.....	48
4.3.1.- Métodos de análisis.....	49
4.3.2.- Modelo representativo de un sistema suelo-estructura.....	50
4.3.3.- El problema de interacción suelo-estructura.....	51
4.3.3.1.- Aspectos teóricos del problema de interacción suelo-estructura.....	52
4.4.- Efecto de la flexibilidad del suelo en el periodo efectivo de las estructuras.....	53
4.5.- Efecto de la profundidad de desplante.....	53
4.6.- Efecto del tipo de cimentación.....	54
4.7.- Efecto de estructuras vecinas.....	54
4.8.- Interacción cinemática.....	54
4.8.1.- Método directo.....	55
4.8.2.- Método del resorte o método de sub-estructura.....	55
4.9.- Interacción inercial.....	56
4.9.1.- Algunos efectos especiales de la interacción inercial.....	56
4.9.1.1.- Resumen de los efectos de interacción inercial.....	58
4.9.2.- Fuerza de corte en la base.....	59
4.9.3.- Estimación del periodo fundamental de vibración de un edificio.....	60
4.9.4.- Estimación de la fuerza horizontal sísmica resultante.....	61
4.9.5.- Periodo efectivo de vibración de la estructura.....	62
4.9.6.- Amortiguamiento efectivo del sistema cimentación-estructura.....	63
4.9.7.- Rigideces de la cimentación.....	64
4.10.- Algunas repercusiones en la ingeniería de cimentaciones.....	64
4.10.1.- Amplificación dinámica.....	64
4.10.2.- Capacidad de carga.....	65
4.10.3.- Asentamientos.....	66
4.10.4.- Espectros de piso.....	66
4.11.- El proceso de diseño.....	67
4.12.- Selección del tipo de cimentación.....	69
4.13.- Principios constructivos básicos.....	72
V.- Ejemplo de aplicación.....	73
VI.- Conclusiones y comentarios.....	87
VII.- Bibliografía.....	91

CAPITULO I.

INTRODUCCIÓN.

En este trabajo se intenta resumir las características del subsuelo sobre el que está fundada la Ciudad de México, así como el comportamiento del terreno y las construcciones ante la acción de fenómenos tales como los sismos.

La acción de un sismo en un edificio reviste aspectos muy distintos de los de otras acciones (viento, cargas vivas y muertas, etc.)

Las diferencias no residen tanto en las características dinámicas de la acción, cuanto en que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura.

En muchas regiones, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las construcciones, por eso es necesario tomar precauciones muy especiales a este respecto en el proyecto de toda construcción.

Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que aún en donde no se tengan evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren de un diseño sismoresistente, ya que la respuesta dinámica de las estructuras ante las vibraciones del terreno producidas por sismos, que también dependen en gran medida de las condiciones del suelo en el sitio del edificio, no se pueden evitar y por esto puede ser la causa de muchos daños o hasta de un colapso. Los daños causados por los grandes sismos obligan a una revisión periódica de los métodos de diseño y construcción comúnmente aceptados por los ingenieros civiles, esto se aplica muy especialmente en la ingeniería de cimentaciones debido a las difíciles condiciones geotécnicas de la Ciudad de México.

En la actualidad, la mayoría de los sismólogos y los ingenieros especialistas están de acuerdo en que las características del movimiento sísmico en un sitio dado durante un evento particular dependen de numerosos factores, incluyendo entre otros:

- 1 - El mecanismo de origen del suelo.
- 2.- La magnitud del sismo.
- 3.- La distancia del sitio a la fuente principal de liberación de energía.

- 4.- Las características geológicas de las formaciones rocosas a través de las cuales las ondas sísmicas deberán propagarse desde el foco hasta el área general del sitio.
- 5.- Las condiciones locales del suelo subyacente al sitio particular.
- 6.- Los posibles efectos de enfoque o superposición de ondas.

De hecho la energía se liberará a partir de una fuente de deslizamiento súbito en la corteza terrestre, probablemente a una profundidad de muchos kilómetros por abajo de la superficie del terreno y se propagará en forma de ondas sísmicas, hacia una zona de mucha importancia como lo puede ser una ciudad.

Las ondas al propagarse atravesarán muchas fronteras y dislocaciones en la estructura geológica, serán reflejadas y refractadas y finalmente se aproximarán a la zona de interés.

En este trabajo se va a tratar algo sobre la interacción suelo-estructura, el cual es un problema muy complejo, que requiere de la participación de ingenieros de mecánica de suelos, de ingenieros de estructuras y del uso apoyado de métodos numéricos en la computadora.

También se tratará un poco sobre el reglamento de construcciones para el Distrito Federal y las normas técnicas complementarias.

Actualmente el subsuelo de la Ciudad de México se encuentre dividido en tres zonas:

- Zona I: Zona de Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explorar minas de arena.

- Zona II: Zona de transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20m. de profundidad o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

- Zona III: Zona del lago o lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

En esta última zona es donde se va a centrar este trabajo.

SISMO-GEODINÁMICA

Para visualizar la acción sísmica con la mayor claridad posible, es necesario analizar los esfuerzos y deformaciones que producen los diferentes tipos de ondas sísmicas en la superficie del suelo para cierta aceleración asignada. Sin embargo para analizar el comportamiento sismo-geodinámico de la superficie del suelo no es suficiente con conocer las aceleraciones superficiales en sus 3 componentes, sino que también se necesita conocer las propiedades sismo-geodinámicas del subsuelo, es decir las propiedades esfuerzo-deformación unitaria dinámicas dentro del rango de la acción sísmica esperada.

Durante el paso de las ondas por el sitio en estudio el suelo es sometido a fatiga, cuyas características son exclusivamente función de las propiedades dinámicas del tren de ondas sísmico, es decir, de una serie de aplicaciones cíclicas de presiones al suelo con determinada frecuencia y amplitud que dependen de la energía sísmica impuesta.

Por otro lado es importante investigar cuál es la intensidad y duración de la fatiga que produce cierta degradación del suelo, pero para esto es necesario conocer de antemano la magnitud, duración y frecuencia en la aplicación de la carga cíclica compatible en similitud con el problema a tratar. Por ejemplo el sismo, el tránsito, la maquinaria, etc. , inducen en el suelo fatigas diferentes que deben ser representadas en las pruebas de laboratorio en muestras de suelo inalterado, de otra forma no se obtendrán resultados significativos para su aplicación.

En el caso de sismos es importante que las pruebas cíclicas o de fatiga se lleven a cabo a semejanza de los efectos que producen las ondas sísmicas, correspondientes a un tren de onda determinado, logrando así llevar a cabo una similitud lo más real posible entre campo y laboratorio.

CAPÍTULO II.

SISMICIDAD.

La sismicidad de una zona se relaciona con la actividad sísmica de la región o, más apropiadamente, con la frecuencia con que se generan sismos de diferentes magnitudes en el área considerada.

El riesgo sísmico en el valle de México está determinado por las fuentes potenciales de temblores significativos, fuentes que yacen hasta cientos de kilómetros del valle; por las características focales de estos sismos: por la roca que modifica las ondas en su trayecto al valle; por la topografía local y por las propiedades dinámicas de los depósitos de suelo que se hallan bajo el valle, es decir por aspectos geotécnicos.

2.1.- PRINCIPALES TIPOS DE TEMBLORES QUE AFECTAN LA CIUDAD DE MEXICO

Los principales temblores que afectan la ciudad de México pueden clasificarse en cuatro grupos:

1.- Los locales, que se originan en el interior del valle de México o sus inmediaciones. La magnitud máxima que se ha tenido en este siglo es de $M_b=5.5$, no hay indicios geológicos que hagan suponer magnitudes mayores.

Este acontecimiento superior de la magnitud, apreciablemente menor que en otros sitios del Eje Neovolcánico. Se relaciona con el corto espesor de la corteza bajo el valle y con lo somero de la isoterma local de 300 grados, ya que a mayores temperaturas las placas continentales no generan sismos.

2.- Los que se generan en el resto de la placa norteamericana, el mayor de estos en este siglo se originó en 1912 en el graben de Acambay, a unos 70 Km al NW de la capital, con magnitud de $M_s=7.0$, su periodo de recurrencia de sus macrosismos se estima del orden de un milenio.

3 - Los de subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamérica. La energía liberada por la ruptura o movimiento de este cuerpo se propaga en forma radial, a través de frentes de onda, alejándose del punto de emisión o foco con una velocidad que depende de las características elásticas del medio.

Son los que peores estragos han causado en la capital, a este tipo de temblores pertenece el de 1985, entre otros, la magnitud máxima que se tiene noticia para estos sismos es de $M_s = 8.2$.

En términos generales, se calcula que un sismo producido en las costas del Pacífico llega a registrarse en la Ciudad de México dos minutos después.

4.- Los de la placa de Cocos subducida, estos se originan a profundidades llamadas intermedias entre 50 y 100 Km aproximadamente. Su magnitud ha alcanzado $M_s = 8.0$ cerca de la costa disminuyendo el límite superior conforme la placa de Cocos se aleja de ella, hasta 6.5 aproximadamente bajo la cuenca de México.

Sabemos que las irregularidades topográficas modifican apreciablemente los movimientos del terreno.

Según observaciones realizadas a raíz de varios temblores indican que las estructuras ligeras sufrieron el máximo daño cuando estaban construidas sobre depósitos de poco espesor, mientras que los edificios altos sufrieron el máximo daño cuando se construyeron sobre depósitos profundos. En contraste, las estructuras altas sufrieron poco daño cuando se desplantaban sobre suelos de poco espesor y las estructuras bajas resintieron daños insignificantes cuando se ubicaban sobre depósitos profundos.

Según experimentos de Tucker (1984) confirman que la topografía puede amplificar significativamente los movimientos sísmicos.

Seed (Whitman, 1972) llegó a la conclusión de que los efectos que tuvieron los edificios estuvieron relacionados con el fenómeno de resonancia entre los depósitos del suelo y los edificios, de esto se hablará un poco más adelante

Conviene aclarar aquí algunos términos de uso común en sismología, y que con frecuencia se emplean de forma inadecuada:

- Magnitud de un sismo: es una medida del tamaño del mismo, que es independiente del lugar donde se hace la observación y que se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento. Se determina a partir de las amplitudes de registros de sismógrafos estándar. La escala más conocida es la de Richter (M_L). Hay otras escalas que se basan en ondas de cuerpo (M_b), en ondas superficiales (M_s) y en el momento sísmico (M_w).

(Es la medida de la potencia del sismo en sí, independientemente del lugar donde se mide)

- Intensidad de un sismo: es una medida de los efectos que éste produce en un sitio dado, o sea de las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo, en ese lugar en particular y en lo que concierne a sus efectos en las construcciones. La escala más común para medir la intensidad es la de Mercalli modificada

(Medida de las características del movimiento del terreno que el sismo provoca en un sitio dado)

Desde el punto de vista de ingeniería sísmica lo que interesa son las intensidades que pueden presentarse en un lugar donde se va a construir un edificio.

- Foco de un sismo: lugar donde comienza el corrimiento de la falla geológica que originó el sismo.

- Epicentro: punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco

2.2.- COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO

Cuando se presenta un sismo se generan en el foco del mismo ondas de compresión y ondas de cortante, las cuales viajan a través de la corteza terrestre, afectando a las construcciones cuando llegan a la superficie. La refracción de las ondas al pasar de un estrato a otro, y la reflexión de ellas al llegar a la superficie del terreno generan otro tipo de ondas sísmicas, siendo las más importantes las ondas Love y las ondas Raleigh, de las cuales se hablará más adelante.

La presencia de un estrato blando que sobreyace a un estrato de suelo firme, puede ocasionar un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas, debido a que si el estrato blando está formado por un depósito de arcilla blanda saturada, éste presenta una estructuración debida a la floculación de las partículas de arcilla, por lo que su respuesta a una excitación dinámica es aproximadamente elástica, dentro de cierto rango; este fenómeno se presenta en la arcilla lacustre de origen volcánico de la Ciudad de México.

Si el periodo de vibración del terreno firme coincide con el periodo natural de vibración del depósito de arcilla blanda, se presenta una magnificación de la aceleración de las ondas sísmicas; es decir la aceleración tiene un cierto valor en el terreno firme, pero en la superficie del suelo blando, al pasar las ondas a través de él, la aceleración puede ser varias veces mayor que en el suelo firme.

Se dice entonces que hay una amplificación o magnificación de la aceleración, o que, bajo ciertas condiciones, el suelo blando entra en resonancia.

Es claro que la magnificación de las ondas sísmicas en el suelo blando tiene un efecto muy negativo sobre las construcciones que están apoyadas en él, ya que se ven sujetas a aceleraciones en general muy altas. Es probable que en algunos sitios de la Ciudad de México se hayan presentado la amplificación de

las ondas sísmicas, durante el temblor del 19 de Septiembre de 1985, y ésta haya sido una de las causas de daños severos en varias zonas de la Ciudad.

Por otra parte el fenómeno de refracción y reflexión de las ondas sísmicas puede provocar incrementos en las mismas, con los consiguientes daños a las construcciones.

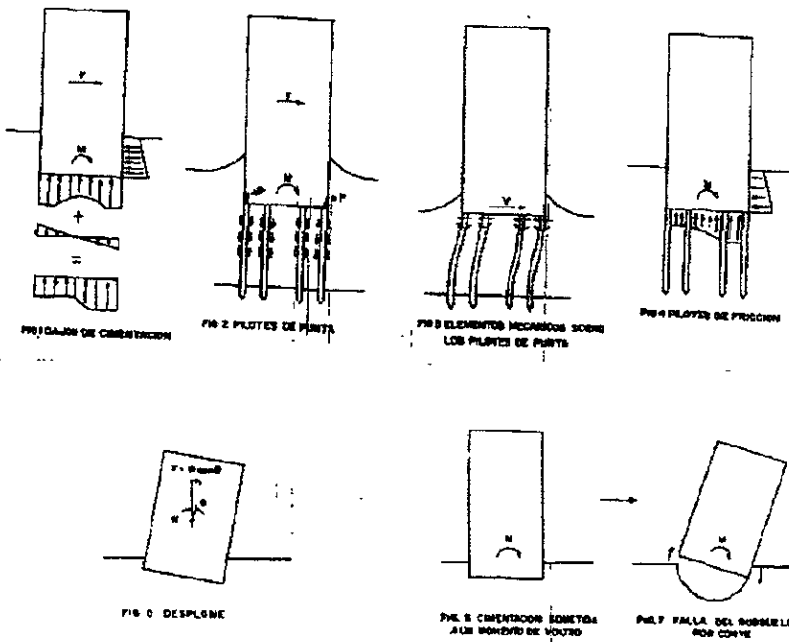
Por lo que respecta al comportamiento de cimentaciones, cabe aclarar que los sismos ocasionan una serie de fuerzas de inercia en los edificios, las cuales a su vez provocan fuerzas cortantes y momentos de volteo al nivel de las cimentaciones. En edificios altos, la fuerza cortante y el momento sísmico pueden ser de gran magnitud, por lo que las cimentaciones se deben diseñar para que resistan estos elementos mecánicos.

En cimentaciones compensadas a base de un cajón de cimentación (Fig. 1), el sismo se toma con el cajón; tanto el momento como el cortante sísmico son resistidos por la losa de cimentación y por los muros del cajón; en estas condiciones, la profundidad del cajón es muy importante para resistir las fuerzas de inercia debidas al sismo.

Si la cimentación es a base de pilotes de punta, la fuerza cortante y el momento sísmico se toman con los propios pilotes, aún cuando las paredes del cajón ayudan un poco a tomar estos elementos mecánicos (Fig. 2). Dado que los pilotes toman un porcentaje alto de la fuerza cortante sísmica, deben diseñarse cuidadosamente para que resistan los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes que se generan en su cabeza (Fig. 3) y a lo largo de toda su longitud (L. Zeevaert, 1973) El momento de volteo M ocasiona incrementos de carga sísmicos en un extremo y decrementos en el otro (Fig 2), los cuales hay que agregarlos a las cargas debidas al peso de la estructura y a la fricción negativa que se presente en la Ciudad de México.

Cuando se emplean pilotes de fricción (Fig. 4), no conviene que estos tomen los incrementos de carga sísmicos, debido a que se puede presentar una disminución de la resistencia al corte de la arcilla lacustre, ocasionada por un posible aumento de la presión de poro en el suelo por el sismo. En estas condiciones, el sismo se toma con un cajón de cimentación, siendo la losa y los muros de éste los que resisten el momento y la fuerza cortante sísmicos (L. Zeevaert, 1973). Los pilotes se diseñan con un factor de seguridad igual a uno, para que el edificio siga el hundimiento del terreno en la Ciudad de México.

En casos extremos, el momento de volteo sísmico puede ocasionar una falla del subsuelo por excederse su resistencia al corte, presentándose un colapso del suelo bajo la cimentación (ver fig. 6 y 7). Aquí se hace evidente la necesidad de que el cajón tenga una profundidad de desplante adecuada.



Finalmente en el diseño de cimentaciones en la Ciudad de México, se puede afirmar que intervienen tres áreas de la ingeniería civil: la ingeniería estructural, la mecánica de suelos y la dinámica de estructuras y suelos. Es necesario que en el diseño de una cimentación trabajen en conjunto estas tres disciplinas.

2.3.- ONDAS SÍSMICAS.

Las 3 ondas sísmicas básicas que pueden presentarse en un lugar de la superficie libre del suelo quedan registradas en los acelerogramas por el tren de ondas, estas son:

- a) ondas planas compresionales o irrotacionales que se propagan en sentido vertical y producen en la superficie del suelo un efecto trepidatorio, sus componentes horizontales son prácticamente despreciables y la componente vertical es pequeña cuando se trata de un suelo saturado.

- b) Las ondas planas de cortante producen en la superficie del suelo un efecto de vaivén, es decir que su movimiento es normal al de propagación de la onda, la amplitud de la componente vertical se observa despreciable.

- c) Ondas planas superficiales, que se originan en la superficie del suelo y se atenúan rápidamente con la profundidad, producen compresiones y dilataciones en el sentido de propagación de la onda, su velocidad de propagación es prácticamente igual a la de las ondas de cortante de cuerpo, la compresión y dilatación inducen movimientos de vaivén horizontales y verticales, por eso en los acelerógrafos se registran las aceleraciones en las tres componentes. A estas ondas también se les llama ondas Raleigh.

El interés del ingeniero de cimentaciones es poder estimar el orden cuantitativo de la acción que las ondas sísmicas inducen en cada estrato hasta la parte superficial del suelo, a saber:

1.- Aceleraciones y velocidades máximas del terreno

2.- Celeridad de traslación de la onda

3.- La duración del movimiento.

4.- Incremento sobre el estado de esfuerzos estáticos de sobrecarga que inducen las ondas por el fenómeno de compresión y dilatación y esfuerzos cortantes con relación a la resistencia dinámica del suelo (desplazamiento máximo del terreno).

5.- Incremento en la presión hidráulica del suelo por la presión sísmica en el agua de poro

Para poder estimar las acciones sísmicas antes descritas es necesario determinar en el laboratorio con precisión práctica en probetas de suelo inalterado los parámetros geo-dinámicos siguientes:

a) Masa unitaria del suelo y módulo dinámico de rigidez

- b) Esfuerzo estático octaédrico medio para cada estrato.
- c) Estimación de la relación de Poisson.
- d) Módulo de deformación unitaria para compresión y expansión o respuesta tanto en sentido vertical como horizontal.
- e) Compresibilidad volumétrica del suelo.
- f) Compresibilidad volumétrica de la mezcla aire-agua contenida en los poros del suelo, que en el caso de arcillas saturadas no hay aire en los poros del suelo.

2.3.1.- FALLAS EN LA SUPERFICIE DEL SUELO.

La falla del subsuelo se realiza cuando se alcanza la resistencia de éste por cortante o tensión directa. Lo anterior ocurre cuando los esfuerzos dinámicos adicionados a los estáticos alcanzan la resistencia del suelo.

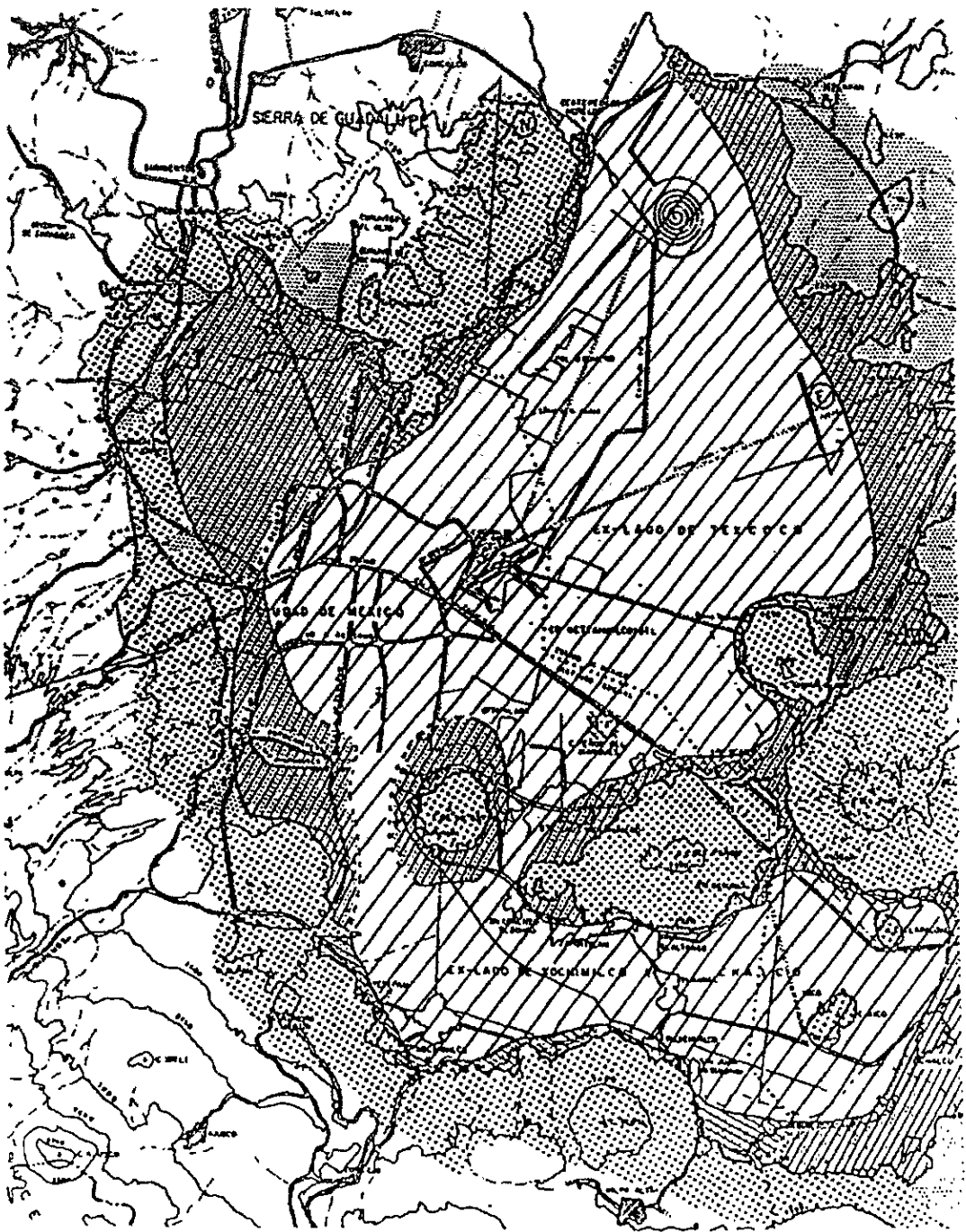
Cuando el suelo está saturado y se genera presión dinámica en el agua de poro se disminuye la resistencia y el suelo se hace más susceptible a la falla, principalmente en los suelos finos no cohesivos.


2.4.- ACTIVIDAD SÍSMICA DEL VALLE


En México después del temblor de 1957, se reconoció, sin lugar a dudas que diferentes niveles de intensidad sísmica se habían desarrollado en las distintas condiciones del suelo en la Ciudad de México y se estableció una zonificación que divide a la ciudad en tres zonas:


- (1) Formaciones duras y rocosas
- (2) Zona de transición
- (3) Depósitos lacustres arcillosos.

A continuación se muestra un mapa de las tres zonas en las que se divide el D F

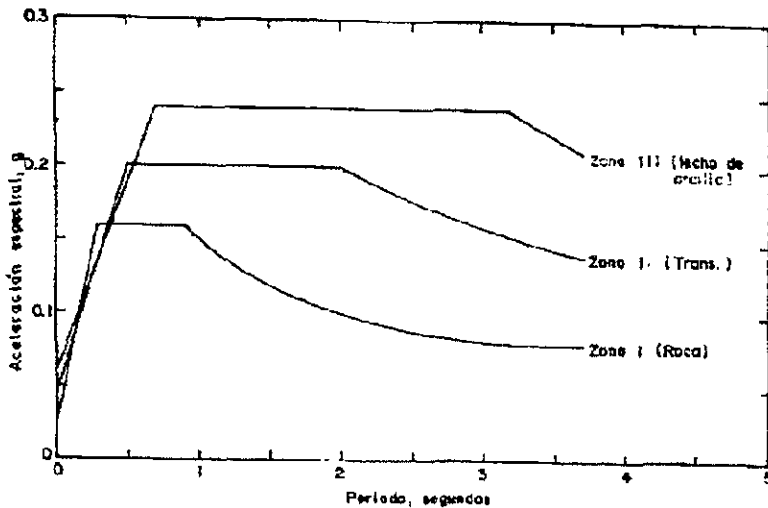


 Zona I

 Zona II

 Zona III

Fue a partir del sismo del 28-Julio-1957, y los registrados posteriormente los que impulsaron las investigaciones sobre el comportamiento del subsuelo durante las perturbaciones telúricas y debido también a los temblores fue que se hicieron cambios en la normatividad para las construcciones del D.F. Como sucedió en el reglamento que fue revisado en 1976, en el cual se establecieron los espectros de diseño para las tres zonas de la Ciudad de México como se muestra en la siguiente figura.



Espectros de diseño para diferentes zonas del subsuelo de la Ciudad de México

El reglamento de 1942 fue el primero que contenía reglas para diseñar las cimentaciones de la ciudad al ser expuestas a sismos.

El sismo del 28-Julio-1957 reveló varias deficiencias de diseño y construcción, particularmente en las construcciones más recientes de esa fecha, la destrucción fue mucho más notoria en la zona de suelos compresibles, por esto y gracias a estudios realizados se fue cambiado el reglamento de construcción del D.F. en cuanto a cimentaciones se refiere, entre otras cosas más, posteriormente después del sismo de 1985 se volvió a cambiar algunas cosas del reglamento, debido a los grandes daños y víctimas que ocasionó este en la gran ciudad, principalmente en las zonas del lago y de transición. El que este

sismo ocurriera demostró que es muy necesario ampliar los conocimientos que se tienen sobre la estratigrafía y zonificación del subsuelo.

Los sismos que provocan más daño en la capital son los que tienen una ocurrencia en epifocos lejanos (de 100 a 400 km), los cuales amplifican su intensidad al pasar las ondas a través de los depósitos blandos y compresibles de la corteza.

La sismicidad local es de baja intensidad y no ha ocasionado grandes daños a las construcciones.

Para poder hacer un estudio geotécnico de algún lugar, es indispensable partir del conocimiento detallado de su estratigrafía, para poder saber cuántas muestras alteradas e inalteradas, y posteriormente para la preparación de pruebas de laboratorio, definición de criterios de análisis de estabilidad y comportamiento, y finalmente para la selección del procedimiento constructivo.

Con el paso del tiempo y después de las experiencias pasadas en los sismos, en la Ciudad de México se ha creado una conciencia sísmica que se refleja en la revisión y actualización del reglamento de construcciones, el cual se ha estado modificando de acuerdo con el comportamiento de las estructuras en los diferentes sismos, así el reglamento más reciente es el que se modificó en junio de 1998.

A partir de los estudios relacionados con el terremoto de Michoacán 1985, se han hecho avances significativos para entender:

- a) El proceso de ruptura de los grandes temblores mexicanos ($M_s > 7$) que han ocurrido desde 1907
- b) Los sismos históricos de México
- c) La geometría de la zona Benioff.
- d) Extensión y potencial sísmico de la brecha de Guerrero
- e) Las características especiales de los grandes temblores mexicanos
- f) El espectro sísmico en la fuente y su atenuación con la distancia
- g) La predicción de la aceleración máxima esperada en la zona epicentral
- h) La propagación de las ondas sísmicas hacia el D.F.
- i) La estimación del movimiento del terreno en el D.F. (aceleración máxima, registros de aceleraciones, espectro de Fourier, espectro de respuesta, duración)
- j) La amplificación espectral de las ondas sísmicas en la zona dura del valle de México y en algunas otras ciudades de la república.

2.5.- EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS.

Reglamento de construcciones.

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal se enfoca principalmente a la revisión del diseño y del procedimiento constructivo de las cimentaciones, es por eso que no se debe confundir como un manual de análisis y diseño

El reglamento sólo proporciona lineamientos para verificar que los resultados obtenidos por los métodos de análisis y diseño adoptados a su mejor conveniencia por el que se dedique a diseñar son compatibles con los principios más fundamentales de la mecánica de materiales y con la misma experiencia local de las personas

En cuanto a la revisión por sismo destacan los siguientes puntos:

a) Clasificación de construcciones

En el reglamento las construcciones se clasifican en dos grandes grupos: A y B, y este último se divide a su vez en B1 y B2, esto de acuerdo a la importancia de las construcciones y a la gravedad de una posible falla en cuanto a pérdida de vidas y daños culturales o económicos (Cap. 1, Art. 174).

Los edificios del grupo A son los que tienen mayor importancia en caso de una emergencia urbana como hospitales, escuelas, estaciones de bomberos, centrales eléctricas, etc.

También son aquellos que constituyen un gran peligro por contener sustancias tóxicas o explosivas.

b) Estados límites de falla y de servicio

La revisión requerida por el reglamento se basa en la teoría de los estados límites. Debe existir seguridad adecuada contra la aparición de estados límites de falla y no debe rebasarse ningún estado límite de servicio.

Estado límite de falla: cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componente, incluyendo la cimentación o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga (Cap. III, Art. 183).

Estado límite de servicio: La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones, o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudique su capacidad para soportar cargas (Art 184).

c) Acciones

El reglamento especifica que deben verificarse las estructuras y cimentaciones bajo las diferentes combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Las acciones sísmicas se consideran accidentales y de acuerdo con el principio anterior deben combinarse con todas las acciones permanentes y todas las variables con su valor instantáneo (valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse el sismo) pero no se acumulan con otras acciones accidentales como las debidas a viento (Art. 188). La intensidad de diseño de las acciones sísmicas consideradas deben en principio corresponder a un período de recurrencia de 50 años.

Para fines de revisión, los efectos de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio se multiplican por un factor de carga F_c (Art. 194). Para revisión de estados límites de servicio, este factor es unitario. Para revisión de estados límites de falla en condiciones sísmicas, se adopta un factor $F_c=1.1$, sensiblemente inferior al considerado para condiciones estáticas (1.4 ó 1.5). Para acciones favorables a la estabilidad, el factor de carga es de 0.9.

d) Resistencia.

Se entiende por resistencia la magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provocaría la aparición de un estado límite de falla.

Los procedimientos para definir las resistencias de diseño no se encuentran en el reglamento, pero sí en las normas técnicas complementarias.

e) Principio general de las revisiones de estados límites de falla

Para las distintas combinaciones de acciones, debe revisarse que, para cualquier estado límite de falla la resistencia de diseño es mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio multiplicado por los factores de carga correspondiente.

f) Acciones sísmicas

Los pasos a seguir para la determinación de las acciones sísmicas a tomar en cuenta, en particular para la revisión de cimentaciones, se define en el Capítulo VI del Título Sexto. Se indica que la revisión debe hacerse bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Tanto la estructura como su cimentación deben resistir sus fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras sollicitaciones y afectados por el correspondiente factor de carga. Según las características de la estructura de que se trate, ésta puede analizarse por sismo empleando un método simplificado, un método estático o un método dinámico. El coeficiente sísmico, entendido como la relación entre fuerza de cortante horizontal en la base de construcción y el peso de la construcción, se especifica de acuerdo con la zona del D F definida en el Cap. VIII, Art. 206, como sigue:

Construcción del grupo B	Zona I: 0.16
	Zona II: 0.32
	Zona III: 0.40

Construcción del grupo A: 50% más

Se deja sin embargo la especificación de estos coeficientes en las Normas Técnicas Complementarias para el caso en el que se emplee el método simplificado de análisis y para algunas zonas especiales.

g) Revisión de Cimentaciones

Sobre esto se puede revisar en el Cap. VIII del Título Sexto del reglamento de construcciones. Se define la división del D.F. en tres zonas. Se dan principios generales para la investigación del subsuelo, la evaluación del hundimiento regional y la revisión de la seguridad. Se identifican como estados límites de falla específicos para cimentaciones: la flotación, el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación y la falla estructural de pilotes u otros elementos de la cimentación.

Los estados límites de servicio señalados son los siguientes: movimiento vertical medio (asentamiento o emersión) con respecto al terreno circundante, inclinación media de la construcción y deformación diferencial.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO.

Destacan los puntos siguientes:

a) Elección del tipo de análisis

Se indican las condiciones en las cuales es aceptable recurrir a un método de análisis estático o simplificado en lugar de análisis dinámico. Se señala, que para construcciones de menos de 60m, la posibilidad de emplear los métodos que especifica el apéndice a las normas para tomar en cuenta los periodos dominantes del terreno y la interacción suelo-estructura en la evaluación de las acciones sísmicas.

b) Espectro para diseño sísmico

Para casos en los que se aplique el análisis dinámico modal, se especifica un espectro de diseño para las diferentes zonas del D.F..

c) Reducción de fuerzas sísmicas

Se introduce un factor reductivo Q' de fuerzas sísmicas aplicable a las fuerzas obtenidas mediante análisis estático o dinámico modal y un factor de comportamiento sísmico Q por el que deben multiplicarse los desplazamientos calculados con las fuerzas reducidas. Para construcciones que no cumplan con ciertas condiciones de regularidad, se especifican valores más desfavorables de estos factores.

d) Método simplificado de análisis

El método simplificado de análisis propuesto por las Normas para construcciones de menor importancia hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y consiste en una simple verificación de resistencias al corte de muros de carga en cada entrepiso con coeficientes sísmicos reducidos. Aún cuando ello no se especifica, se entiende que la cimentación no requiere revisión particular por sismo, salvo de sentido común, cuando es aplicable este análisis.

e) Análisis estático

Este análisis consiste en representar los efectos del sismo sobre la estructura mediante fuerzas horizontales actuando sobre puntos donde se suponen concentradas las masas. El análisis arroja una fuerza de cortante, un momento de torsión y un momento de volteo al nivel de la cimentación que deben tomarse en cuenta al revisar la misma. Se aclara que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno deben combinarse tomando, en cada dirección que se analice la estructura, 100% de los efectos del componente que obra en esta dirección y 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

Al realizar este tipo de análisis, se especifica que para revisar la cimentación respecto a estado límite de falla debe tenerse en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que potencialmente se desplazaría al fallar el suelo en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración igual a $c/4$ veces la aceleración de la gravedad (c : coeficiente sísmico).

f) Análisis dinámico

Se dan lineamientos generales para la aplicación de análisis tipo modal o paso a paso. Se fija un límite inferior para la fuerza de cortante a tomar en cuenta al nivel de la cimentación.

2.6.- TECTÓNICA DE MÉXICO Y LOS GRANDES TEMBLORES

Los grandes temblores ($M_s > 7.0$) en México a lo largo de la costa del Pacífico, son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norte América (ver la siguiente figura).



Fig. Marco tectónico general de México

La placa de Rivera, que es relativamente pequeña se desplaza bajo el estado de Jalisco con velocidad relativa de unas 25 cm/año frente a la costa de Manzanillo.

Algunos trabajos recientes sugieren que esta velocidad podría alcanzar los 5 cm/año (Kostoglodov y Bandy, 1994). Las fronteras entre las placas de Rivera y de Norteamérica son algo inciertas, pero se estima que intercepta la costa de México cerca de Manzanillo (19.1° N, 104.3° W). Por otra parte la velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 7 cm/año en Chiapas.

El terremoto de Jalisco del 3-Junio-1932 ($M_s=8.2$) mostró que una placa pequeña, joven y con una velocidad relativamente baja de subducción es capaz de generar grandes temblores. Este terremoto es el más grande que ha ocurrido en México en el presente siglo.

Los grandes temblores también ocurren en el continente con profundidades de unos 60Km. En este caso los temblores presentan un mecanismo de falla normal que refleja el rompimiento de la litosfera oceánica subducida (Singh et al,1985). Este tipo de eventos es relativamente poco frecuente, pero se sabe que puede causar muchos daños.

También existen temblores ocurridos dentro de la placa continental, pero son menos frecuentes ($M_s < 7$). Este tipo de temblores puede causar daños considerables en diversos asentamientos humanos.

Otro tipo de temblores se puede presentar, en lo que podría llamarse sismicidad de fondo con $M_s < 5.5$, cuyo origen no puede asociarse a ninguna estructura geológica en particular.

2.7.- CATÁLOGO DE GRANDES TEMBLORES OCURRIDOS EN MÉXICO.

Los catálogos basados en sismógrafos cubren los temblores que han ocurrido en este siglo. Aún para estos temblores, la asignación de magnitud ha sido problemática debido a cambios en la definición de la magnitud y en las características de los sismógrafos (Singh, 1981; Anderson, 1989).

Tradicionalmente se ha considerado que el estudio de la sismicidad proporciona respuesta a dos cuestiones cruciales para la ingeniería sísmica: Qué tan frecuente pueden presentarse en una región determinada temblores de cierta magnitud y cuál es la máxima magnitud que puede generarse en una estructura geológica dada.

En virtud de la naturaleza del fenómeno, su descripción en términos probabilísticos es, hasta el momento la única posibilidad racional. Para alcanzar este objetivo, además de la información geológica pertinente, se requiere contar con un catálogo de temblores confiable que cubra un lapso de tiempo suficientemente grande.

Un catálogo es confiable cuando incluye todos los sismos con magnitud superior a cierta magnitud de interés; es requisito además que otros datos relevantes como magnitud y localización, sean suficientemente precisos; en particular, la escala de magnitudes debe ser uniforme y no sufrir del problema de saturación.

Como la sismicidad instrumental se inició a principios de siglo, la magnitud y localización de los eventos ocurridos en los siglos anteriores están necesariamente basadas en la interpretación de las descripciones de daños.

Esto implica, por una parte, que los catálogos históricos pueden incluir sólo eventos de magnitudes moderadas y grandes, y por otra parte que las estimaciones de magnitud y localización pueden ser sumamente inciertas.

El problema de catálogos históricos de México es especialmente agudo en vista de la escasa población a lo largo de la costa del pacífico en los siglos pasados. Por ejemplo, para el siglo pasado, se ha identificado la ocurrencia de cerca de 23 temblores con $M > 7$ (Singh et al 1981), mientras que en lo que va

de este siglo ya han ocurrido alrededor de 35 eventos de esta magnitud sin que haya razón que justifique tal diferencia en la sismicidad. En otras palabras, es muy probable que el catálogo del siglo pasado esté incompleto.

De estas consideraciones se desprende la necesidad de dedicar esfuerzos importantes al estudio de temblores históricos como los que han realizado García et al (1988) y Rojas et al (1988) para documentar y dar interpretación sísmológica a todos los temblores históricos para los que se dispone de testimonios. Aún cuando estos esfuerzos no permitieron completar el catálogo histórico, los resultados correctamente usados, serán de gran importancia en la estimación del riesgo sísmico en México.

2.8.- ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE LOS GRANDES TEMBLORES EN MEXICO

Enseguida se hace un resumen de algunas características sobresalientes de los grandes temblores de México, reveladas por los eventos de septiembre de 1985, así como por otros sismos ocurridos en la zona de subducción.

- a) Los temblores de 1985, así como otros grandes eventos de falla inversa bien estudiados, ocurrieron cerca de la costa con profundidades de 16 a 20 km. (Singh et al, 1984a; Singh y Mortera, 1991).
- b) El ancho de ruptura, W , no excede 80 km. (Singh et al, 1985b) Esto probablemente explica las longitudes de ruptura relativamente pequeñas ($W < 220$ km) de los temblores ocurridos en México, Suárez et al (1990) sugieren $W < 50$ km.
- c) El área de ruptura (170×50 km²) del sismo del 19 de septiembre de 1985 es inferior sólo a la correspondiente al temblor de Jalisco de 1932, que se estima como 220×80 km² (Singh et al, 1985a).
- d) Los temblores en México generan un número de réplicas anómalamente pequeño. Esto coincide con el patrón observado en el cinturón circumpacífico (Singh y Suárez, 1988).
- e) La comparación de los sismogramas registrados en DeBilt (Holanda) de todos los grandes temblores de subducción ocurridos en México desde 1928 muestra que los temblores de Oaxaca, con muy pocas excepciones, son simples. En otras partes de la zona de subducción ocurren tanto temblores complejos como simples (UNAM Seismology Group, 1986; Singh et al, 1984b, Singh y Mortera, 1991)

-f) La estadística de los sismos muestra que la relación de Gutenberg y Richter, $\text{Log } N = a - bM_s$, donde N = número de eventos con magnitud $>M_s$ no es válida para la zona de subducción de México; hay una gran diferencia de eventos en el rango de magnitudes $6.4 < M_s < 7.4$. Esta evidencia de "magnitudes características" es más impresionante para Oaxaca (Singh et al, 1983).

-g) Los espectros de banda ancha de ondas P tele sísmicas de algunos temblores ocurridos en México (incluidos los eventos ocurridos en 1985) son menos energéticos entre periodos de 1 y 10 s que los temblores de subducción en otras partes con magnitudes similares (Houston y Kanamori, 1986).

Sin embargo, la caída de esfuerzos requerida para modelar el nivel espectral a altas frecuencias ($1 < f < 10\text{Hz}$), 100 bares, es igual que para otras regiones del mundo (Singh et al, 1990a, 1989).

Los incisos d) y g) sugieren que a lo largo de zona de subducción de México la interfase entre las placas es relativamente homogénea y con pocas asperezas en la escala de longitudes de 3 a 30 km.

2.9.- ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS FUERTES.

A raíz de los sismos de 1985 se hizo evidente que la importancia de predecir movimientos fuertes en la Ciudad de México difícilmente podría ser sobrestimada.

Las conclusiones que pueden obtenerse de estudios de riesgo sísmico, incluyendo las fuerzas de diseño que se prescriban en un reglamento de construcciones, descansan fuertemente en la capacidad que exista para estimar la naturaleza del movimiento del terreno producido por un temblor de magnitud y localización dadas. Se conoce como leyes de atenuación a estas relaciones, en las que las características relevantes del movimiento del suelo son descritas en función de la magnitud del temblor, su localización y otros parámetros generalmente asociados a la fuente sísmica.

Antes de 1985 se habían hecho esfuerzos en esta dirección. Esteva y Villaverde (1973) produjeron leyes de atenuación para aceleración y velocidad máximas del terreno ($a_{m\acute{a}x}$ y $v_{m\acute{a}x}$, respectivamente) a partir de una base de datos que incluía registros de temblores mexicanos. Bufalza (1984) propuso leyes de atenuación para $a_{m\acute{a}x}$ y $v_{m\acute{a}x}$ basadas exclusivamente en datos de temblores registrados en México. Sin embargo, existen diversas razones que hicieron indispensables estudios más profundos al respecto: en primer lugar, el incremento en número de las estaciones de registro sísmico digital tanto en la Ciudad de México como en la costa del Pacífico, permitió acrecentar substancialmente la base de datos sobre movimientos fuertes, especialmente en lo referente a magnitudes moderadas, en segundo lugar a, el análisis

minucioso de registros análogos de temblores ocurridos entre mediados de los años 60 y mediados de los 70, permitió contar con señales digitales de aceleración relativamente confiables; y finalmente, aunque no menos relevante, la enorme importancia de la amplificación de las ondas sísmicas por el subsuelo de la Ciudad de México hizo reconocer la necesidad de contar con descripciones detalladas del contenido de frecuencias de los movimientos que podrían esperarse en el futuro.

Singh et al (1987) analizaron datos de movimientos fuertes originados por temblores costeros registrados en un solo sitio: la estación CUI, localizada en Ciudad Universitaria, en terreno firme de la Ciudad de México. Esta estación fue seleccionada, debido a que en ella se cuenta con el mayor número de temblores registrados en esta ciudad. A partir de los datos Singh et al (1987) propusieron las siguientes leyes de atenuación:

$$\text{Log } a_{\text{máx}} = 0.429M_s - 2.976 \log R + 5.396$$

$$\text{Log } v_{\text{máx}} = 0.348M_s - 2.439 \log R + 4.052$$

Donde:

$a_{\text{máx}}$ está dada en cm/s^2 , $v_{\text{máx}}$ en cm/s .

R en km. que es la mínima distancia al área de ruptura

M_s denota magnitud de ondas superficiales.

De la regresión se deduce también que las desviaciones estándar de los logaritmos comunes de $a_{\text{máx}}$ y $v_{\text{máx}}$ valen 0.15 y 0.16 respectivamente. Los rangos de magnitud y distancia para los cuales se consideran aplicables las ecuaciones anteriores ($5.6 < M < 8.1$; $282 < R < 466$ km.) son suficientemente amplios como para poder tener estimaciones confiables de $a_{\text{máx}}$ y $v_{\text{máx}}$ debidas a temblores críticos que en el futuro se generan en la zona mexicana de subducción.

Sin embargo el problema de subducción de movimientos fuertes no se restringe a estimar valores máximos de aceleración y velocidad del terreno. Se sabe que la correlación entre estos parámetros y el daño estructural es relativamente baja. Una mejor caracterización del movimiento debe incluir, al menos, la descripción de su contenido de frecuencias y su duración. Esto permitiría calcular mejores estimadores del daño estructural como las ordenadas del espectro de repuesta. Aún esto puede ser insuficiente cuando se pretende predecir el comportamiento de sistemas no lineales que experimentan deterioro en su resistencia. Para estos fines la descripción del movimiento debe ser más cuidadosa (Grigoriu et al, 1988).

Quizá el avance reciente más notable en la estimación de movimientos fuertes en México sea el uso de espectros de amplitud de Fourier para caracterizar los movimientos del terreno y para producir, a partir de ellos, leyes de atenuación para las ordenadas del espectro de respuesta. Esta técnica fue por primera vez en análisis de riesgo sísmico en México por Sánchez-Sesma (1985) El

caracterizar movimientos del terreno por sus espectros de amplitud de Fourier ha venido a sustituir a la estimación de aceleración y velocidad máximas del terreno, que en conjunto con reglas simples, permitan definir forma y amplitud de los espectros de respuesta (Esteva, 1970).

2.10.- AVANCES RECIENTES EN LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

Recientemente ha habido un aumento en el número de aparatos instalados y, en algunos casos, una mejoría de la instrumentación sísmica en el país. En la siguiente tabla (tomada de Quaas, 1995) se muestra el aumento en el número de acelerógrafos instalados y acelerogramas registrados en el país en 10 años.

Número y tipo de estación	Septiembre de 1985	Agosto de 1995
- Con sensores en superficie	95	249
- Con sensores de pozo	0	29
- En edificios	5	93
- Otras estructuras (presas, diques)	10	67
Estaciones en operación	110	438

Tabla 2.1: Instrumentación acelerográfica en septiembre de 1985 y en agosto de 1995.

Tipo de suelo/ Institución	Lomas		Transición			Lago			Total		
	Sup	Pozo Edif	Sup	Pozo	Edif	Sup	Pozo	Edif	Sup	Pozo	Edif
IDEI	6		1			10	2		17	2	27
CIRES/FICA	13	2	11	2	5	48	3		72	7	21
CENAPRED	2	2	3	3	2	6	8	3	11	13	5
OTRAS			1	2	8	3	2	9	4	4	17
SUBTOTAL	21	4	16	7	15	67	15		104	26	70
TOTAL		25		38			137			200	

Tabla 2.2 Distribución de acelerogramas en el valle de México

Varios edificios del D.F. y pozos en el valle de México, algunos de los cuales alcanzan 100m de profundidad, cuentan con acelerógrafos a diferentes niveles. Los registros obtenidos han sido utilizados para entender mejor la respuesta de las estructuras y la amplificación de las ondas en las capas superficiales del valle ante solicitaciones sísmicas.

Basados en los registros de esta nueva red se han emprendido o finalizado las siguientes investigaciones:

- 1) Estimación de la estructura cortical entre la costa de Guerrero-Michoacán y el valle de México a partir de la inversión de la velocidad de grupo (Campillo et al, 1994).
- 2) Modelación de las ondas sísmicas y estimación del momento sísmico y del mecanismo focal de los eventos.
- 3) Desarrollo de escalas de magnitud M_a y M_e con base en la amplitud de las ondas de periodo largo y energía sísmica liberada, respectivamente (Singh y Pacheco, 1994).
- 4) Evidencias de que las llamadas ondas de placa (Lomnitz, 1982) son, de hecho, fase S convertida en P que se propagan cerca de la superficie (Singh et al, 1995).
- 5) Evidencia, con base en estudios espectrales de las señales, de que las amplificaciones de las ondas en sitios firmes del valle de México pueden depender fuertemente de las características del campo incidente, es decir de la profundidad y de la distancia a la fuente (Pacheco y Singh, 1995).

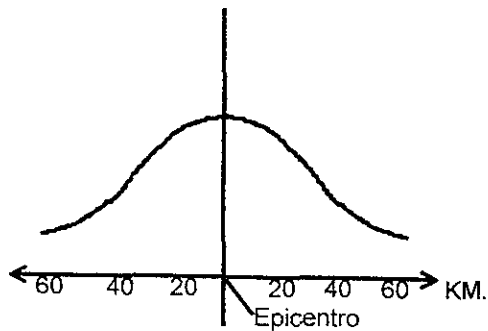
2.11.- MECANISMO DE LA TRANSMISIÓN DEL MOVIMIENTO SÍSMICO A LA ESTRUCTURA

El movimiento sísmico que actúa en la base de una construcción se manifiesta como un movimiento oscilatorio de tipo transitorio, que produce perturbaciones de tipo dinámico en las construcciones, con deformaciones temporales en todos los elementos de aquellas.

A causa de aquellas deformaciones aparecen unos esfuerzos sísmicos suplementarios que debe resistir las estructuras. Las estructuras elásticas se deforman durante las perturbaciones sísmicas según sus modos propios de oscilación. Desde el punto de vista técnico, y en general, lo que interesan son los desplazamientos y aceleraciones máximas que se producen en la construcción durante un terremoto.

Se considera que durante un sismo la superficie del terreno sufre únicamente un movimiento de translación, que puede descomponerse según los tres ejes de un sistema ortogonal de coordenadas.

Las oscilaciones de rotación del terreno no existen, o si existen pueden despreciarse en una primera aproximación. Tanto las formas de oscilación como su cuantía dependen fundamentalmente de la situación del epicentro, ya que el terreno actúa como un filtro que absorbe en mayor cuantía las ondas de gran frecuencia y la absorción de la energía transmitida es de tipo exponencial en función de la distancia al origen de la perturbación. Las ondas sísmicas originan en las construcciones oscilaciones longitudinales y transversales, pero estas decrecen rápidamente, por lo que sólo tienen importancia en las proximidades del epicentro. Hoy en día se admite que la distribución en intensidad de las ondas transversales en función de la distancia, se ajustan a una curva de tipo Gauss, con el máximo en el epicentro (ver la siguiente figura)



Variación de las ondas sísmicas transversales en función de su distancia al epicentro

A partir de cierta distancia del epicentro las ondas que inciden en las construcciones son predominantemente horizontales, al desaparecer las transversales y disminuir las longitudinales verticales, pudiéndose concebir una imagen simplificada en la que uniendo el epicentro con la situación de la construcción analizada, la dirección de esta línea nos indica la proporcionalidad entre las longitudes verticales y horizontales. Por esto en las construcciones alejadas del epicentro solamente se consideran los desplazamientos horizontales

Por consideraciones prácticas, se considera en la mayoría de los estudios, que las ondas sísmicas producen en los puntos del terreno sobre los que se apoya la estructura idénticos desplazamientos. Por tanto los cimientos, se comportan como una plataforma infinitamente rígida con desplazamientos planos y paralelos. Como con la frecuencia de las ondas en la superficie del terreno está

ligada a sus características, esto no es cierto en teoría, pero las juntas de toda construcción hacen que esta hipótesis se acerque a la realidad.

El primer elemento de la construcción que recibe la acción de las ondas sísmicas es el que está en contacto con el terreno, es decir el cimiento y muros de contención del recinto de los sótanos.

2.11.1.- INTERACCIÓN DE RESPUESTA.

Aún cuando en algunos casos los datos no se han establecido de manera cuantitativa, las descripciones de las relaciones entre los niveles de daños de edificios y el espesor de los suelos proporcionan un patrón notablemente consistente que implica:

1.- En estructuras bajas de periodo relativamente corto, máximos daños y máxima intensidad sísmica en depósitos de suelo de poco espesor (período corto) e intensidad y daños mínimos en depósitos de suelos profundos (período largo).

2- En estructuras altas de periodo largo, daños máximos e intensidades sísmicas máximas en depósitos de gran espesor (periodo largo) y daños mínimos en depósitos de poco espesor (periodo corto).

Este patrón general sugiere que la intensidad de daño estructural se relaciona entre otros factores, con el periodo natural de la estructura y el periodo fundamental del depósito del suelo subyacente.

Cuando estos periodos son similares, puede desarrollarse un efecto de resonancia y la respuesta del edificio puede ser muy elevada; cuando estos periodos son muy diferentes, no existe una fuerte interacción entre el suelo y la estructura y por lo general la respuesta estructural es relativamente baja.

Este tipo de comportamiento puede denominarse interacción de respuesta. Se presenta cuando el periodo fundamental de un depósito de suelo ocasiona que los movimientos del terreno tengan un periodo predominante similar al de la estructura apoyada en la superficie del terreno, esto puede conducir a daños considerables en edificios debido a excitación sísmica. Este comportamiento sugiere que las fuerzas y los efectos dañinos de un movimiento sísmico inducidos en diferentes tipos de estructuras se hacen máximos cuando hay semejanza entre los periodos naturales tanto de la estructura como del terreno en que descansa.

2.12.- VARIACIONES DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO CON EL ESPESOR DE LOS DEPÓSITOS DE SUELOS.

Un aspecto importante de los efectos locales de la Geología y del suelo que recibe menos atención de la que merece, es la influencia de éstos sobre la variación del movimiento del terreno con la profundidad en los suelos cercanos a la superficie

Esto es muy importante en el comportamiento de las estructuras que están *empotradas en el terreno*, ya que la mayoría de los edificios grandes están ahora *construidos así*. El empotramiento da una solución conveniente y práctica para reducir los asentamientos en suelos arcillosos compresibles, como los que tenemos en la Ciudad de México, por lo que es frecuentemente utilizado para este propósito.

La importancia del empotramiento en relación con las condiciones locales del suelo radica en el hecho de que los suelos no forman un medio infinitamente continuo dentro del cual las ondas producidas por el sismo pueden propagarse, sino un medio que termina necesariamente en una frontera muy importante: la superficie del terreno natural.

Ningún depósito de suelo, sin importar qué tan profundo o extenso pueda ser, puede evitar este aspecto fundamental de la superficie terrestre y las implicaciones con él asociadas. Debido a esta discontinuidad fundamental, en todas las formaciones de suelo y roca las ondas que se propagan a través del subsuelo se reflejan en la superficie del terreno y estas reflexiones producen necesariamente modificaciones muy importantes de las características del movimiento del terreno en suelos cercanos a la superficie, sobre los cuales se asientan muchos edificios (Seed y Lysmer, 1980).

CAPÍTULO III

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS

3.1.- COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LA ARCILLA EN LA CIUDAD DE MEXICO.

Cuando una muestra de suelo se somete a carga dinámica, por lo general, ocurren dos tipos de deformaciones. Una transitoria que varía cíclicamente con la carga, y otra permanente que se acumula durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos.

En la figura siguiente se puede observar ambos componentes de la deformación.

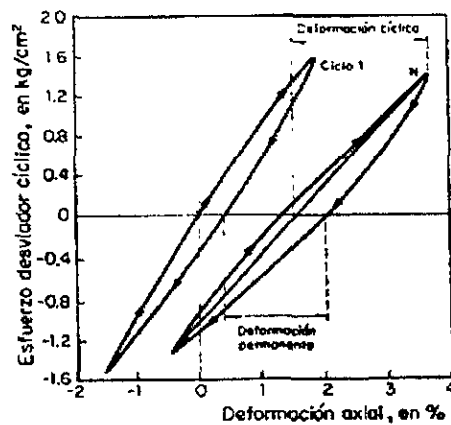


Fig. Componentes de deformación en carga dinámica.

Cabe señalar que la deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causados por la acción de los sismos.

El comportamiento dinámico de las arcillas se puede caracterizar completamente con las cuatro propiedades siguientes:

- La variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular
- El cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular
- La relación esfuerzo-deformación-presión de poro y
- La resistencia a la falla dinámica.

Con los resultados preliminares de un estudio (Romo y Jaime, 1986) en el que se efectuaron ensayos cíclicos triaxiales y de columna resonante, pudieron explicarse por lo menos parcialmente, las altas amplificaciones que se observaron en los depósitos arcillosos en los diferentes sitios de la Ciudad de México. En efecto, se registró una respuesta esencialmente elástica de algunas muestras representativas de arcilla de la ciudad, hasta deformaciones angulares de aproximadamente 0.1%; este comportamiento, aunado a los bajos amortiguamientos medidos (4 a 8%) colaboró a magnificaciones altas que ocurrieron durante el sismo.

En los ensayos realizados la arcilla acusa un comportamiento inelástico para deformaciones mayores de 0.4%, lo que generó deformaciones permanentes, aún cuando el módulo cortante casi se mantuvo con el número de ciclos de carga. Tales deformaciones aumentaron, por una parte, conforme crecen los esfuerzos cortantes sostenido y cíclico y el número de ciclos, y por la otra, en la medida que la resistencia cortante del suelo es menor.

Un resultado relevante de este estudio experimental fue que para igual esfuerzo total (suma del sostenido más el cíclico) la deformación plástica aumenta conforme es mayor el esfuerzo sostenido respecto al esfuerzo cíclico.

Esta respuesta dinámica de la arcilla es consistente con el comportamiento de aquellos edificios, tanto con cimentación superficial como de cajón y pilotes de fricción, que ejercían esfuerzos estáticos altos previamente al sismo. Al combinarse una baja resistencia al corte de la arcilla de la ciudad y esfuerzos cortantes altos por el peso propio de esos edificios, al ocurrir el sismo se generaron esfuerzos cortantes cíclicos adicionales que indujeron deformaciones permanentes, mismas que se manifestaron en asentamientos y desplomes de esos inmuebles.

3.1.1.- MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE.

El valor del módulo de rigidez depende fuertemente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida, al aumentar la deformación disminuye la rigidez de la arcilla, el módulo de la arcilla también depende del tipo de consolidación y del esfuerzo octaédrico de consolidación, p'_0

Estudios experimentales indican que la deformación crítica para arcillas varía entre 0.01% y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad, IP, del suelo (Romo, 1989). Al aumentar éste la deformación de umbral se incrementa.

En general se puede decir que las arcillas plásticas tienen una estructura floculada, abierta, caracterizada por la enorme cantidad de contactos vértice-lado entre las partículas. La mayor estructuración de las arcillas plásticas aumenta la "flexibilidad" del sistema, lo que redundaría en un incremento en el valor de la deformación de umbral.

Es posible determinar $G(\gamma)$ a partir de mediciones de la resistencia a la penetración, q_c , y determinaciones del índice de plasticidad, IP, y el peso volumétrico, γ_s , del suelo

Los suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a cargas cíclicas, en general desarrollan presiones de poro debido a la continua degradación de su estructura.

Si las deformaciones cíclicas inducidas exceden un valor crítico, la presión de poro se incrementa monótonicamente hasta alcanzar valores tales que reducen apreciablemente la rigidez inicial del suelo.

En casos extremos, la presión de poro puede igualar el esfuerzo efectivo confinante causando la pérdida de resistencia al corte. Por otra parte si las deformaciones cíclicas inducidas no exceden la deformación de umbral el efecto de la duración (número de ciclos) de la carga dinámica es de poca importancia.

3.1.2.- AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO.

Cuando un suelo es sometido a la acción de cargas dinámicas, su respuesta esfuerzo-deformación se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, que son la manifestación de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía

Por otra parte debido a la rigidez del suelo, éste almacena energía potencial en cada ciclo de carga. La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento del suelo se determina usualmente en el laboratorio a partir de los resultados de ensayos dinámicos de muestras de suelos.

La capacidad de los suelos para disipar energía depende primordialmente de la magnitud de la deformación inducida. Al incrementarse ésta, el amortiguamiento aumenta.

En algunos resultados de estudios experimentales muestran que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía (Romo et al, 1989).

Existe la tendencia de que al aumentar el valor del índice de plasticidad (IP) el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular. Sin embargo los resultados no son tan concluyentes como en el caso del módulo de rigidez al corte.

3.1.3.- RESISTENCIA A LA FALLA DINÁMICA.

El esfuerzo cortante último de arcillas en condiciones dinámicas se puede determinar a partir de ensayos dinámicos en el laboratorio, con muestras representativas del lugar donde se va a hacer una cimentación.

Debido a que las condiciones de esfuerzos existentes en el suelo antes de la acción de un sismo influyen preponderantemente en su comportamiento. Es importante que en el laboratorio se reproduzca lo mejor posible la historia de esfuerzos a la que ha sido sometido el suelo "in situ", previo a la aplicación de la carga dinámica

Investigaciones realizadas con arcilla de la ciudad de México muestran que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es sensiblemente mayor que la correspondiente en condiciones estáticas (Romo, 1989).

Los resultados indican que independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada, S_{ud} , varía entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas, S_u .

La siguiente ecuación permite estimar la resistencia no drenada para condiciones dinámicas a partir de ensayos triaxiales estáticos que permiten establecer la envolvente de falla de la arcilla

$$S_{ud} = \frac{Md(3 - Me)}{Me(3 - Md)} S_u$$

Donde

- Md es la pendiente de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos totales $Md=(1.25+0.05)Me$
- Me es la pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales

3.1.4.- RESPUESTA ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

Un espécimen de suelo sujeto a carga cíclica se deforma de manera transitoria (deformación cíclica) y, además, después de varias aplicaciones de carga acumula deformación (deformación permanente). Para un material dado la primera depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y la segunda es función de éste y del número de veces que se aplica el esfuerzo cíclico.

Ambos tipos de deformación están relacionados ya que al aumentar la amplitud de la deformación cíclica, la deformación permanente se acumula más rápido.

La siguiente ecuación se usa para calcular las deformaciones permanentes inducidas por sismo en una cimentación.

$$\varepsilon_p = a\sigma / (1-b\sigma)$$

Para lograr calcular la deformación permanente de un lugar, basta con calcular el estado de esfuerzos en el suelo impuestos por la cimentación (esfuerzos sostenidos) y luego con un análisis sísmico evaluar los esfuerzos dinámicos.

Con esta información mas la resistencia, S_u , del suelo obtenida de ensayos triaxiales consolidados no drenados, los resultados se aplican a la ecuación.

3.1.5.- PRESIÓN DE PORO DINÁMICA.

Al someter una muestra de arcilla a carga dinámica (en condiciones de volumen constante) se generan distorsiones elásticas en la estructura del suelo que causan presiones de poro transitorias, que desde el punto de vista del diseño de obras civiles carecen de importancia. Cuando el esfuerzo cíclico (mas el sostenido) excede un valor crítico, también se originan distorsiones que generan presiones de poro permanentes, las cuales se acumulan con la aplicación continua de los esfuerzos cíclicos.

La presión de poro permanente depende del índice de plasticidad de la arcilla y del nivel de las deformaciones angulares inducidas. A menor índice de plasticidad se acumula mayor presión de poro, para igual esfuerzo total (ciclo más sostenido). A mayores distorsiones inducidas más alta será la presión de poro.

3.2.- PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO.

Se ha dicho que la arcilla típica del subsuelo de la Ciudad de México posee propiedades de respuesta elástica extraordinaria para esfuerzos estáticos, debido a la gran tenacidad que este suelo posee en los contactos de su esqueleto estructural.

En el caso de la acción dinámica para esfuerzos menores del 90% de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el comportamiento es caso elástico.

Lo anterior se puede comprobar para cargas y descargas rápidas, (ver siguiente figura) de donde puede obtenerse la relación de la respuesta dinámica (Zeevaert, 1982, 1983).

$$\beta = \frac{\text{Respuesta}}{\text{Accion}}$$

En términos de deformación unitaria para el mismo esfuerzo,

$$\beta = \frac{\Delta \sigma_{\text{respuesta}}}{\Delta \sigma_{\text{compresion}}}$$

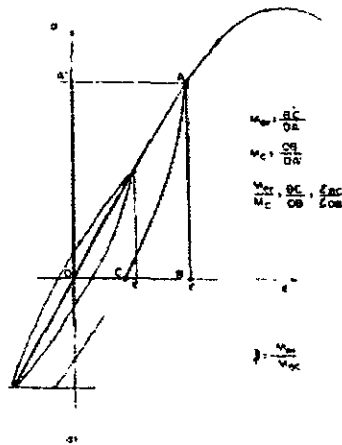


Fig. Relación de la respuesta dinámica

El módulo secante de deformación unitaria se define por

$$M = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma}$$

entonces

$$\beta = \frac{M_{er}}{M_c}$$

Así pues, si $\beta=1$ se trata de un suelo puramente elástico y si $\beta=0$ puramente plástico, esto es, sin respuesta.

Por otro lado, para la solución de problemas sismo-dinámicos es necesario conocer la rigidez dinámica del suelo, definida por:

$$\mu = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma}$$

Donde

τ esfuerzo cortante

γ distorsión angular

de aquí, también el módulo dinámico de deformación unitaria

$$M_d = \frac{1}{2(1 + \nu)\mu}$$

Donde, ν , es la relación de Poisson. Para determinar el valor de, μ , se efectúan pruebas dinámicas en el "Péndulo de torsión libre" diseñado por Zeevaert (1982).

De estas pruebas se encuentra la variación de la rigidez dinámica del suelo, μ , en función de la distorsión angular y del esfuerzo octaédrico, σ_o , como se muestra en la siguiente figura.

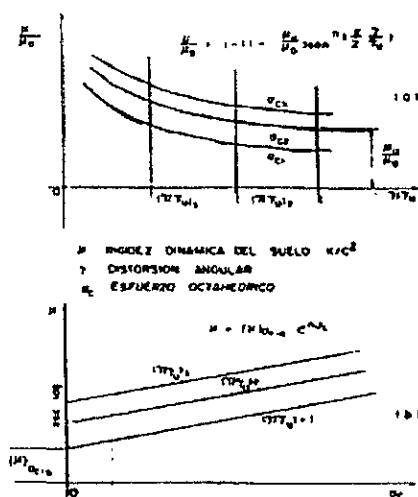


Fig. Propiedades dinámicas

Se puede observar por las leyes fenomenológicas, ahí descritas que μ es un parámetro sensible a la distorsión y confinamiento. Por tanto cuando el confinamiento cambia por la acción sísmica y por la generación de la presión en el agua de poro $\pm U$ el módulo cambia momentáneamente a

$$\mu = \mu_0 e^{n(\sigma_c \pm U)}$$

Por consiguiente, la variación del módulo dinámico dependerá de la variación sísmica de la presión del agua de poro (Zeevaert, 1983) o cambio momentáneo del confinamiento en la masa del suelo.

3.3.- INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.

Criterios generales:

La exploración del subsuelo para fines de diseño sísmico de una cimentación no implica esfuerzos adicionales considerables respecto a los requeridos para el diseño estático.

Ya existen algunas correlaciones que permiten relacionar propiedades índice y propiedades dinámicas, sin embargo, es deseable que se generalice la práctica de verificar los resultados obtenidos a través de estas correlaciones mediante un número limitado de pruebas dinámicas sobre especímenes inalterados.

Las determinaciones de campo de la velocidad de transmisión de onda pueden complementar en forma muy útil los estudios de laboratorio y de campo tradicionales.

A continuación se describen algunas formas más comunes para explorar el subsuelo:

Se observa una marcada tendencia a usar el sondeo de penetración estándar, o sea, la extracción de muestras alteradas y la determinación del número de golpes; el registro del tipo de suelo mediante la identificación de campo se complementa con determinaciones del contenido de agua, y en ciertos casos límite de Atterberg. Es comprensible que este método sea el más empleado, por su facilidad de realización, la sencillez del equipo requerido y por su rapidez de ejecución. Pero sus alcances son limitados por las razones siguientes:

Los materiales muestreados están fuertemente alterados; las fronteras entre estratos quedan mal definidas; es fácil perder una capa blanda intercalada entre otras duras; la presencia de gravas puede causar taponamiento del muestreador y consecuentemente el desplazamiento del suelo hacia exterior distorsionando así el número de golpes, por la facilidad de la prueba es frecuente que la operación quede a cargo de personal no capacitado. Por otra parte, con base en el número de golpes, o bien, en el contenido de agua y límites de consistencia, se infieren valores de propiedades mecánicas como la resistencia al corte, compacidad relativa y compresibilidad, sólo en casos

particulares, se especifica la extracción de muestras con tubo delgado para ensayarlos en el laboratorio.

En conclusión este método de exploración es aceptable siempre que se ejerza una constante vigilancia del trabajo con personal idóneo y se conozcan sus limitaciones tanto al establecer la secuencia estratigráfica como al evaluar propiedades mecánicas de los diferentes suelos muestreados.

El pozo a cielo abierto como medio de reconocer los estratos más superficiales (hasta 10 m de profundidad) y extraer muestras inalteradas actualmente se usa menos; esto es porque es más lento y costoso que el sondeo de penetración estándar, pero seguirá siendo el método adecuado en formaciones de las zonas de transición y pétreas. El uso de perforadoras rotatorias de gran diámetro (60 cm) puede suplir las deficiencias anotadas.

Estos equipos y las barrenas de 30 a 60 cm de diámetro, son adecuados para explorar y obtener muestras en los depósitos de la zona aluvial.

CAPÍTULO IV:

ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES

4.1.- ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS SUELOS BLANDOS.

Para la evaluación de los movimientos sísmicos del subsuelo y los análisis de interacción suelo-estructura, es necesario conocer las características mecánicas dinámicas de los suelos.

Las investigaciones realizadas en los últimos años han arrojado resultados experimentales útiles para el diseño de cimentaciones (Jaime,1988; Romo,1990).

4.1.1.- PARÁMETROS DEL MODELO VISCOELÁSTICO LINEAL EQUIVALENTE.

Es frecuente representar el comportamiento del suelo con un modelo viscoelástico lineal "equivalente", es decir que disipe aproximadamente la misma energía que la disipada por el suelo por amortiguamiento histerético (Herrera,1964; Lysmer, 1975) . Este modelo padece de ciertas limitaciones como es el no permitir obtener directamente las deformaciones permanentes del suelo, pero tiene la virtud de ser simple y de dar valores suficientemente precisos de las aceleraciones y de los esfuerzos en el suelo. Los parámetros de este modelo son el módulo secante al cortante y la relación de amortiguamiento, los cuales presentan variaciones con el nivel de deformaciones y el número de ciclos de cargas aplicados.

Para evaluar estos parámetros es posible utilizar diversos dispositivos experimentales incluyendo el péndulo de torsión libre, la columna resonante, la cámara triaxial cíclica y el aparato de corte simple cíclico. Los ensayos de laboratorio pueden complementarse con mediciones de campo de la velocidad de transmisión de ondas de cortante.

Las pruebas de laboratorio muestran que la respuesta dinámica de las arcillas depende fuertemente del nivel de deformación inducido. Para deformaciones pequeñas, la respuesta es relativamente lineal, la arcilla tiene poca capacidad para disipar energía y la degradación con el número de ciclos es despreciable.

Para grandes deformaciones, la respuesta es fuertemente no lineal, el amortiguamiento aumenta notablemente y la degradación de la rigidez puede ser importante.

Se ha mostrado que entre todos los factores que afectan la no linealidad del comportamiento de las arcillas, el más importante parece ser el índice de plasticidad, IP (Romo, 1990).

4.1.2.- DEGRADACIÓN POR CARGA CÍCLICA.

Para deformaciones cíclicas de gran amplitud, la estructura de las arcillas se degrada en forma continua, causando variaciones de presión de poro y reducciones de rigidez y resistencia.

Aparentemente para las arcillas del valle de México es posible usar el modelo de Idriss (1978) para representar el decremento del módulo al cortante con el número de ciclos de carga.

4.1.3.- DEFORMACIONES RESIDUALES INDUCIDAS POR CARGA CÍCLICA.

Tomando en cuenta el comportamiento de algunas cimentaciones, es importante evaluar las deformaciones permanentes del suelo bajo cargas cíclicas.

Cuando se carga dinámicamente una muestra de suelo, se presenta en general una deformación cíclica y una deformación residual. Las deformaciones permanentes son las que conducen a los desplazamientos permanentes inducidos por el sismo en suelos de cimentación y estructuras de tierra.

4.1.4.- EFECTO DE LA CARGA CÍCLICA SOBRE LA RESISTENCIA NO DRENADA.

La resistencia no drenada estática residual del suelo después de la aplicación de cargas cíclicas rige la estabilidad de las cimentaciones inmediatamente después del sismo. Las presiones de poro desarrolladas por carga dinámica pueden conducir a reducciones apreciables de esta resistencia.

Los resultados obtenidos en laboratorio muestran claramente la existencia de un umbral de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico (o de la deformación cíclica) arriba del cual este efecto es importante.

Los estudios realizados sobre arcillas por Pérez García (1988) indican que los daños causados a una arcilla son principalmente función de la máxima deformación unitaria alcanzada durante la aplicación de la carga cíclica y dependen poco de la frecuencia o del número de ciclos de dicha carga.

4.1.5.- RESISTENCIA DINÁMICA.

Es importante evaluar la influencia de la velocidad de aplicación de carga sobre la resistencia del suelo para fines de revisión de estados límites de falla de cimentaciones bajo las propias cargas sísmicas. La resistencia de las arcillas saturadas cambia por los efectos dinámicos durante la carga cíclica. Se ha observado (Romo 1990) que la pendiente de la envolvente de resistencia dinámica es mayor que la de la envolvente de resistencia estática para las arcillas del valle de México en una medida que depende de la trayectoria de esfuerzos de consolidación.

Lo anterior muestra que los análisis de estabilidad en condiciones sísmicas realizados con parámetros estáticos del suelo resultan conservadores.

4.2.- ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SITIO SOBRE LA RESPUESTA DE CIMENTACIONES.

Rosenblueth (1952) mostró que los depósitos de suelos blandos pueden amplificar notablemente los movimientos sísmicos registrados en suelos firmes.

Estudios posteriores (Romo y Seed, 1986; Pérez Rocha, 1990) han demostrado que en el valle de México los depósitos de arcilla modifican en forma significativa la intensidad y el contenido de frecuencias de los sismos que afectan la capital.

Además Romo y Seed (1986) mostraron que los movimientos del terreno en la zona lacustre son esencialmente controlados por las características de la arcilla y que los aspectos principales de los movimientos pueden ser producidos por un simple modelo de propagación vertical de onda de cortante.

Lo anterior está respaldado por el hecho de que los movimientos de los temblores de Septiembre de 1985 se pudieron correlacionar con las propiedades dinámicas de las arcillas y con los espesores de los depósitos.

Además existe una clara correlación entre la intensidad de daño y el espesor de los depósitos de arcilla.

4.3.- ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA.

La interacción suelo-estructura ocasiona varias modificaciones de la respuesta. El giro que la deformación del suelo permite a la base de la estructura reduce la rigidez efectiva de ésta y da lugar, por tanto a un aumento de su periodo. Esto lleva a que la ordenada espectral que corresponde a la estructura es distinta de la que se tendría si no se considerara la interacción. El giro en cuestión hace que el desplazamiento total de la estructura sea mayor que el determinado considerando la cimentación empotrada. Esto influye en los efectos de segundo orden sobre la estructura y en las holguras que hay que dejar entre edificios adyacentes para evitar su choque.

El amortiguamiento de la vibración de la estructura que se tiene por la modificación del movimiento del suelo y por la radiación de las ondas reflejadas por la estructura, representa una fuente adicional de disipación de energía que reduce la respuesta de la estructura, ya que las deformaciones que ésta tiene que sufrir para disipar la energía del sismo son menores que si no existiera la interacción

El efecto neto de la interacción suelo-estructura es prácticamente en todos los casos, una reducción en las fuerzas que se inducen en la estructura, por consiguiente, en estructuras comunes resulta aceptable ignorar el efecto de la interacción, conscientes de que se estarán obteniendo resultados ligeramente conservadores.

4.3.1.- MÉTODOS DE ANÁLISIS.

A) Métodos directos. Elemento finito.

La interacción dinámica entre la estructura y el suelo circundante puede evaluarse por simulación numérica directa, recurriendo generalmente al método del elemento finito. Con este método se determinan simultáneamente los movimientos del suelo y de la estructura.

B) Métodos de subestructuras

Los métodos de subestructuración consisten en analizar el problema de interacción en varias etapas, cada una de ellas con solución más cómoda que el problema global. La mayor parte de estos métodos recurren al concepto de impedancia (Avilés, 1990).

B.1) Planteamiento (Walter, 1985)

B.2) Impedancia de una cimentación rígida.

B.3) Vibración de macizos de cimentación rígidos (Pecker, 1984).

B.4) Determinación de las impedancias

B.5) Resolución del problema de interacción suelo-estructura en tres etapas

4.3.2.- MODELO REPRESENTATIVO DE UN SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA.

Para fines de análisis de la estabilidad de un sistema suelo-estructura, es necesario considerar la distribución de cargas verticales colocadas en las losas de la superestructura, a fin de obtener su resultante por nivel, P_i , situada a una altura h_i .

Al generar una perturbación de la superestructura, provocada por un giro que excite los resortes representativos de la rigidez en la base del edificio, es posible establecer una ecuación de equilibrio dinámico de rotación que conduce a definir la rigidez angular crítica mediante una ecuación trascendente, donde aparece "EI" representativa de la rigidez a la flexión de la superestructura. Ya que en edificios comunes, el valor de "EI" resulta muy grande, es posible simplificar la expresión que define a la rigidez angular crítica y definirla como:

$$(KR)_{crit} = \sum_{i=1}^n P_i h_i$$

Donde:

- $(KR)_{crit}$ Valor crítico de la rigidez angular en la base del edificio
- P_i Magnitud de la resultante de todas las cargas verticales aplicadas en el mismo
- h_i Altura sobre el nivel de banqueta del piso en el que actúa la carga P_i .

La expresión pasada permite estimar la rigidez angular crítica alrededor de un eje horizontal en la base de un edificio, que produce estabilidad en la superestructura.

Al proporcionar valores pequeños de rigidez angular se puede observar una rápida disminución en la frecuencia. Por otra parte, al aumentar la rigidez de la base, se tiende a alcanzar asintóticamente la frecuencia de la superestructura, cuando se considera empotramiento perfecto en la base.

4.3.3.- EL PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

El fenómeno de interacción se desarrolla por el acoplamiento de los movimientos del suelo y de la cimentación del edificio. En la siguiente figura se muestra esquemáticamente el concepto de interacción dinámica suelo-estructura.

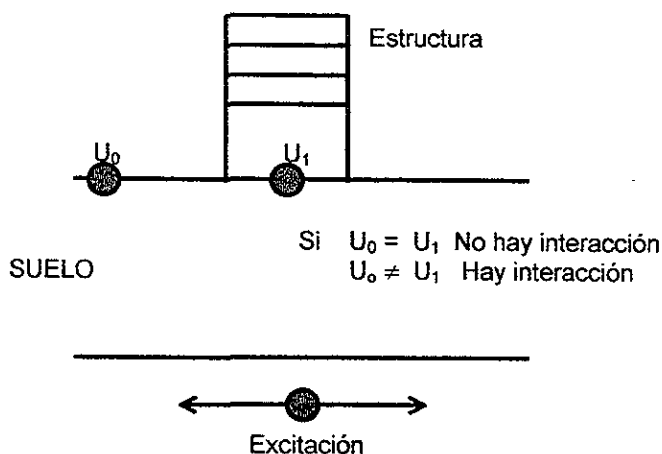


Fig. Definición de interacción dinámica suelo-estructura.

Al arribar las ondas sísmicas a la superficie del suelo generan movimientos en las estructuras desplantadas sobre él, si los desplazamientos en el terreno libre, U_0 , son diferentes de los de la cimentación, U_1 , se dice que la estructura y el terreno están acoplados y, por tanto, hay interacción suelo-estructura.

Por otro lado, si $U_0 = U_1$, el fenómeno de interacción no se desarrolla.

En general la interacción dinámica involucra tres efectos(Seed, 1986):

1) La variación espacial de los movimientos del terreno libre tiende a ser eliminada por la presencia de una cimentación rígida; la magnitud de este efecto depende del área y rigidez de la cimentación y del grado de heterogeneidad de los movimientos de campo libre. En general, la amplitud

máxima del movimiento de la cimentación será menor que las que ocurren en el terreno libre.

2) Cuando un edificio es excitado en su base presenta una resistencia inercial al movimiento dinámico en la superestructura que persiste durante toda la excitación. Este efecto, denominado interacción inercial, resulta en cambios en la presión de contacto entre la cimentación y el suelo, lo cual causa deformación en este. Debido a la deformabilidad del suelo, el periodo efectivo de la estructura se incrementa con respecto al calculado para la condición de apoyo rígido.

3) Si la cimentación de un edificio está desplantada a una profundidad significativa, la base y las paredes exteriores de la cimentación interactúan con el suelo, desarrollando el fenómeno denominado interacción cinemática. Debido a que la intensidad de los movimientos sísmicos en el terreno libre disminuyen con la profundidad, el efecto de la interacción cinemática en la respuesta de las estructuras puede ser significativo.

4.3.3.1.- ASPECTOS TEÓRICOS.

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

El estudio completo del fenómeno de interacción incluye necesariamente dos etapas: el análisis del terreno libre y el de interacción.

El primero consiste en determinar las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre y el segundo permite evaluar la respuesta de estructura colocada en el medio ambiente sísmico definido para el campo libre.

Para el fenómeno de interacción solamente son de importancia los movimientos de campo libre que están dentro del área que ocupará la cimentación. Esto tiene relevancia, especialmente para estructuras embebidas en suelos blandos, debido a que los movimientos de campo libre varían apreciablemente con la profundidad, lo cual indica que un aspecto importante del problema de interacción es la determinación adecuada de la variación espacial de los movimientos de campo libre.

Una conclusión relevante de carácter práctico que se desprende de la formulación es que la excitación dinámica a la que es sometida la estructura (Q) depende de las diferencias entre las propiedades de la estructura y del suelo excavado. Al disminuir estas diferencias (por ejemplo, incrementando la

profundidad de desplante, aumentando la rigidez de la cimentación, etc.) la intensidad del movimiento sísmico (Q_i) decrece, lo cual indica que para una estructura dada es posible diseñar una cimentación de características tales que minimice la magnitud de la excitación dinámica.

4.4.- EFECTO DE LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO EN EL PERIODO EFECTIVO DE LAS ESTRUCTURAS.

Si se considera como periodo efectivo de un edificio aquél que corresponde al sistema suelo-estructura, entonces resulta evidente que al aumentar la flexibilidad del depósito de suelo se incrementará el periodo efectivo. Así, la misma estructura desplantada sobre roca tendrá un periodo efectivo menos que desplantada sobre suelo.

En un estudio sobre el comportamiento de estructuras bajo condiciones sísmicas en la Ciudad de México, (Rodríguez N.) propuso una expresión empírica que relaciona el periodo natural efectivo con el número de pisos. Para la zona del lago encontró que $T=0.14N$, donde N es el número de pisos. Es importante notar que el coeficiente en esta expresión es 40% superior al que se considera usualmente en otras partes del mundo.

Esto indica que la gran compresibilidad de las arcillas de la Ciudad de México incrementa apreciablemente el periodo efectivo de los desplantados en la zona del Lago.

En general se tiene que los valores del cortante basal y el momento de volteo se reducen por el efecto de la interacción: sin embargo, se pueden presentar casos en los que a pesar de que las ordenadas espectrales disminuyan por el efecto de la interacción, los cortantes y momentos pueden resultar mayores debido a que al aumentarse el periodo efectivo del edificio se caiga en un intervalo con amplitudes correspondientes al caso de base rígida.

4.5.- EFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

La profundidad a la que se desplanta una cimentación afecta de dos formas la respuesta dinámica de un edificio.

Por un lado la intensidad de los movimientos sísmicos disminuye con la profundidad, lo cual indica que existe la posibilidad de que las vibraciones que

le lleguen a la estructura sean menores al incrementarse la profundidad de desplante.

Por otra parte para una estructura dada al aumentar la profundidad a la que se desplanta la cimentación el vector de carga disminuye, indicando que la sollicitación sísmica es menos severa.

Con base en estas dos consideraciones se concluye que una forma conveniente para atenuar los movimientos sísmicos que le llegan a la superestructura es utilizando una cimentación profunda rígida (por ejemplo un cajón de cimentación)

4.6.- EFECTO DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.

Para muchos de los edificios con 12 a 18 pisos que se construyen en la zona del lago de la Ciudad de México se considera, en general, que las dos alternativas más viables para cimentarlos son pilotes de fricción o cajones. Sin embargo, un factor que no se considera actualmente, para decidir sobre el tipo de cimentación, es su capacidad para atenuar los movimientos sísmicos a los que estará sometida la estructura

4.7.- EFECTO DE ESTRUCTURAS VECINAS.

En todo lo escrito anteriormente, se ha considerado que el edificio se encuentra aislado; sin embargo en zonas urbanas es difícil encontrar esta condición debido a la alta densidad de construcciones. La presencia de una estructura modifica los movimientos sísmicos en el campo libre cercano, lo cual apunta hacia la posibilidad de que el espectro de piso de un edificio aislado sea modificado cuando se tenga otra estructura cerca de él.

Por consiguiente resulta de interés evaluar el efecto potencial de la interacción estructura-suelo-estructura en los espectros de piso.

4.8 - INTERACCIÓN CINEMÁTICA

Se utilizarán dos procedimientos generales para el análisis de la interacción del suelo y la estructura, que son:

4.8.1.- MÉTODO DIRECTO.

En el cual la estructura y la cimentación con el suelo subyacente se modelan en conjunto, usando miembros lineales y elementos finitos. El sistema completo se analiza bajo la acción de las cargas aplicadas o bien de un movimiento sísmico específico en la base de la región de los elementos finitos.

4.8.2.- MÉTODO DEL RESORTE O MÉTODO DE SUB-ESTRUCTURA.

Consiste en dos o tres etapas, en el cual:

a) Para el caso de una excitación sísmica, se determina en primer lugar el movimiento que pudiera ocurrir en la base de una cimentación sin masa (sin la estructura).

Esta fase o etapa puede ser representada por una cimentación superficial, si para ello se supone que el movimiento específico es causado por la propagación de ondas incidentes verticales (ondas de corte SH para la componente horizontal del movimiento, y ondas P para el movimiento vertical).

Esta fase es conocida como un problema de amplificación del suelo o un problema de interacción cinemática.

b) Los coeficientes de rigidez cinemáticos de la cimentación (como una función de la frecuencia, se determinan aplicando fuerzas unitarias o desplazamientos), calculando el correspondiente estado de desplazamientos cíclicos (o reacciones). Para este caso se obtienen en muy pocas ocasiones soluciones analíticas y semi-analíticas, por lo que es conveniente estudiarlo a través de modelos discretos (elementos finitos, diferencias finitas o por el método de elemento de borde).

c) A la estructura soportada sobre resortes, los cuales dependen de una frecuencia equivalente o con los coeficientes de rigidez calculados en (b), se le somete a una carga específica o al movimiento calculado en (a) bajo una excitación sísmica.

Esto es propiamente el efecto de interacción cinemática.

En resumen se tiene que la interacción cinemática es función de la geometría de la cimentación y de los tipos de ondas incidentes sísmicas que se propaguen a través del suelo

4.9.- INTERACCIÓN INERCIAL.

Una vez que la estructura está construida cuando se toma en cuenta su masa, se generan fuerzas de inercia debidas a las vibraciones estructurales, las cuales producen fuerzas de corte en su base, así como una fuerza axial y momentos de balanceo o volcamiento y de torsión. A no ser que el suelo sea extremadamente rígido, estas fuerzas de base producirán deformaciones adicionales, las cuales alterarán el movimiento de la cimentación.

La aceleración en la base de la estructura es diferente a la que se registra en un terreno en campo libre (en la superficie o al nivel de apoyo de la cimentación) y la aceleración que se produce para una cimentación sin estructura.

Al conjunto de la interacción Cinemática e Inercial se conoce comúnmente como Interacción suelo-cimentación-estructura.

Esta división en dos fases separadas es conveniente desde el punto de vista conceptual, pero es importante recordar que sus efectos están muy ligados y deberán tomarse simultáneamente.

Según estudios realizados por Zerrazin, Whitam y Roesset (1972) el fenómeno de interacción inercial generalmente es favorable o resulta insignificante en los casos reales. Sin embargo, para algunas condiciones especiales puede haber una amplificación en las respuestas estructurales. Esta amplificación nunca es mayor del 20%.

4.9.1.- ALGUNOS EFECTOS ESPECIALES DE LA INTERACCIÓN INERCIAL.

Podría parecer que la interacción inercial en la respuesta del edificio y en los daños potenciales son generalmente pequeños, del orden del 20% con relación a los calculados para condiciones de desacoplamiento. Sin embargo, hay dos casos especiales para los cuales lo anterior puede no ser aplicable:

a) Edificios construidos sobre suelos extremadamente blandos. Debido a que hay un límite para la consistencia de la mayoría de las arcillas sobre las que pueden construirse los edificios, es extremadamente difícil encontrar estructuras grandes de más de uno o dos pisos de altura construidas directamente sobre arcillas en las cuales haya un espesor significativo del suelo con una resistencia al corte menor de 1.75 t/m^2 o con una velocidad de onda transversal menor de 120 m/s

Para tales arcillas, la influencia de la compresibilidad del suelo en el periodo natural de una estructura no es muy grande, es decir del orden del 10% como lo demostró Bielak (1969) para un edificio de 10 pisos.

Sin embargo en algunos casos especiales como es el caso del subsuelo de la Ciudad de México, la resistencia de la arcilla puede exceder de 1.75 t/m^2 pero la velocidad de la onda transversal puede ser mucho menor de 120 m/s; de hecho, para la arcilla de la Ciudad de México, la velocidad de las ondas de cortante se aproxima más a los 60 m/s. Aunque una reducción en la velocidad de onda transversal de 600 a 120 m/s incrementará el periodo de un edificio de 10 pisos en solo aproximadamente el 10%, una reducción de 120 m/s a 60 m/s aumentará el periodo natural de vibración en cerca del 40% como lo ilustran los siguientes resultados para un edificio de 10 pisos construido sobre una capa de 30.5 m de espesor de arcilla (Rollins, 1987).

Condiciones del subsuelo	Periodo fundamental (s)
Roca	T= 1.33
Arcilla con $V_s=600 \text{ m/s}$	T= 1.33
Arcilla con $V_s=300 \text{ m/s}$	T= 1.35
Arcilla con $V_s=120 \text{ m/s}$	T= 1.42
Arcilla con $V_s=60 \text{ m/s}$	T= 1.98

Es evidente que el periodo fundamental de un edificio de 10 pisos varía muy poco para una gama de rigideces de la cimentación de 1520 a 120 m/s, pero cambia drásticamente con reducciones en la rigidez por debajo de 120 m/s.

Este cambio importante en el periodo fundamental de los edificios sobre arcillas blandas como las de la Ciudad de México, que es una consecuencia directa de la interacción inercial, puede tener una gran influencia en la respuesta de un edificio.

b) Edificios con periodos naturales similares a los periodos predominantes de los movimientos del terreno.

Otra situación especial se tiene cuando el periodo natural de una estructura construida sobre el terreno es aproximadamente el mismo que el del periodo predominante de los movimientos superficiales del terreno en campo libre.

4.9.1.1.- RESUMEN DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN INERCIAL.

Parece razonable concluir que para las estructuras convencionales, la interacción inercial tiene los siguientes efectos sobre la respuesta del edificio:

a) En general la interacción inercial tiende a provocar una leve reducción en la intensidad de los movimientos del terreno en la base de la estructura, en comparación con la intensidad de los movimientos desarrollados en campo libre, sin embargo puede incrementar la intensidad levemente para algunos periodos. Así, para la mayoría de las estructuras el efecto será pequeño, del orden del +10% a -20%.

b) La mayoría de los suelos (los que tienen velocidades de onda de cortante variables entre 100 y 750 m/s), la interacción inercial sólo tiene un pequeño efecto en el periodo natural de vibración de una estructura convencional, incrementando típicamente el periodo en órdenes de magnitud que van de 0% hasta aproximadamente 10% o sea en aproximadamente en 0.15 s, para los suelos más blandos. Sin embargo, cuando la velocidad de la onda de cortante en el suelo es inferior a los 100 m/s, hay un marcado incremento en el periodo fundamental de vibración, hasta de un 50%, cuando la velocidad de la onda de cortante desciende a valores del orden de 60 m/s.

c) Los efectos combinados de los cambios en los movimientos de la base y la variación del periodo del edificio debido a la interacción inercial, para la mayoría de las estructuras consisten en modificar la fuerza cortante en la base en cantidades que fluctúan de +10% a -20% aproximadamente.

Sin embargo, en casos especiales, los efectos combinados pueden incrementar la fuerza cortante en la base hasta en un 60% o reducirla en aproximadamente un 50% y es importante identificar las raras situaciones donde pueden ocurrir esas modificaciones grandes.

d) Las estructuras relativamente bajas pueden provocar una gran anulación de movimientos de campo libre en la base de la estructura debido a los efectos de la interacción inercial. Esto ocurrirá cuando el periodo de la estructura sea aproximadamente igual al periodo para el cual se presenta un pico importante en el espectro de respuesta de campo libre.

e) Para edificios altos (de 10 pisos o más), aún si el periodo del edificio es muy semejante al periodo donde existe un pico pronunciado en el espectro de respuesta de aceleración de campo libre, la magnitud de la anulación del movimiento parece ser mucho menor que la que puede ocurrir para estructuras bajas y puede variar de leve a moderada.

f) Los efectos de interacción inercial son de gran importancia en la Ciudad de México debido a la baja velocidad de las ondas de cortante en la arcilla que subyace la mayor parte de la ciudad (aproximadamente 60 m/s).

Por esto, los periodos naturales de los edificios bajo una fuerte excitación sísmica son significativamente más largos que los de estructuras iguales sobre terreno firme. Así los periodos estructurales para los edificios en las partes de la Ciudad apoyadas sobre arcilla blanda, pueden ser del orden de $0.2N$ (s), donde N es el número de pisos, en tanto que será de aproximadamente $0.125N$ en aquellas zonas de la Ciudad subyacidas por suelos más rígidos.

g) En los sismos que han afectado la Ciudad de México en los últimos 80 años, los efectos combinados de la interacción inercial sobre la fuerza cortante en la base generada en estructuras hasta de unos 12 pisos, construidas en la zona del antiguo lecho lacustre, es probable que hayan incrementado dicha fuerza cortante en la base en aproximadamente 60% respecto a los valores calculados mediante análisis de sistemas desacoplados, los que ignoran los efectos de la interacción inercial.

h) Para evaluar la respuesta de un edificio ante una excitación sísmica, es importante emplear el periodo natural verdadero del sistema edificio-cimentación en vez del periodo natural de base fija del edificio solo.

4.9.2.- FUERZA DE CORTE EN LA BASE.

Cuando se desprecian los efectos de la interacción la fuerza de corte en la base de un edificio está definida por la siguiente ecuación:

$$V = C_s W$$

Donde:

W : Peso total del edificio, tomando en cuenta su peso propio, parte de la carga viva, etc.

C_s Coeficiente sísmico de diseño
 $C_s = 1 \times 2 \times A_v \times S / (R \times T^{2/3}) \leq 2 \times 5 A_a / R$ E_c (1)

A_v Coeficiente de la velocidad efectiva máxima relacionada con la aceleración ($A_v = A_a$) (Tabla No 1)

A_a Aceleración efectiva máxima (fracción de g)

S. Coeficiente que depende de las características del suelo (Tabla No.II)

R. Factor de respuesta modificado, mostrado en la tabla 3-B, de las normas A.T.C. (1982)

T: Periodo fundamental del edificio apoyado en una base rígida.

TABLA I:
Valores de Aa

Zona	Aa
4	0.30
3	0.22
2	0.15
1	0.08

Tabla II:
Coeficiente del tipo del perfil del suelo

	S1	S2	S3
S	1.0	1.2	1.5

4.9.3.- ESTIMACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE UN EDIFICIO

Se puede determinar basándose en las propiedades del sistema sismo-resistente en la dirección que se está analizando, usando los métodos de mecánica establecidos suponiendo que el edificio esté fijo a una base rígida y no debe exceder el valor de $1.2T_a$.

Alternativamente, el valor de T puede tomarse igual al periodo fundamental T_a , del edificio, determinado de las siguientes ecuaciones:

a) estructuras tipo I:

Son estructuras diseñadas para resistir momentos en donde las edificaciones no estén encerradas o adyacentes a otras de mayor rigidez, debiéndose prever las deflexiones cuando actúen las fuerzas sísmicas

$$T_a = 0.061h_n^{3/4}$$

Donde:

hn: Altura del edificio medida desde el nivel de la base, en metros, hasta el último nivel significativo.

b) Estructuras tipo II y III:

$$T_a = 0.09hn / (L_o)^{1/2}$$

L_o: Longitud mayor, en metros del edificio en la base, en la dirección bajo consideración.

4.9.4.- ESTIMACIÓN DE LA FUERZA HORIZONTAL SÍSMICA RESULTANTE \bar{V}

La fuerza horizontal sísmica resultante, \bar{V} , actuando en un edificio se puede estimar, reduciendo la interacción suelo-estructura " ΔV " de la fuerza horizontal, V , para una estructura en base fija.

$$\bar{V} = V - \Delta V$$

La reducción ΔV , puede llevarse a cabo de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta V = (C_s - \bar{C}_s (0.05 / \bar{B})^{0.4}) \bar{W}$$

Donde:

C_s Valor calculado en la ecuación (1), usando el periodo efectivo de vibración para la estructura apoyada en una base flexible " \bar{T} " (periodo efectivo de vibración de la estructura)

\bar{B} Fracción del amortiguamiento del sistema cimentación-estructura definido posteriormente.

\bar{W} : Peso específico por gravedad del edificio, el cual se puede tomar como $0.7W$, excepto para edificios donde la carga por gravedad está concentrada en un solo nivel, en donde debe tomarse igual a W

La fuerza de corte reducida en la base no debe ser menor que $0.70 V$.

4.9.5 - PERIODO EFECTIVO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA, \bar{T} .

El periodo efectivo de vibración de la estructura, \bar{T} , se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$T = T(1 + K/K_x(1 + K_x \cdot \bar{h}^2 / K_\theta))^{1/2}$$

Donde:

K : rigidez del edificio apoyado en una base rígida.

$$\bar{h} = 0.7h_n$$

\bar{h} : altura efectiva del edificio. (m)

K_x : rigidez lateral de la cimentación, definida como la fuerza horizontal en el nivel de la cimentación necesaria para producir un desplazamiento unitario a este nivel.

K_θ : rigidez de rotación de la cimentación definida como el momento requerido en el nivel de la cimentación para producir un giro unitario.

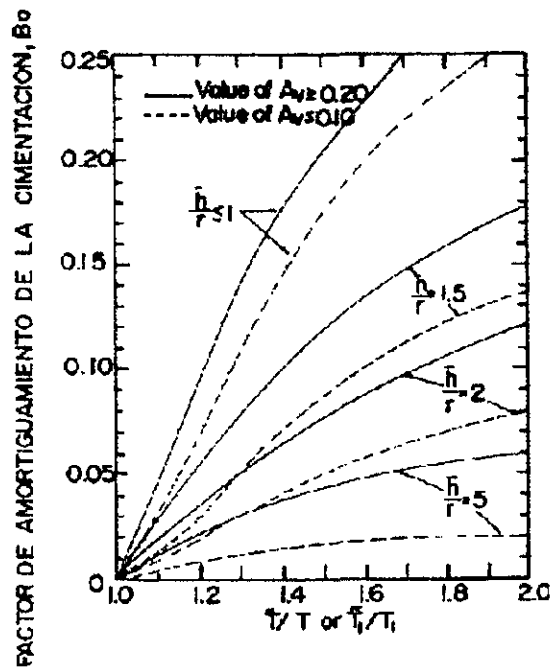
g : aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2 .

4.9.6.- AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DEL SISTEMA CIMENTACIÓN - ESTRUCTURA.

$$\bar{B} = B_0 + 0.5 I (\bar{T}, \Pi)^3$$

Donde:

B_0 : Factor de amortiguamiento de la cimentación según la siguiente figura.



Factor de amortiguamiento
de la cimentación

4.9.7.- RIGIDECES DE LA CIMENTACIÓN.

Las rigideces de las cimentaciones dependen de la geometría del área de contacto con el suelo, de las propiedades dinámicas del suelo abajo de la cimentación y las características del movimiento de la cimentación (ondas de incidencia).

4.10.- ALGUNAS REPERCUSIONES EN LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES.

Es un hecho que el tipo de suelo y su comportamiento norman el diseño de las cimentaciones. Por esto es necesario conocer las propiedades esfuerzo-deformación-resistencia de los suelos involucrados para evaluar las diversas alternativas de cimentaciones para un caso específico. Estas propiedades en zonas sísmicas deben incluir tanto las condiciones estáticas como dinámicas.

4.10.1.- AMPLIFICACIÓN DINÁMICA.

Aunque las arcillas en general amplifican los movimientos de terreno firme, conviene señalar que la importancia de tal amplificación depende de las características de la arcilla. Estudios analíticos recientes (Romo, Magaña y Bárcena, 1990) muestran que la respuesta no lineal de un depósito arcilloso depende significativamente de las propiedades $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, $\gamma \dots \lambda - \gamma$ de las arcillas que componen el depósito. A menor índice de plasticidad la respuesta es menos intensa, es decir hay menores amplitudes espectrales, por consiguiente es de esperarse que a igualdad de condiciones, al disminuir la plasticidad de la arcilla decrece la intensidad de los movimientos sísmicos del terreno.

Esto tiene impacto en el diseño de cimentaciones ya que los coeficientes sísmicos resultan ser función del "IP" de la arcilla y, por tanto, en su definición debe considerarse explícitamente la plasticidad de las arcillas.

4.10.2.- CAPACIDAD DE CARGA.

La capacidad que tiene un suelo para soportar las cargas impuestas por una cimentación depende de su resistencia a la falla. La resistencia última de un suelo arcilloso en condiciones estáticas es menor que en condiciones dinámicas.

La resistencia estática puede disminuir después de haber sometido al suelo a carga cíclica, si se generan presiones de poro dinámicas.

En vista de la variación de la resistencia a la falla de acuerdo con las condiciones de esfuerzo, resulta necesario evaluar la capacidad de carga para las tres alternativas siguientes:

a) Para la condición estática antes de la acción de las cargas dinámicas, la evaluación de la capacidad cortante del suelo se puede hacer por los métodos convencionales.

b) Para la condición dinámica es preciso incluir las fuerzas de inercia en la masa de suelo potencialmente deslizante y utilizarse la resistencia dinámica de la arcilla. Estos dos efectos tienen efectos contrarios ya que mientras las fuerzas de inercia disminuyen el factor de seguridad estático, la resistencia dinámica lo incrementa. El resultado final dependerá de la magnitud de las fuerzas de inercia, pero para las condiciones de la ciudad de México estos efectos se cancelan, y si la cimentación es estable para la condición estática, lo será para la condición dinámica, a menos que las fuerzas por sismo más las sostenidas excedan apreciablemente dos veces la resistencia no drenada estática.

Esto puede ocurrir en casos de sismos muy severos y cimentaciones que tengan factores de seguridad inferiores a 2.0.

c) Para la condición de capacidad de carga después del sismo, se puede analizar con los métodos tradicionales estáticos, pero debe considerarse la posible disminución en la resistencia no drenada estática por el efecto de las cargas dinámicas. Esta caída en la resistencia se debe básicamente a la generación de presión de poro dinámica.

4.10.3.- ASENTAMIENTOS

Cuando una cimentación aplique esfuerzos cortantes totales (estáticos mas sísmicos) menores a dos o tres veces la resistencia no drenada estática de la arcilla, las deformaciones permanentes de la cimentación serán despreciables, pero si se excede este valor del esfuerzo del umbral, los asentamientos por sismo pueden ser importantes.

Siguiendo este razonamiento se puede postular que si al diseñar una cimentación dada se le dimensiona de tal manera que el factor de seguridad contra la falla sea tal que limite a valores pequeños las deformaciones elásticas y por consolidación, para condiciones estáticas, los asentamientos causados por la acción de sismos severos serán tolerables.

En arcillas muy comprensibles, el problema de limitar los asentamientos a valores tolerables es más relevante que el de capacidad de carga.

Para limitar las deformaciones elásticas y a largo plazo, la práctica ha enseñado que las presiones de contacto deben mantenerse inferiores al esfuerzo de preconsolidación. Con esto se obtienen factores de seguridad generalmente mayores a 2.5

Se hace notar que al producirse asentamientos se absorbe gran cantidad de energía y se disminuye la respuesta del edificio durante el sismo, protegiendo la superestructura a cambio de asentamientos al final del sismo. Esto parece ser ventajoso y preferible a tener un colapso de la superestructura durante el sismo.

4.10.4.- ESPECTROS DE PISO

Analizar de manera integral el problema de interacción dinámica suelo-estructura, considerando como excitación el espectro de campo libre.

Los espectros calculados en las bases de las estructuras se denominan espectros de piso y, dado que incluyen los efectos de interacción, son representativos de los movimientos sísmicos a los que estarían sometidos las estructuras.

Dependiendo del tipo y rigidez de la cimentación, así como de las presiones de contacto, las amplitudes del espectro de campo libre pueden reducirse apreciablemente por efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

4.11.- EL PROCESO DE DISEÑO.

El comportamiento adecuado y seguro de la cimentación de un edificio está relacionado íntimamente con los esfuerzos y deformaciones unitarias inducidas en la masa del suelo debido a la carga del edificio bajo condiciones estáticas y sismo-dinámicas del suelo. Los esfuerzos admisibles del suelo en condiciones estáticas de diseño de la cimentación, deben dar lugar al incremento probable de los esfuerzos sísmicos inducidos debido a los momentos de volteo y acción de las ondas, de tal manera que los esfuerzos totales estáticos más los sísmicos, queden bajo condiciones casi estáticas del suelo reduciéndose los desplazamientos permanentes.

Las características mecánicas del suelo, estáticas y dinámicas deberán de investigarse con las mejores muestras inalteradas del suelo, que comprendan la estratigrafía del subsuelo hasta una profundidad a la cual el fenómeno en cuestión no contribuya en forma importante en el comportamiento de la cimentación.

En el caso de las características geotécnicas del subsuelo de la Ciudad de México, debemos reconocer que éste es muy sensitivo a las cargas estáticas y sismo-dinámicas. El comportamiento adecuado sísmico de una cimentación de edificios está altamente relacionado con el diseño estático. Un diseño estático de la cimentación conservador tendrá más capacidad para recibir incrementos de esfuerzos debido a la acción sísmica.

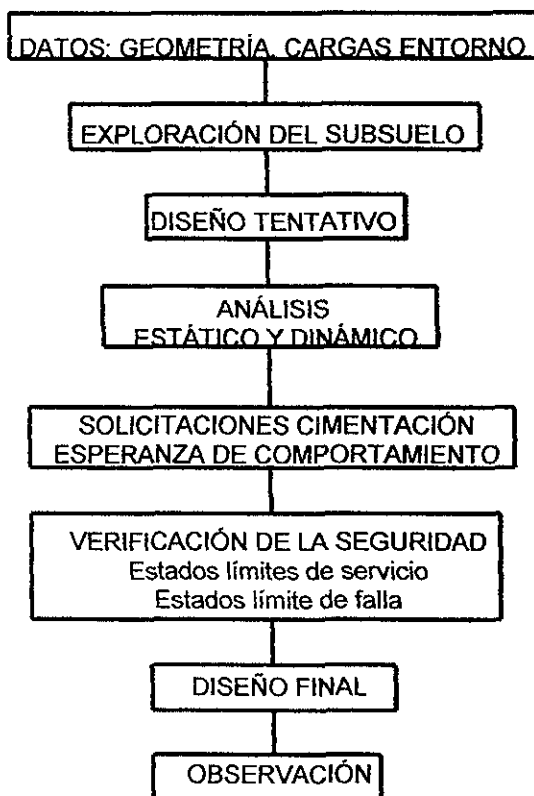
Una vez que la cimentación ha sido diseñada correctamente bajo las condiciones de carga estática a largo plazo y determinados los factores nominales de seguridad, entonces es necesario investigar la estabilidad del suelo bajo la cimentación desde el punto de vista del comportamiento sísmico del suelo, correspondiente a cierta aceleración asignada en la superficie.

Por lo tanto, el diseño de una cimentación para condiciones sísmicas es inseparable del diseño estático. Como se pudo observar en el sismo de 1985 la mayor parte de las cimentaciones que sufrieron daños importantes, presentaban ya ciertos problemas en condiciones estáticas.

Uno de los factores importantes en definir el sistema de cimentación son los problemas de excavación, bombeo o compactación que pueden presentarse, especialmente en lo que respecta al efecto que estas operaciones tienen en las construcciones existentes. Influye, además, de manera preponderante la disponibilidad de equipo y la experiencia local en los diferentes tipos de cimentación.

Ambos aspectos, el estático y el dinámico deben ser evaluados cuidadosamente siguiendo el proceso de análisis, diseño y verificación como se presenta en el siguiente esquema.

DISEÑO DE CIMENTACIONES



El proceso empieza con la definición cuidadosa de las características geométricas del proyecto, de las cargas previsibles y del contorno en el que se construirá.

Sigue la etapa de investigación del subsuelo tomando en cuenta la zonificación geotécnica del área. A partir de los resultados obtenidos, es entonces posible poder elegir el tipo de cimentación y llegar a un dimensionamiento preliminar.

Un análisis del comportamiento de la solución considerada permite entonces evaluar la validez de esta.

Eventualmente se llega a un diseño satisfactorio, el cual debe someterse a la verificación prevista por el reglamento de construcciones.

Si el proyecto pasa este filtro, puede considerarse como definitivo.

Aunque la verificación del comportamiento mediante instrumentación no es obligatoria, se recomienda hacerlo para las construcciones de importancia.

4.12.- SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.

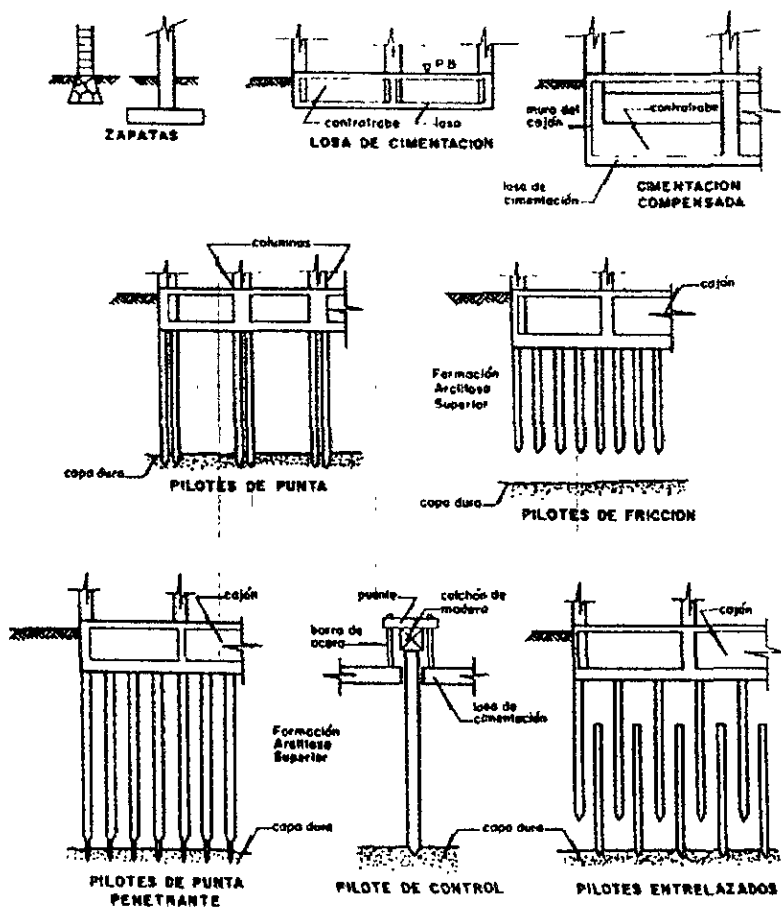
La selección del tipo de cimentación generalmente entre las diversas soluciones, debe considerar un gran número de factores entre los que destacan, además de los imperativos tradicionales de estabilidad, la interferencia con el hundimiento regional y las interacciones con las construcciones vecinas y los servicios públicos.

Es conveniente tomar muy en cuenta las consideraciones de confiabilidad al escoger el tipo de cimentación.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras Ciudades, por lo que es necesario tomar en cuenta:

- La baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas
- Su alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos.
- La existencia del hundimiento regional que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos y la sobrecarga de sus pilotes o pilas por fricción negativa.
- La frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el valle.

Los requerimientos impuestos por las condiciones anteriores hacen que se recurran a una gran variedad de tipos de cimientos, dependiendo de las características de la edificación, que van desde cimentaciones superficiales sobre zapatas, losas continuas o cajones hasta cimentaciones profundas sobre pilotes de punta, de fricción o con sistemas especiales que permiten controlar los asentamientos o emersiones de las cimentaciones. Estos diversos tipos de cimentación se muestran en forma esquemática en la siguiente figura.



Tipos de cimentación empleados en la zona lacustre de la Ciudad de México.

- Cimentaciones superficiales: La fuerza cortante sísmica horizontal en la base de la estructura debe ser transferida al suelo a través de la subestructura. En el caso de cimentaciones superficiales es común suponer que la mayor parte de

la resistencia a la carga lateral es proporcionada por fricción entre el suelo y la base de los miembros que resisten la carga horizontal.

Puede suponerse también que otras cimentaciones y losas en contacto con el suelo, proporcionan resistencia al cortante si están conectadas apropiadamente a los principales elementos resistentes. La resistencia total disponible al movimiento lateral de la estructura puede ser igual al producto de la carga muerta apoyada sobre los elementos considerados por el coeficiente de fricción al deslizamiento entre el suelo y la subestructura.

Las cimentaciones superficiales tienen a menudo una forma tal que resultan muy vulnerables al daño ocasionado por movimientos diferenciales horizontales y verticales durante un sismo, por tanto, es buena práctica aún para estructuras bastante bajas, especialmente aquellas desplantadas en suelos suaves, proporcionar elementos de unión entre las zapatas de columnas.

- Cimentaciones profundas: Como señala Barnes (1973), no existe en la actualidad un diseño antisísmico satisfactorio para cimentaciones profundas.

Los diseñadores deben apoyarse principalmente en las técnicas de diseño estático estructurales y geotécnicas complementadas en lo posible por consideraciones de los fenómenos sísmicos conocidos, tales como presiones en el suelo incrementadas por sismos.

- Cimentaciones piloteadas: El diseño antisísmico apropiado de cimentaciones piloteadas, incluirá la consideración de los esfuerzos verticales y horizontales y la integridad estructural de la cimentación. Las cargas sísmicas verticales en pilotes individuales pueden variar mucho dependiendo de su posición en relación con el resto del grupo de pilotes y de la superestructura.

Algunos pilotes, particularmente aquellos colocados en los ejes o esquinas de los sistemas de pilotes pueden tener que soportar grandes tensiones, así como compresiones durante los sismos. En cualquier caso, será necesario tener cuidado de asegurarse que los estratos contiguos a los pilotes, y los que estén debajo de ellos, tengan suficiente resistencia a la adhesión, cortante y carga durante los sismos.

El aspecto más difícil del diseño antisísmico de pilotes es el de la resistencia lateral, ya que se sabe poco acerca de las deformaciones y esfuerzos propios de la interacción suelo-pilote durante sismos.

4.13 PRINCIPIOS CONSTRUCTIVOS BÁSICOS.

La experiencia derivada de diversos sismos ha permitido llegar a principios empíricos que deben tomarse muy en cuenta en la concepción de cimentaciones sometidas a sollicitaciones sísmicas. (Corte, 1986; Despeyroux, 1985). Pueden en particular mencionarse las siguientes:

- En el diseño de la cimentación es necesario buscar simetría, regularidad y distribución uniforme de cargas
- Es recomendable evitar usar sistemas mixtos de cimentación (combinaciones de diferentes tipos de cimentación)
- Las zapatas deben ligarse mediante contratrabes que aseguren su trabajo de conjunto y contribuyan a disminuir las deformaciones locales
- Los pilotes y las pilas deben asimismo estar unidos mediante una red bidimensional de contratrabes
- La unión entre cimentación y estructura debe hacerse mediante elementos capaces de soportar la fuerza de cortante horizontal y eventualmente los de tracción vertical transmitidos por la estructura. Salvo que se disponga de un mejor criterio, estos elementos deben poder resistir un esfuerzo de tracción vertical al menos igual a 10% de la mayor carga vertical de compresión recibida.
- La parte superior de los pilotes (en una altura por lo menos igual a 2.5 veces su diámetro) debe considerarse como crítica y reforzante con un porcentaje de acero transversal mayor que 0.6% para suelos blandos. La separación de estribos no debe ser mayor de 10cm.
- También deben considerarse como críticos y reforzantes en consecuencia las zonas en las que los pilotes pasan de una capa de suelo a otra de diferente rigidez.

CAPITULO V

EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo el de la cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, como ya se explicó anteriormente se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme. (ver siguiente figura)

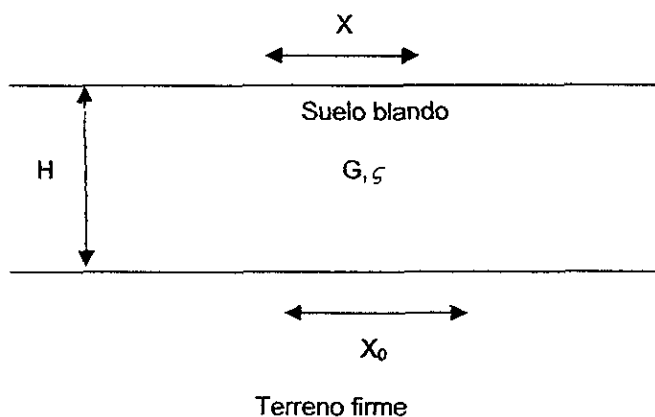


Fig. V.1

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el que se muestra a continuación, en el que la base se somete a un movimiento dado por

$$X_0 \cdot a \cdot \sin \Omega t$$

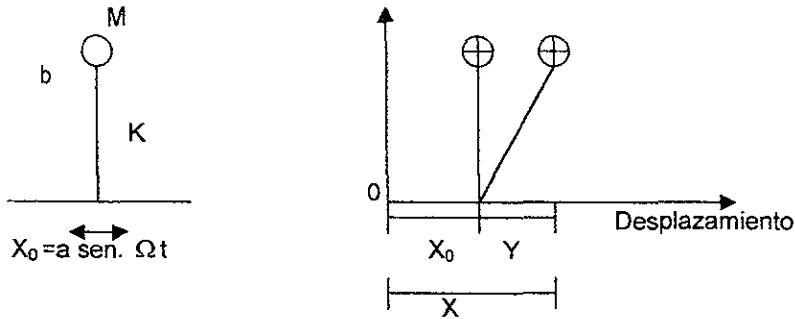


Fig. V.2

La velocidad de la base está dada por: $\dot{X}_0 = a \Omega \cos. \Omega t$

Y la aceleración es $\ddot{X}_0 = -a \Omega^2 \text{sen. } \Omega t$

La respuesta de la base está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

Desplazamiento relativo $Y = a B_d \text{sen. } (\Omega t - \phi)$

Velocidad relativa $\dot{Y} = a \Omega B_d \cos (\Omega t - \phi)$

Aceleración relativa $\ddot{Y} = -a \Omega^2 B_d \text{sen } (\Omega t - \phi)$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{1}{(\Omega/W1)^2}\right)^2 + \left(2\zeta \frac{1}{(\Omega/W1)}\right)^2}}$$

$$\phi = \text{ang tan} = \frac{2\zeta \frac{\Omega}{W1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{W1}\right)^2}$$

W1 es la frecuencia circular del sistema

$$W1 = K / M$$

Los desplazamientos absolutos están dados por:

$$\text{Desplazamiento} \quad X = X_0 + Y$$

$$\text{Velocidad} \quad \dot{X} = \dot{X}_0 + \dot{Y}$$

$$\text{Aceleración} \quad \ddot{X} = \ddot{X}_0 + \ddot{Y}$$

El factor de amplificación de la aceleración se define como el cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \text{máx. } \ddot{X} / \text{máx. } \ddot{X}_0$$

En la siguiente figura se muestra la variación de f_a con el cociente T_1 / T , para amortiguamientos de 2 y 10% del amortiguamiento crítico.

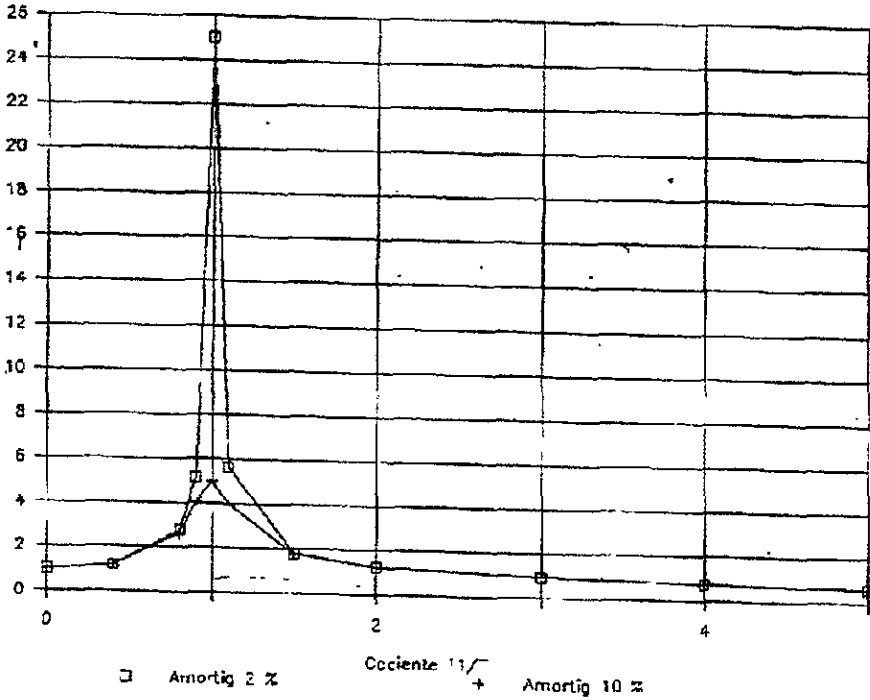


Fig. V.3 Variación del factor de amplificación

Hay que recordar que los periodos están dados por:

$$T_1 = 2\pi / W_1 \text{ (masa que vibra)} \quad \text{y} \quad T = 2\pi / \Omega \text{ (base)}$$

En la figura anterior se observa que la amplificación de la aceleración depende del cociente T_1 / T y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando $T_1 / T = 1$; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor f_a . Para $T_1 / T \rightarrow \infty$ la amplificación de la aceleración es nula.

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior.

Consideremos un estrato de espesor H como el indicado en la fig. V.1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$X_0(t) = C \exp(i\Omega t) = C (\cos \Omega t + i \sin \Omega t)$$

Lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia Ω .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación $f_a = A(\Omega)$ como el valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969).

$$A(\Omega) = 1 / (\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \operatorname{sech}^2 \alpha \sin^2 \beta)^{1/2} \dots \dots (1)$$

Donde

$$\alpha = H\Omega \sqrt{(\sqrt{1 + (\eta\Omega/G)^2} - 1) / (1 + (\eta\Omega/G)^2)} / \sqrt{2} C_s \dots \dots \dots (2)$$

$$\beta = H\Omega \sqrt{(\sqrt{1 + (\eta\Omega/G)^2} + 1) / (1 + (\eta\Omega/G)^2)} / \sqrt{2} C_s \dots \dots \dots (3)$$

Donde

$C_s = \sqrt{G/\rho}$ = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando

η = amortiguamiento del suelo blando

Ω = frecuencia circular natural de la base rígida

H = espesor del suelo blando

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

ρ = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que $\eta\Omega / G = 2\zeta$ sea una constante.

Aplicando las tres ecuaciones pasadas se obtiene la respuesta del estrato.

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones:

W_n = Frecuencia circular del modo n de vibrar

$$W_n = (2n-1) \pi \sqrt{G/\rho} / 2H = (2n-1) \pi C_s / 2H \quad \dots\dots\dots(4)$$

Para pequeños valores de $(\eta\Omega / G)$, la función de amplificación para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969):

$$A(W_n) = 4 / (2n-1) \pi (2\zeta) \quad \dots\dots\dots(5)$$

Donde

ζ = fracción del amortiguamiento crítico

En la Fig. V.4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor $H=30.5$ m, con una velocidad de la onda de cortante en el suelo blando $C_s=229$ m/s y un peso volumétrico del suelo $\gamma=2$ t/m³.

La función de amplificación se obtiene empleando las ecuaciones 1 a 3, considerando que $\eta\Omega / g = 2\zeta$.

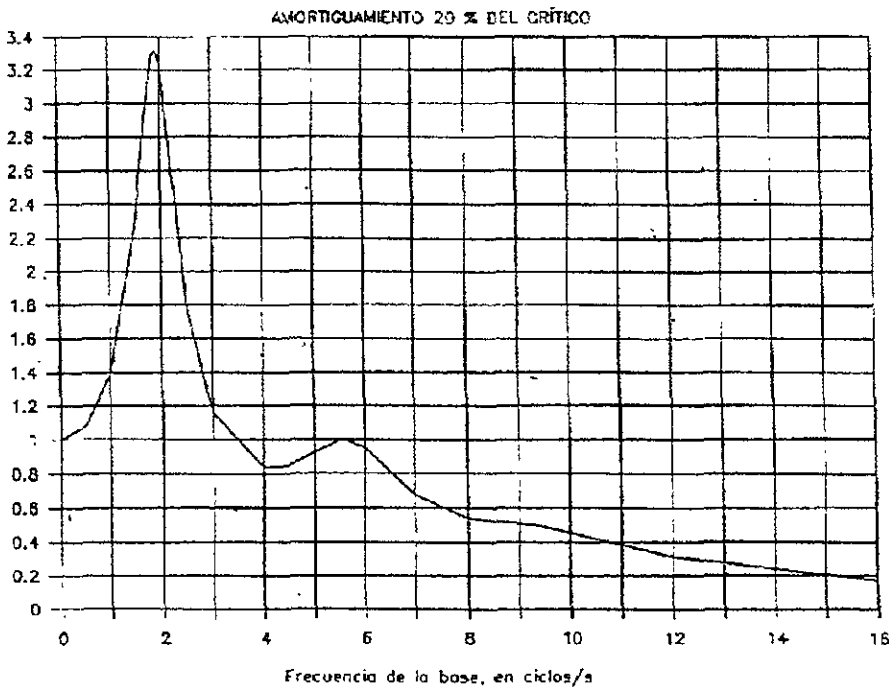


Fig. V.4 Variación del factor de amplificación

**ESTA TESIS
SALIR DE LA
NO DEBE
BIBLIOTECA**

Se observa que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide o está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces mayor a la aceleración en el terreno firme.

En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20% del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los "picos" de la función de amplificación (ver fig. V.4), empleando las ecuaciones 4 y 5

En la siguiente tabla se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20% del amortiguamiento crítico.

n	W_n (s ⁻¹)	f (ciclos/s)	T_{sn} (s)	A (W_n)
1	11.18	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.03	16.875	0.059	0.354

Donde

$$W_n = (2n-1) \pi C_s / 2H$$

$$A(W_n) = 4 / (2n-1) \pi (2\zeta)$$

$$f = W_n / 2 \pi$$

$$T_{sn} = 2 \pi / W_n$$

Desgraciadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio, en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que se ha comentado anteriormente.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los períodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el periodo de vibración de la base firme coincide con el periodo natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en este ejemplo (fig. V.4). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del suelo es de 20%. Se vé entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente T_{s1} / T , donde T_{s1} es el período natural de vibración del estrato blando y T es el período dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (fig. V.1), los períodos de vibración están dados por:

$$T_{sn} = 4H \sqrt{\rho / G} / (2n-1) \quad n=1,2,3, \dots \quad (6)$$

Donde

ρ = masa específica del suelo

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo

El primer modo de vibrar, o modo fundamental, se obtiene para n=1:

$$T_{s1} = 4H \sqrt{\rho / g} \dots\dots\dots(7)$$

Para la estimación del período natural de vibración de un suelo estratificado Véase Zeevaert (1973, 1980).

El período de vibración de la estructura se haya con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el período de vibración acoplado de una estructura vale (Normas de Sismos 1987):

$$T_1 = \sqrt{(T_0)^2 + (T_x)^2 + (T_r)^2}$$

Donde:

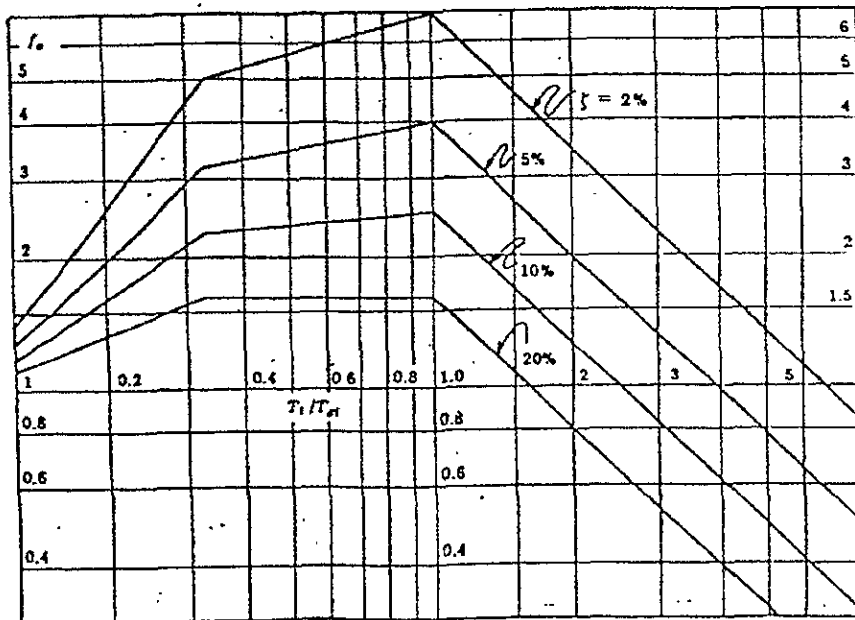
T_0 = período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (este período se debe a la flexibilidad propio de la estructura).

T_x = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

T_r = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

Para el cálculo de los periodos de vibración anteriores, se debe ver el Apéndice de las Normas Técnicas de Sismo (inciso A7, interacción suelo-estructura).

Una vez que se conocen los periodos de vibración del suelo T_{s1} y de la estructura T_1 , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert (1980) para la determinación del factor de amplificación f_a (fig. V.5), definido como el cociente de la máxima aceleración en el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno firme.



Espectro envolvente para diseño sísmico. (Zeevaert 1980)

Fig. V.5 Espectro envolvente de diseño sísmico (Zeevaert 1980).

Se observa que la máxima respuesta se obtiene cuando $T_1 / T_{s1} = 1$. Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero sí es factible evitar que coincidan el período natural de vibración del suelo con el período natural de vibración de una estructura

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona en la Ciudad de México el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismos. Así en el inciso 3 de éstas se señala que "la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión:

$$a = (1+3T / T_a) c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a."$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo $T=0$ en esta expresión (pues para $T=0$ la estructura vibra igual que la superficie del terreno), por lo tanto $a=c_s=c/4$ en la superficie .

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del Reglamento de Construcciones).

ZONA	COEFICIENTE SÍSMICO c	COEFICIENTE c_s (superficie)	ACELERACIÓN (superficie) cm/s^2
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Se observa entonces que, por ejemplo en la zona III la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de 98 cm/s^2 .

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar "c" (Normas de Sismo, Apéndice) en sitios que se conozca el período dominante del terreno T_{s1} , y que se hallen en las partes sombreadas de la fig. 3.1(de esas Normas), también se adoptará $c=0.4$ para estructuras del grupo B, y $c=0.6$ para las estructuras del grupo A; fuera de las partes sombreadas se adoptará:

$$c = 1.6T_{s1} / (4+(T_{s1})^2)$$

Se observa que el coeficiente sísmico depende del período de vibración dominante del suelo T_{s1} . Considerando que el coeficiente sísmico en la superficie $c_s=c/4$ y que la aceleración en la superficie en cm/s^2 , es igual a c_s por 980, en la fig. V.6 se presenta la variación de esta aceleración en función del período T_{s1}

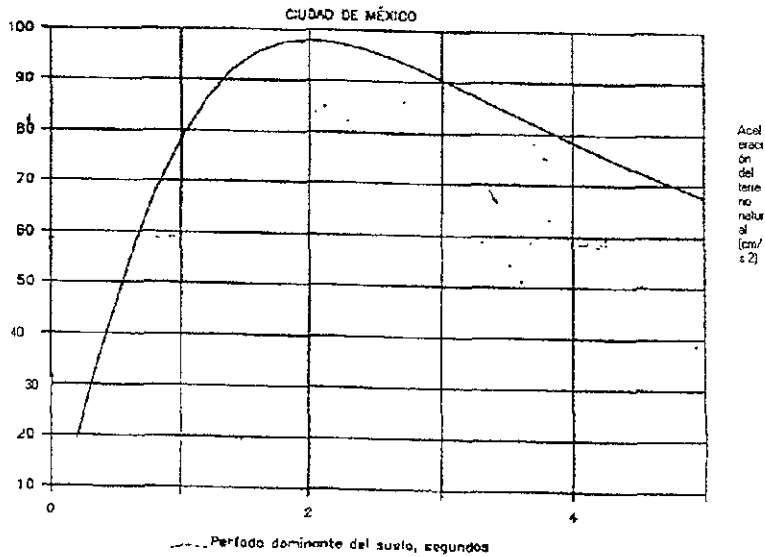


Fig.V.6 Espectro de respuesta del terreno

Ejemplo.

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características:

Masa = 217.5 t.s² / m

Peso = 2133 t

Periodo de la estructura $T_0 = 0.3$ seg.

Amortiguamiento de la estructura $\zeta_0 = 5\%$

Periodo por rotación $T_r = 0.76$ seg.

Amortiguamiento en el terreno de cimentación $\zeta_r = 15\%$

Periodo por traslación $T_x = 0.22$ seg

Periodo del terreno de cimentación $T_{s1} = 2.4$ seg.

El periodo acoplado de la estructura vale:

$$T_1 = \sqrt{(T_0)^2 + (T_x)^2 + (T_r)^2} = 0.85$$

Se obtiene el cociente $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro envolvente para diseño sísmico (Zeevaert 1980), se necesita el amortiguamiento acoplado del sistema.

$$\zeta_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_0 g_r (T_1)^2 / (g_0 (T_r)^2 + g_r (T_0)^2)$$

Donde

$$T_1 = \sqrt{(T_0)^2 + (T_r)^2} = 0.817$$

$$g_0 = 1 - (\zeta_0)^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - (\zeta_r)^2 = 0.9775$$

Sustituyendo

$$g_1 = (0.9975)(0.9775)(0.817)^2 / ((0.9975)(0.76)^2 + (0.9775)(0.3)^2)$$

$$g_1 = 0.98 \quad \zeta_1 = 0.141$$

Es decir, el sistema acoplado tiene un amortiguamiento de 14.1%.

Entrando al espectro para diseño sísmico (Fig. V.5 Zeevaert 1980), se obtiene un factor de amplificación de $f_a = 1.9$.

Considerando una aceleración en la superficie de 98 cm/seg.^2 , la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dado por:

$$(98)(1.9) = \underline{186 \text{ cm/seg.}^2}$$

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

II - La sismicidad del Valle de México no sólo depende de los temblores de subducción que se originan en la placa de cocos frente a la costa del pacífico.

Existen otras fuentes de temblores que también influyen en la sismicidad del valle: los de temblores locales, las de la placa norteamericana y las de la placa de cocos subducida. Tomadas en conjunto estas fuentes permitieron definir los espectros de respuesta esperados para cada una de estas fuentes.

En buena parte del valle pueden emplearse modelos unidimensionales sencillos para predecir la respuesta sísmica y en su totalidad para estimar el periodo dominante de sitio, aunque no es posible aplicarlos en todo el valle sobretodo en lugares cercanos a irregularidades topográficas.

Gracias a los estudios hechos de los temblores pasados se ha tenido un gran avance en la comprensión de los fenómenos sísmicos, aunque es de esperarse que los avances en la materia sean muy rápidos, y llene las lagunas que se tienen actualmente.

En la actualidad ha habido un gran avance en cuanto a la instrumentación sísmica en México, ya que se cuenta con muchos más aparatos sísmicos que en años pasados.

Los análisis de respuesta del terreno para ondas de propagación casi vertical no son la única alternativa para la solución de todos los problemas de movimientos del terreno, pero como toda herramienta de ingeniería, tiene un lugar en la técnicas a nuestra disposición. A pesar de que estos análisis pueden ser demasiado simplificados en comparación con los análisis requeridos para estudiar los patrones de onda extremadamente complejos que pueden desarrollarse durante los sismos, consideran sin embargo, muchas de las características esenciales del problema de respuesta del terreno y seguirán proporcionando un valioso complemento a los datos disponibles de la observación especialmente para los sitios sobre arcilla. De hecho en muchos casos serán deseables para destacar detalles de las características de respuesta del terreno que pueden ser omitidos por las técnicas de promedio estadístico utilizadas para generalizar movimientos registrados de diferentes fuentes.

III - La respuesta dinámica de la arcilla plástica de la Ciudad de México depende del nivel de la deformación cíclica inducida. Si ésta no excede un valor de umbral, la arcilla tiene un comportamiento cercano al elástico lineal. La rigidez máxima prácticamente no decrece con el número de ciclos de carga y al amortiguamiento histerético se mantiene prácticamente constante, las

deformaciones permanentes son pequeñas y la presión de poro dinámica que se acumula es despreciable.

Por otro lado, si se sobrepasa el valor crítico la rigidez decrece con el número de ciclos de carga y se incrementa el amortiguamiento ; la deformación permanente y la presión de poro dinámica se incrementan significativamente.

Del diagnóstico efectuado sobre el comportamiento sismo-dinámico del subsuelo y cimentación, se concluye que las fallas observadas durante los sismos pasados son particulares de cada lugar. Muchos edificios junto a otros fallados pasaron los sismos en buenas condiciones. De esto se puede deducir que algunos de los edificios afectados estaban sobre cimentaciones deficientes que sobrecargaron el subsuelo más de lo conveniente y es claro que estas cimentaciones no fueron diseñadas usando conceptos sismo-dinámicos como los que se deben de usar para soportar los sismos. Además es necesario mencionar el fenómeno de resonancia cuando los periodos de vibración del sistema estructura-cimentación coinciden con los periodos del subsuelo.

Uno de los factores más importantes para apreciar la sismo-dinámica de las cimentaciones, es poder conocer la diferencia entre el comportamiento estático anterior al sismo e inmediatamente al ocurrir y posteriormente.

Es importante hacer notar que el mal comportamiento de los edificios no es culpa exclusivamente del sismo, aunque se pueda clasificar como muy fuerte.

IV - La presencia de una estructura modifica el movimiento sísmico del suelo y recíprocamente. La importancia de esta interacción depende de la naturaleza del suelo, de las características de la construcción y del tipo de cimentación.

Para ciertas edificaciones cimentadas superficialmente, la interacción puede ser prácticamente despreciable. En otros casos es imprescindible tomar en cuenta que la construcción es parte de un sistema constituido por la propia estructura, también hay que tomar en cuenta el suelo y la estructura vecina.

Los cuatro efectos primarios que se deben de considerar en la determinación de la forma en que las condiciones locales del suelo afectan las fuerzas que se desarrollan en las estructuras durante los sismos son:

- a) Efectos de respuesta del suelo
- b) Efectos de interacción inercial
- c) Efectos de interacción cinemática, y
- d) Efectos de prorrato de la losa de cimentación.

Cada uno de estos factores puede afectar las fuerzas desarrolladas en la estructura por la excitación sísmica y aún cuando hay casos muy especiales, que se alejan de la norma, parece ser que los diferentes efectos pueden influir en las fuerzas inducidas dependiendo de las condiciones locales del suelo, en los siguientes porcentajes generales

Efecto de respuesta del suelo	+10 a 500%
Efectos de interacción inercial	+10 a -20%
Efectos de interacción cinemática	+10 a 50%
Efectos de prorrato de la losa de cimentación	5 a 20%.

También se puede concluir que en general, la interacción cinemática e inercial pueden efectuar significativamente las respuestas de los sistemas que están trabajando en las regiones espectrales de mediana a alta frecuencia. Así mismo los efectos de interacción inercial son en general más importantes que los efectos de interacción cinemática.

A pesar que la interacción cinemática, generalmente reduce la respuesta lateral, la interacción inercial puede aumentar la respuesta correspondiente en edificaciones altas y esbeltas en la región de frecuencia alta en el espectro de respuesta, para los cuales los efectos de la interacción son relativamente menores

Uno de los principales problemas de la interacción suelo-estructura es que la curva de esfuerzo-deformación de los materiales, tanto del concreto como del suelo son no lineales, es decir, la curva de esfuerzo-deformación no es una línea recta y la mayoría de las soluciones o los métodos están apoyados en soluciones lineales.

Para evitar la convergencia en el método de análisis de interacción suelo-estructura, lo que se puede hacer es estudiar estratos con menor espesor y de esa forma se disminuyen los problemas de convergencia.

Como se ha podido notar, la rigidez de las estructuras tiene un papel muy importante respecto a la acción horizontal. En un edificio de gran rigidez la coacción horizontal entre el terreno y la estructura es muy acentuada.

En el caso de un edificio de rigidez infinita su masa se mueve conjuntamente con su base, en cambio, si fuera muy flexible su base, puede moverse considerablemente en cualquier dirección, pero no pasaría lo mismo con el centro de la masa de todo el edificio. Por tanto en un edificio existirá una gran diferencia entre la fuerza necesaria para desplazar la base de un edificio flexible y la necesaria para desplazar la base de un edificio rígido. Si el terreno de cimentación alrededor del edificio es relativamente flojo, aparecerán en él mayores deformaciones en el caso de un edificio rígido que en el caso de uno flexible.

En un ambiente sísmico como el que tenemos en la Ciudad de México, el diseño de cimentaciones requiere que el ingeniero tenga una comprensión física de los fenómenos que se presentan en la superficie del suelo inducidos por la acción de las ondas sísmicas, por tanto el diseño sismoresistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas,

requiere además la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de la interacción suelo-estructura.

Esto implica que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo demuestran las frecuentes fallas y problemas que se tienen al utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmicas en otras donde estos efectos son críticos.

En el caso de la estatigrafía de la Ciudad de México se considera que las ondas importantes que afectan las cimentaciones son: la onda de cuerpo de cortante y la componente horizontal de la onda superficial. La acción sísmica en la superficie del suelo de estos dos tipos de ondas es semejante, por consiguiente, uno está obligado a analizar separadamente sus efectos en la superficie del suelo y en la cimentación de edificios.

BIBLIOGRAFÍA:

- 1.- "EL SUBSUELO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO Y SU RELACIÓN CON LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES A CINCO AÑOS DEL SISMO".
(SMMS)
- 2.- "SISMO-GEODINÁMICA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO"
LEONARDO ZEEVAERT
- 3.- "DISEÑO ESTRUCTURAL"
MELY PIRALLA Ed. Limusa
- 4.- "ESTUDIOS GEOFÍSICOS DEL VALLE DE MÉXICO"
BENHUMEA LEÓN M , VAZQUEZ CONTRERAS A..
Comisión Federal de Electricidad (CFE)
- 5.- "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL"
- 6 - "DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS PARA INGENIEROS Y ARQUITECTOS"
D.J. DOWRICK Ed. Limusa
- 7.- "INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES" Septiembre de 1991 SMMS.
- 8.- OCTAVA CONFERENCIA NABOR CARRILLO "INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES LOCALES DEL SUELO EN MOVIMIENTOS DEL TERRENO Y EN DAÑOS A EDIFICIOS DURANTE SISMOS"
Harry Bolton Seed (SMMS)
- 9.- "ELEMENTOS DE INGENIERÍA SISMICA "
AURELA BELES, MIHAIL D. IFRIM A. GARCÍA YAGÜE
Ediciones Omega S A

10.- LA INGENIERÍA CIVIL A 10 AÑOS DE LOS SISMOS DE 1985

“SISMICIDAD Y MOVIMIENTOS FUERTES EN MÉXICO. UNA VISIÓN ACTUAL”

SHRI K y MARIO ORDAZ CENAPRED, México 1994

“ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL”

G. AUVINET, Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

11.- “LOS SISMOS DE 1985: CASOS DE MECÁNICA DE SUELOS”

Simposio México D F, 1986 SMMS

12 - “ EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN EL ÁREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO”

Simposio 10 de Marzo de 1978 SMMS.

13.- “ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES”

M.I. Agustín Deméneghi Colina