

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL
XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
MODULO IV DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
DEL 14 AL 18 DE JULIO DE 1992

ING. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS
COORDINADOR DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES
INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA
TEL. 548 54 79

DR. GABRIEL ALVINET GUICHARD
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL, DEFFI, UNAM.
CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F.
TEL. 550 51 47

DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY
INVESTIGADOR INSTITUTO DE INGENIERIA, ASESOR DE LA FUNDACION
JAVIER BARROS SIERRA, CENTRO DE INVESTIGACION SISMICA,
COORDINADOR DE LA SECCION DE MECANICA DE SUELOS DE LA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERIA
INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA, TEL. 548 97 93 y 548 99 57

DR. ALBERTO JAIME PAREDES
INVESTIGADOR TITULAR
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
APDO. POSTAL 20472, COYDADAN, C.P. 04510, MEXICO, D.F.
TEL. 548 97 93, 548 99 57 EXT. 3621-3622



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ADULTOS
XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
 DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
 14 a 18 de julio de 1992.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Martes 14 de julio	17:00 a 21:00 hrs.	Fundamentos Propiedades y Compartimiento Dinámicos de Suelos	DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY
Miercoles 15 de julio	16:00 a 18:00 hrs.	Interacción Dinámica Suelo- Estructura	M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ
	18:00 a 20:00 hrs.	Propiedades y Comportamiento Dinámicos de Suelos	DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY
Jueves 16 de julio	16:00 a 18:00 hrs.	Interacción Dinámica Suelo- Estructura	M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ
	18:00 a 20:00 hrs.	Modelos Físicos de Cimentaciones (pilotes) sujetas a vibraciones	DR. ALBERTO JAIME PAREDES
Viernes 17 de julio	17:00 a 21:00 hrs.	Diseño Sísmico de Cimentaciones	DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
Sabado 18 de julio	17:00 a 19:00 hrs	Diseño Sísmico de Cimentaciones	DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
	19:00 a 21:00 hrs	Mesa Redonda y Clausura	PROFESORES DEL MODULO

COORDINADOR DE MODULO : ING. LUIS VIEITEZ UTESA

COORDINADOR DE CURSO : DR. OCTAVIO RASCON CHAVEZ

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
 DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
 FECHA: Del 14 al 18 de julio de 1992

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
1	DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY				
2	M. EN I. NEFTALY RODRIGUEZ				
3	DR. ALBERTO JAIME PAREDES				
4	DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD				
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10					

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

2

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

TEMA		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
1	FUNDAMENTOS, PROPIEDAS Y COMPORTAMIENTO DINAMICOS DE SUELOS					
2	INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA					
3	PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS					
4	INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA					
5	MODELOS FISICOS DE CIMENTACIONES (PILOTES) SUJETAS A VIBRACIONES					
6	DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O			
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS		
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS		
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO		
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO		
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO		
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO		
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO		
EVALUACION TOTAL			

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL,
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERIA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL
PARTICULAR

METRO

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

6.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

8.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES
DE 9 a 13 H. Y
DE 14 A 18 H.
(CON COMIDAD)

LUNES A
VIERNES DE
17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES
Y VIERNES DE
18 A 21 H.

MARTES Y JUEVES
DE 18 A 21 H.

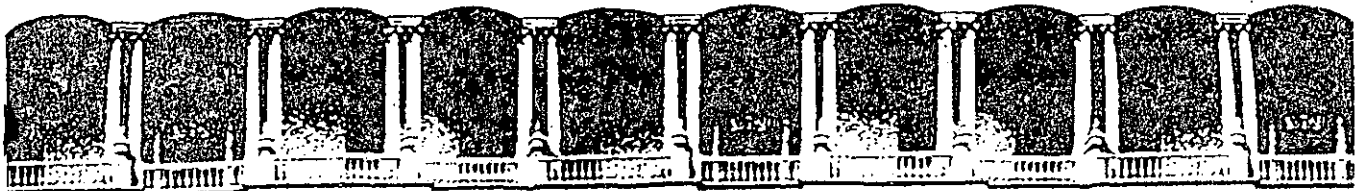
VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 A 14 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 A 13 H.
DE 14 A 18 H.

OTRO

9.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10.- Otras sugerencias:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

INTRODUCCION A LA DINAMICA DE SUELOS

DR. RAUL FLORES BERRONES

JULIO - 1992

SINOPSIS.

En este trabajo se intenta señalar en qué consiste la dinámica de suelos, cual fué su origen y cuál ha sido su evolución, así como el campo de su aplicación en México. Se intenta también explicar, en forma breve, en qué consiste cada uno de los temas que comprende esta materia.

1) Introducción.

La dinámica de suelos está considerada dentro de la especialidad de la mecánica de suelos, aunque en la realidad en ella se tratan o se analizan problemas que son también de interés al especialista en estructuras. Por un lado, el ingeniero de mecánica de suelos requiere de los conocimientos que comprende esta materia para determinar la respuesta de las cimentaciones cuando actúan sobre ellas fuerzas dinámicas provenientes de la estructura que soportan (por ejemplo, fuerzas producidas por maquinaria, vehículos, viento u ondas oceánicas), o fuerzas ejercidas por el movimiento que el suelo experimenta durante un sismo. Por el otro lado, los ingenieros estructuristas requieren saber del efecto que ejercen, sobre las estructuras, las condiciones locales del suelo en el que se apoyan cuando un sismo ocurre y del efecto de la interacción que existe entre el suelo y la estructura.

Así pues, la dinámica de suelos es una parte de la ingeniería civil que tiene una aplicación muy amplia en el análisis de cimentaciones sujetos a vibraciones.

En el presente trabajo se describe primeramente el origen, evolución y aplicación práctica de la materia, en particular en nuestro país. Se describen después cada uno de los temas que ella comprende, junto con la importancia y utilidad de los conceptos.

2) Antecedentes.

Los primeros estudios de dinámica de suelos se iniciaron por los años cuarenta en la Universidad de Harvard, a partir de unos estudios efectuados por el Profr. Arthur Casagrande sobre el comportamiento dinámico de arenas; sin embargo, no fue sino hasta los años sesentas, a partir de la traducción del ruso al inglés del libro de Barkan, cuando realmente se empezó a desarrollar la materia.

Hoy en día la dinámica de suelos ha alcanzado un avance considerable y es una materia que ha dado origen a numerosos simposiums y ha sido tema de sesiones plenarias en las conferencias internacionales de Mecánica de Suelos. Algunos métodos como el del elemento finito y el llamado "método de las características", así como las importantes investigaciones experimentales a través de mesas vibratoras y modelos centrífugos, han contribuido significativamente este avance y a su continua evolución.

Hoy en día se realizan en todas partes del mundo investigaciones encaminadas a mejorar los métodos de exploración y obtención de muestras inalteradas de suelo, así como pruebas de laboratorio que traten de reproducir las condiciones esperadas en el campo.

3) Campo de aplicación de la materia en México.

Todos los problemas relacionados con la cimentación de maquinaria, como son las cimentaciones de turbinas, generadores, compresores y cualquier otra máquina que trasmite fuerzas dinámicas a la cimenta-

una forma de medirlo es determinando precisamente el área dentro de cada lazo histerético. Así pues, puede decirse que estos dos parámetros (G y D) varían en forma no lineal con el nivel de deformaciones.

Por otro lado, a diferencia de las cargas estáticas, las dinámicas se aplican en forma más o menos rápida impidiendo que haya disipación de la presión de poro que se crea al aplicar las cargas. O sea, que en términos generales, se puede considerar que se está trabajando en condiciones de resistencia no drenadas.

Dentro de este tema queda incluido la determinación de las propiedades dinámicas del suelo. Existen en general tres maneras de hacerlo.

1. A través de pruebas de laboratorio, de manera semejante como se hace en la mecánica de suelos tradicional (por ejemplo, utilizando el método de la columna resonante ilustrado en la Fig. 4).
2. A través de pruebas de campo utilizando la propagación de las ondas en el suelo (por ejemplo, usando el método de los hoyos en paralelo señalado en la Fig. 5).
3. A través de fórmulas empíricas que se pueden utilizar para los análisis dinámicos preliminares. Un ejemplo de dichas fórmulas es la siguiente fórmula llamada de Hardin

$$G = 1200 \frac{(3-e)^2}{1+e} (\bar{\sigma}_v)_0^{1/2}$$

donde

G y $\bar{\sigma}_0$ están en psi

"e" es la relación de vacíos que tiene el suelo y

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3)}{3}; \bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2 \text{ y } \bar{\sigma}_3 \text{ son respectivamente los esfuerzos}$$

efectivos principales mayor, intermedio y menor

IV) Cimentación de maquinaria.

En esta sección se estudia el mecanismo o la secuencia que generalmente se sigue en el estudio de la cimentación de maquinaria.

Generalmente este mecanismo consiste en hacer primeramente una estimación de las dimensiones de la cimentación, en base a las dimensiones y fuerzas de la maquinaria, en la capacidad de carga estática del suelo y en la experiencia que se tiene en este tipo de problemas. Posteriormente se verifica que los movimientos o vibraciones producidas están dentro de las especificaciones. Dichas especificaciones están generalmente dadas en términos de la frecuencia de operación de máquina. (Existen gráficas a través de las cuales se establecen estos límites; como un ejemplo de ellas, en la Fig. 6 se reproduce una gráfica publicada en la Ref. 3).

V) Respuesta de cimentaciones en un semiespacio elástico.

La manera como se determina la respuesta de una cimentación es a través del estudio de sistemas equivalente de uno o más grados de libertad*, constituidos por masas, resortes y amortiguadores

* Se dice que un sistema tiene "n" grados de libertad cuando existen "n" tipos de movimientos independientes en el sistema.

(la Fig. 7 señala algunos ejemplos de sistemas equivalentes). Las masas de dichos sistemas representan las masas reales de la cimentación junto con la de la maquinaria, los resortes las rigideces y los amortiguadores la pérdida de energía.

La razón de trabajar con sistemas equivalentes consiste en que por un lado, se ha observado que la respuesta de los sistemas reales es muy semejante a la de estos sistemas equivalentes (ver Fig. 8), y por el otro, resulta muy simple trabajar con las ecuaciones que gobiernan la respuesta de los sistemas equivalentes.

A este respecto, es muy importante determinar adecuadamente a los parámetros que gobiernan a estos sistemas equivalentes. La manera más conveniente que hoy en día se utiliza es la de obtener estos parámetros a través de la teoría que estudia el comportamiento de una masa que vibra sobre la superficie de un semiespacio elástico y homogéneo (ver Fig. 9). Esta teoría permite además, estudiar y entender de manera relativamente simple el efecto de la interacción suelo-estructura. La manera como se obtienen los parámetros de los sistemas equivalentes a través de dicha teoría, es estableciendo las ecuaciones que gobiernan la respuesta de las cimentaciones, en la misma forma como se establece la ecuación de equilibrio de sistemas de 1 grado de libertad; igualando los coeficientes respectivos de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento, se obtienen los parámetros correspondientes. Es decir, la ecuación general que gobierna a un sistema de 1 grado de libertad (ver Fig. 10) es:

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p_0 \sin \Omega t$$

donde

M masa del sistema.

\ddot{x} aceleración.

c coeficiente de amortiguamiento.

\dot{x} velocidad.

k rigidez del resorte.

x desplazamiento.

$p_0 \sin \Omega t$ fuerza dinámica.

Lo que se hace entonces en la teoría del semiespacio es poner, de manera similar a esta ecuación, aquella que gobierna el comportamiento de la cimentación apoyada en el semiespacio elástico, y por similitud de coeficientes se determinan los correspondientes parámetros.

Un ejemplo de aplicación práctica de los fundamentos que indican el comportamiento de los sistemas equivalentes de un grado de libertad, es la disminución de la amplitud de las vibraciones en un problema específico.

Para ilustrar esto supóngase que la frecuencia de excitación es Ω y que la amplitud de las vibraciones es la señalada por el punto A en la Fig. 11. A fin de disminuir dicha amplitud, será necesario alejar la frecuencia de resonancia de la frecuencia de operación, y ello se logra por ejemplo aumentando el valor de la rigidez k , ya que

$$w_r \approx w_n = \sqrt{\frac{k}{M}}$$

construyen descomponiendo el registro de un sismo en un número infinito de movimientos senosoidales que varían en amplitud, frecuencia y desfazamiento, y suponiendo que el movimiento del sismo es la superposición de todos esos movimientos. Se le llama espectro de Fourier a la amplitud de esos movimientos versus la frecuencia. Teniendo pues los espectros de Fourier y a través de la teoría de amplificación, se pueden obtener los llamados espectros de amplificación (que es la relación entre el espectro en la superficie y el espectro en la base, como se ilustra en la Fig. 16).

Con estos espectros de amplificación se obtiene el espectro en la superficie, y por tanto la respuesta en la superficie. Los valores así obtenidos se pueden utilizar como "inputs" para el análisis dinámico de estructuras que se apoyen en la superficie del terreno.

VIII) Interacción suelo-estructura.

Otro aspecto interesante en dinámica de suelos se refiere al conocimiento de la interacción entre el suelo y la cimentación, misma que está representada por la diferencia entre los movimientos u_b y u_g de la Fig. 17; es decir, la diferencia entre el movimiento en un punto en la base de la estructura y el movimiento en un punto de la superficie del terreno; si el terreno es muy rígido, la diferencia será pequeña, pero si el terreno es más o menos blando, la diferencia puede ser grande.

En general, por el efecto de la interacción, se tiende a incrementar el período natural T de la estructura. El significado que esto

tiene es, como se indica en la Fig. 18 (que señala el espectro de respuesta de un sismo), que al aumentar el período T se pueden aumentar los esfuerzos cuando originalmente se tiene el período fundamental en un valle (el punto 1 se mueve al 2), o se pueden reducir si se está en un peak (el punto 3 se mueve al 4). Sin embargo, -- desde el punto de vista de diseño, donde se utiliza un espectro suavizado de respuesta (Fig. 19), o no se altera o la interacción mejora la situación, a menos de que se trate de una estructura muy rígida con un período natural muy pequeño. (Sin embargo, la mayor parte de las estructuras tienen períodos fundamentales mayores de T , y por lo tanto se puede decir que la interacción ayuda o contribuye a disminuir la amplitud en la respuesta).

Existen en general dos métodos para analizar este efecto

1. El del semiespacio donde se utilizan los parámetros determinados en la teoría del semiespacio, antes mencionada.
2. El del elemento finito.

IX) Cimentaciones piloteadas sujetas a sismos.

El análisis de pilotes sujetos a sismos representa un problema muy interesante, ya que además de las fuerzas estáticas para las que -- originalmente fueron recomendados, deben estar diseñados para las -- fuerzas adicionales que se crean como consecuencias de un sismo.

Las fuerzas que el sismo origina en los pilotes son de dos tipos:

- 1) las fuerzas provenientes de la superestructura, es decir, el momento de volteamiento y la fuerza cortante en la base (Fig. 20), y
- 2) las fuerzas producidas por el movimiento del suelo (Fig. 22).

Por efecto del momento de volteamiento, es obvio que los pilotes de la orilla tendrán que soportar, por un lado, fuerzas adicionales verticales, pero en el lado opuesto se tendrán fuerzas de tensión que habrán que considerarse en la revisión por análisis sísmico. Las fuerzas horizontales producidas por el movimiento de traslación de la estructura, son fuerzas que actúan prácticamente sobre la cabeza de los pilotes; ello significa que es necesario analizar cuidadosamente los esfuerzos en esa parte del pilote, ya que en ella se tendrá por lo general un punto crítico.

En cuanto al efecto que produce el suelo que rodea al pilote; se puede estudiar fácilmente si se supone que no existe la carga vertical que se apoya sobre el pilote y que el pilote se encuentra simplemente hincado dentro de un estrato de suelo (Fig. 22).

Al ocurrir un sismo, el suelo se mueve como consecuencia del mismo, y tendrá a mover al pilote junto con él; habrá por tanto fuerzas del suelo que harán que precisamente se mueva el pilote. Una manera de absorber las fuerzas laterales provenientes de la superestructura, es a través de encajonamiento (Fig. 23). Es decir, a través de empujes pasivos del terreno de cimentación, se pueden absorber las fuerzas sísmicas que la superestructura trata de transmitir a los pilotes a través de su cabeza; este procedimien-

to resulta práctico cuando se desea disminuir el esfuerzo en la parte superior de los pilotes. Las referencias 8 y 9 tratan con detalle el análisis sísmico de cimentaciones piloteadas.

X) El fenómeno de Licuación.

Este es otro problema que además de ser muy interesante, es un tema de actualidad en la mecánica de suelos y en él existe una controversia muy grande al nivel mundial.

La controversia se debe fundamentalmente a la definición de la palabra licuación. Como consecuencia de ello, el Profr. Casagrande de la Universidad de Harvard ha decidido llamar "licuación actual" a lo que originalmente se había llamado licuación antes de que existieran las pruebas triaxiales, y esa definición se refiere a la respuesta de una arena suelta y saturada cuando se le somete a movimientos o deformaciones rápidas que producen una pérdida substancial de su resistencia, y que en ocasiones especiales pueden causar deslizamientos de flujo.

Por otro lado, se llama licuación cíclica o movilidad cíclica a la respuesta de un espécimen de arena densa sujeta a carga cíclica dentro de una cámara triaxial, cuando el valor máximo de la presión de poro alcanza momentáneamente la presión de confinamiento en cada ciclo. A diferencia de la "licuación actual", que puede ocurrir en el campo, la "licuación cíclica" solo ocurre en el laboratorio donde las presiones de poro son causadas fundamental-

mente por las restricciones de frontera de los aparatos.

Ahora bien, ¿por qué es de mucho interés este tema? Simplemente porque ha originado o ha sido responsable de muchas catástrofes en varios de los grandes sismos, según se ha reportado en las diversas publicaciones que tratan sobre este tema. El capítulo 10 de la referencia (7) señala varios casos donde este fenómeno ha sido responsable de varias tragedias.

XI) Estabilidad de Taludes.

Finalmente se incluye dentro de los temas principales que se estudian dentro de la dinámica de suelos un tema de gran interés mundial actual, y es el que se refiere a la estabilidad de terraplenes en caminos y en presas. Dentro de este tema se han observado también fallas catastróficas ocurridas en construcción o en proyecto grandes presas de tierra y enrocamiento que almacenarán grandes volúmenes de agua; cuando esas presas se encuentren en áreas sísmicas, es muy importante asegurar la estabilidad de ellas durante un sismo y de allí la necesidad de efectuar un correcto análisis de dicha estabilidad.

Los procedimientos que actualmente se usan en el análisis dinámico de terraplenes van desde los métodos pseudoestáticos, consistentes en añadir una fuerza proporcional a la magnitud del sismo de diseño al análisis tradicional estático de estabilidad de taludes - - (Fig. 24), hasta el empleo de métodos más modernos como el del ele

mento finito. Obviamente el primero representa muchas desventajas, entre otras la de hacer suposiciones que no corresponden a la realidad, y por el contrario, el segundo representa varias ventajas entre las que se encuentra la de conocer la respuesta de la estructura en diferentes tiempos y para distintos puntos del terraplén que se analiza.

En el capítulo 15 de la referencia 7 se indica, a través de ejemplos, el uso del elemento finito para el análisis dinámico de taludes.

Conclusiones.

En este escrito se ha tratado de señalar los temas fundamentales que comprende la materia denominada "Dinámica de Suelos". Existen algunos temas secundarios que también son de interés, tales como el problema de aislamiento de vibraciones o el empuje dinámico de tierras en muros. Sin embargo, dichos subtemas caen en realidad dentro de los temas principales señalados en el texto.

Como se habrá dado cuenta el lector, la dinámica de suelos abarca una gama de problemas muy interesantes y muy importantes dentro de la mecánica de suelos; es precisamente esa variedad de problemas la que permite que la dinámica de suelos constituya un campo abierto a la investigación y a la práctica dentro de México.

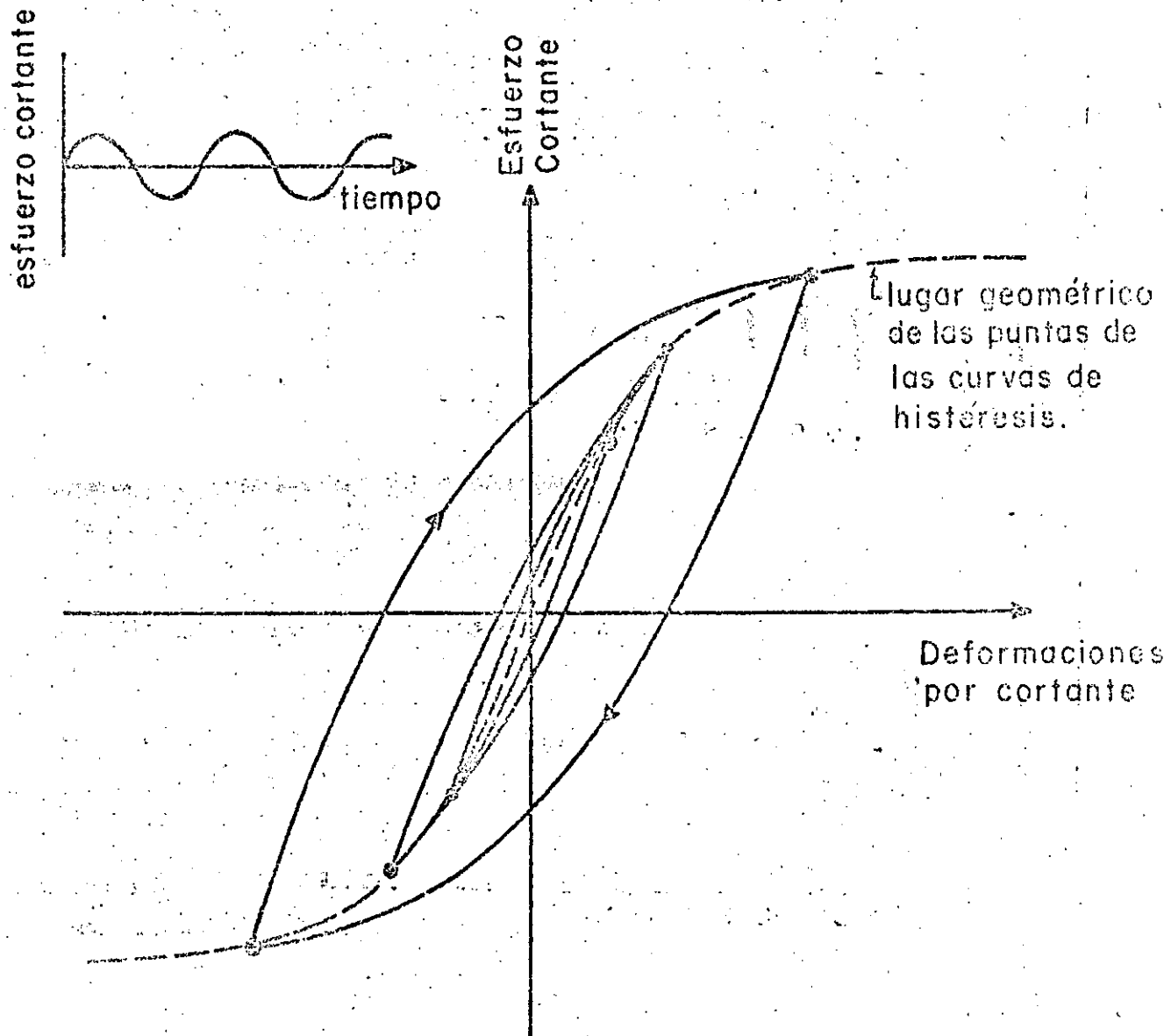


FIG. NO. 2. CURVAS DE HISTERESIS DE CARGA CICLICA EN TORSION

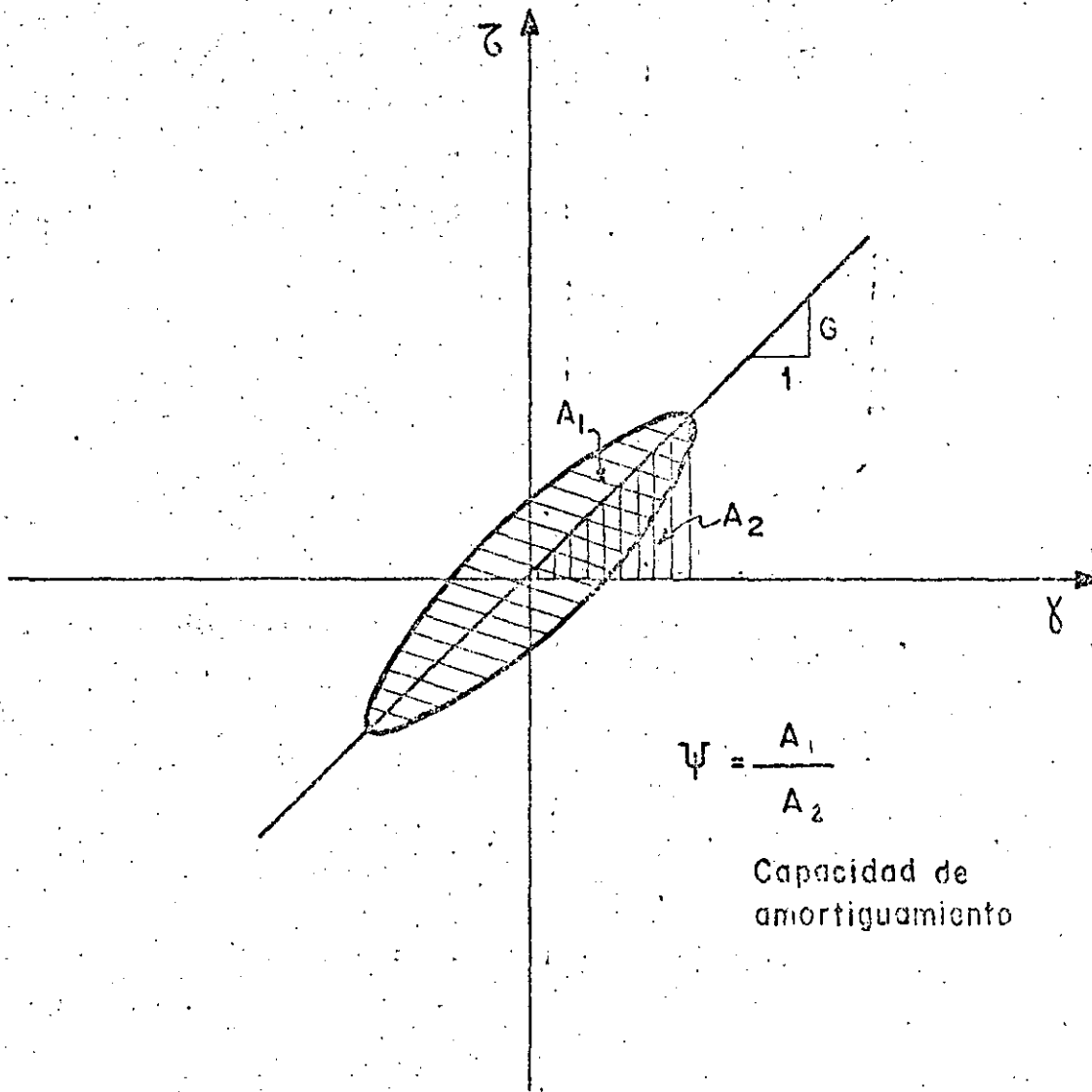
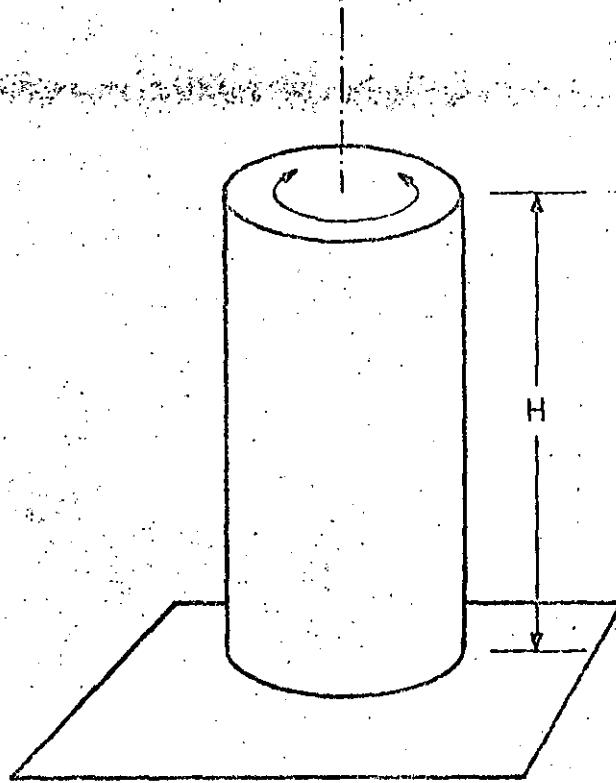


FIG. No.3 DEFINICION DE MODULO EQUIVALENTE
Y DE CAPACIDAD DE AMORTIGUAMIENTO

24



$$f_r = (2n-1) \frac{C_s}{4H}$$

$$\Rightarrow G = C_s^2 p$$

- Donde f_r frecuencia de resonancia
 n número entero positivo
 C_s velocidad de las ondas cortantes
 p densidad de masa
 G modulo dinámico al cortante
 H altura de la probeta

FIG.No.4.-PRUEBA DE LA COLUMNA RESONANTE

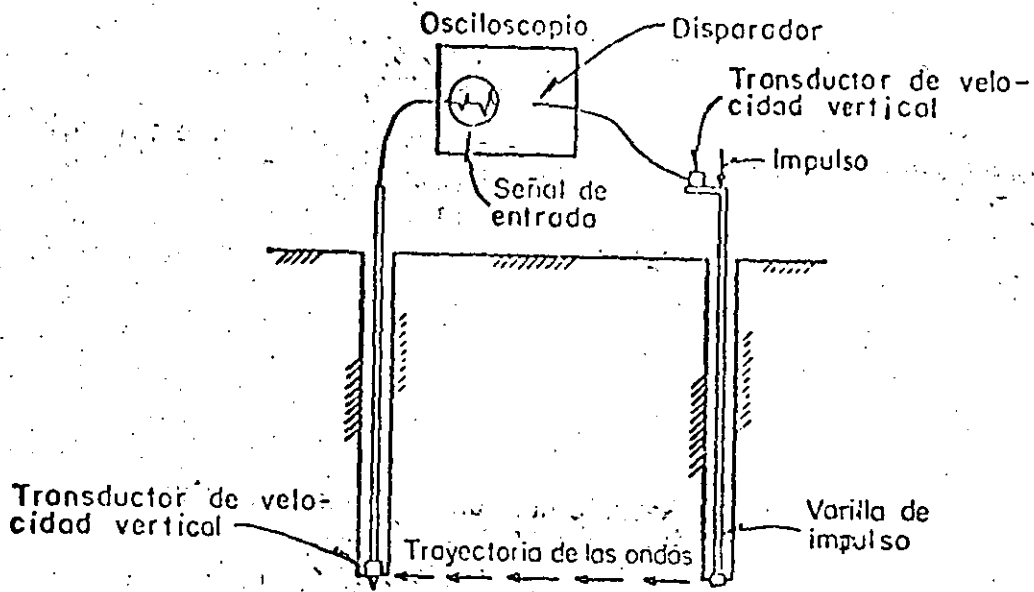


Fig 5 Corte, esquemático ilustrando la disposición de los elementos en el metodo de los hoyos en paralelo

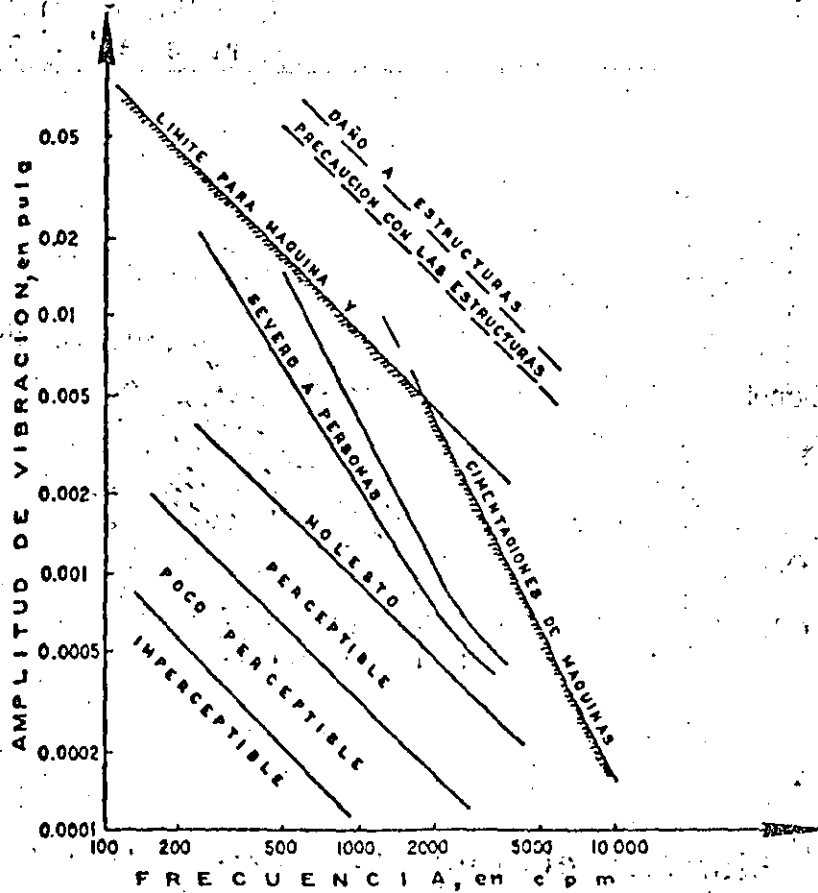


Fig 6 Límites de la amplitud de desplazamiento en función de la frecuencia de excitación

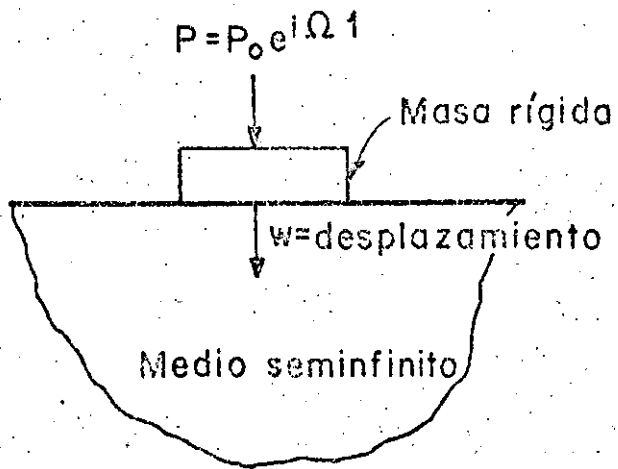


FIG.No. 9-A SISTEMA DE MASA RIGIDA EN MEDIO SEMINFINITO

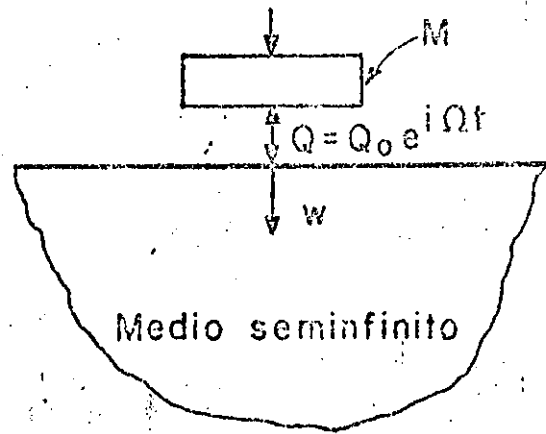


FIG.No. 9-B SEPARACION DE LAS FUERZAS QUE OBRAN EN EL SISTEMA

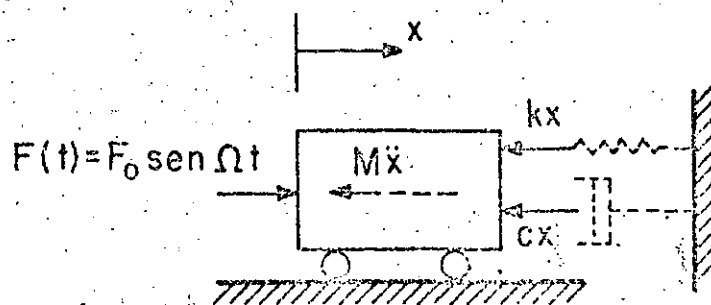


FIG. No. 10 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

$$M\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_0 \sin \Omega t$$

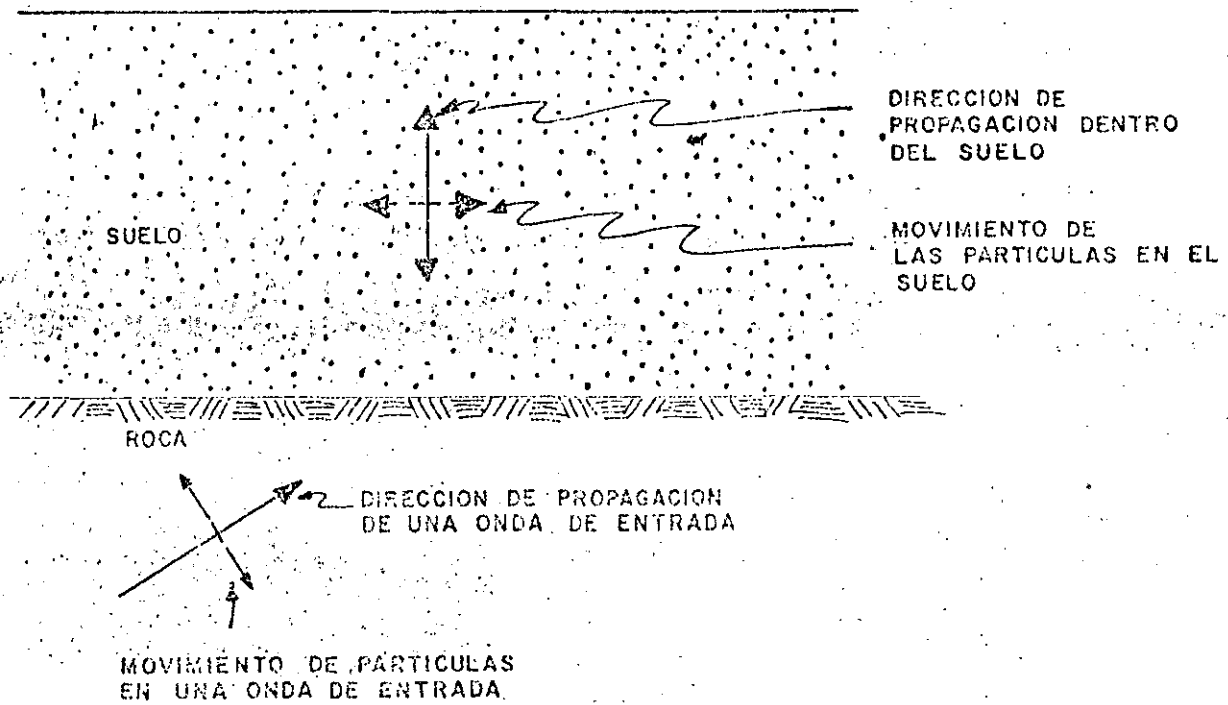


FIGURA 14 NATURALEZA DE LOS MOVIMIENTOS DURANTE UN SISMO, EN UNA CAPA SUPERFICIAL

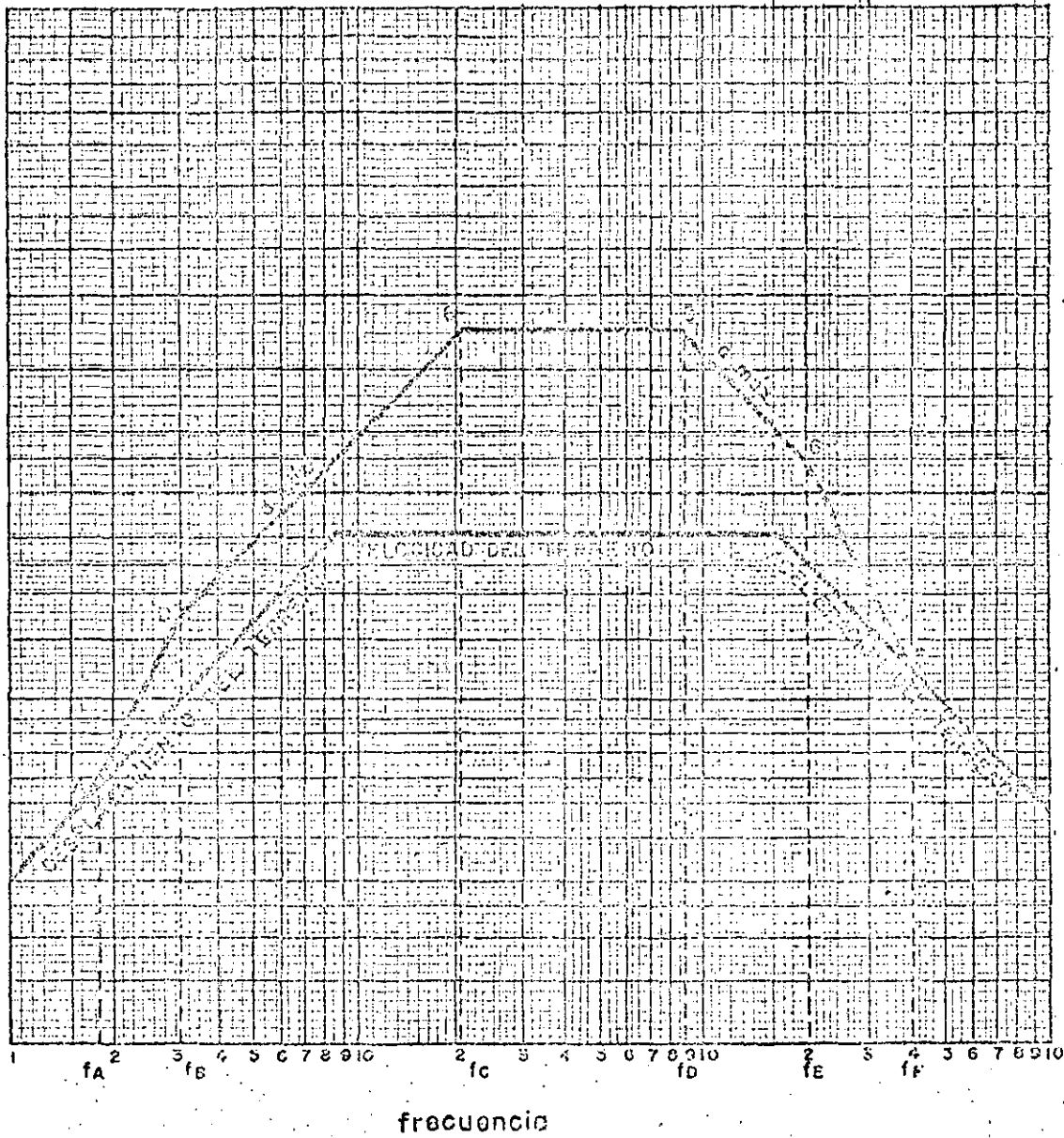


FIGURA 13. ESPECTRO BASICO DE NEWMARK

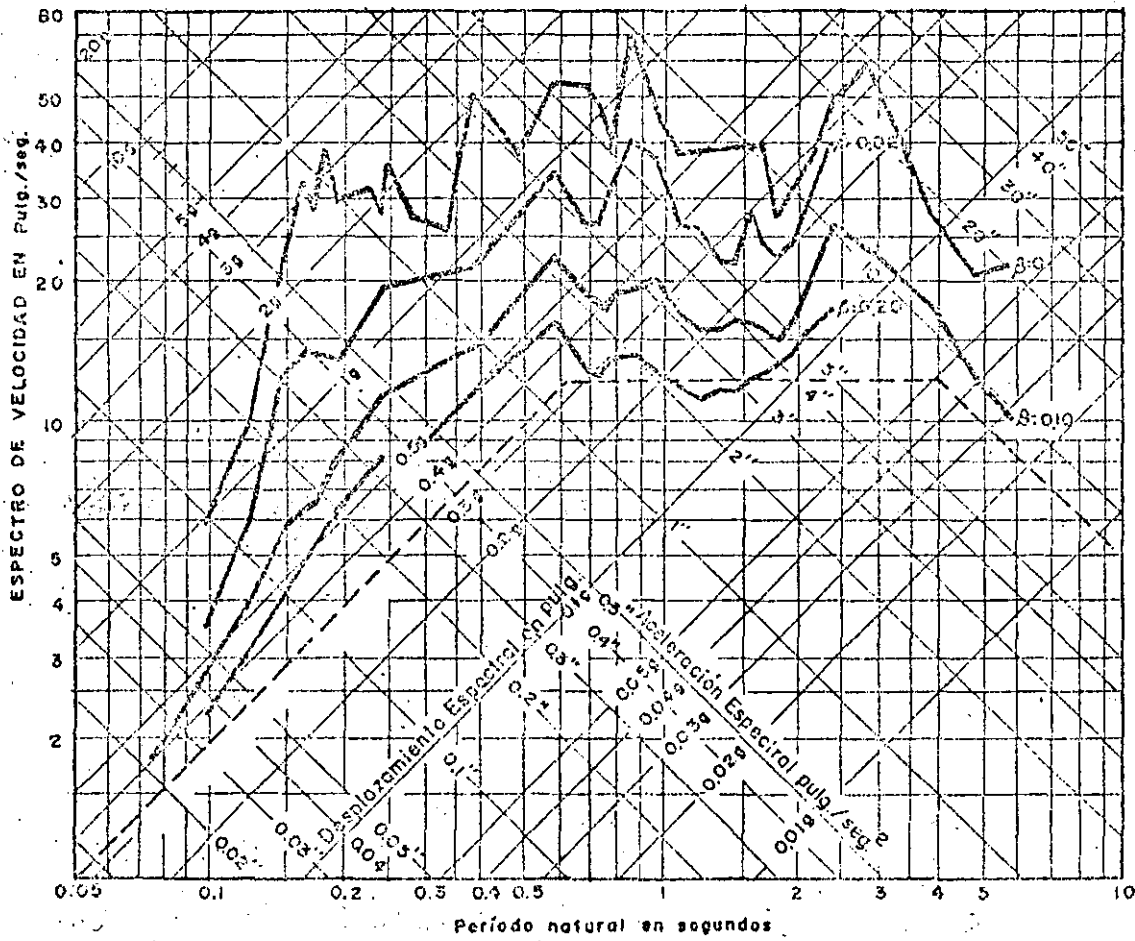
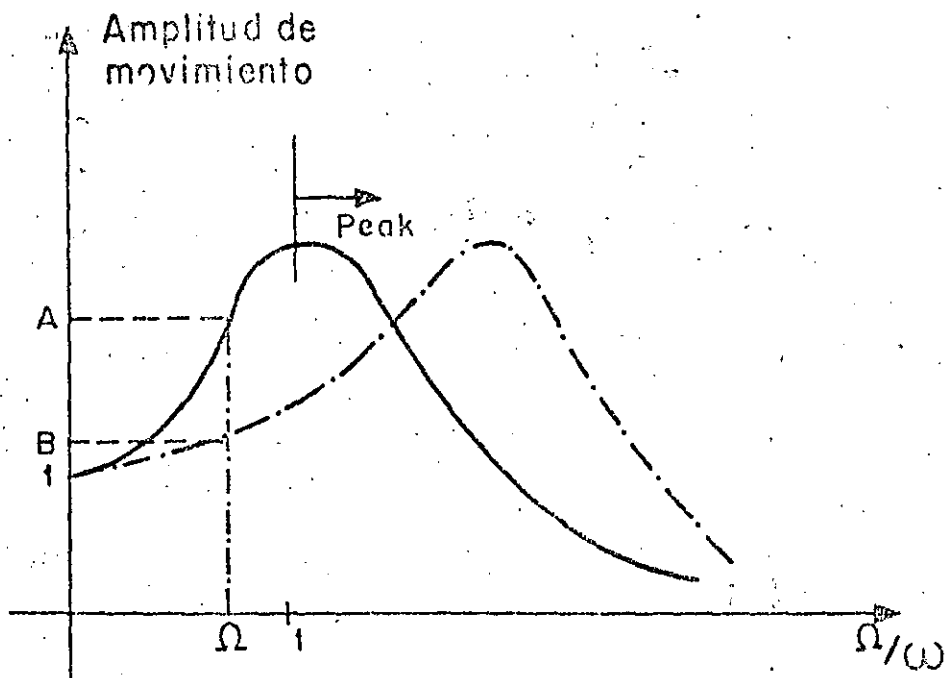


FIGURA 12. ESPECTROS DE RESPUESTA PARA SISTEMAS ELASTICOS

TERREMOTO DE 1940 "EN EL CENTRO, CALIF."



Ω = frecuencia de excitación

ω = frecuencia natural = $\sqrt{k/M}$

\approx frecuencia de resonancia

FIG. No. 11 DISMINUCION DE LA AMPLITUD DE VIBRACION AUMENTANDO LA LA FRECUENCIA NATURAL DE VIBRACION.

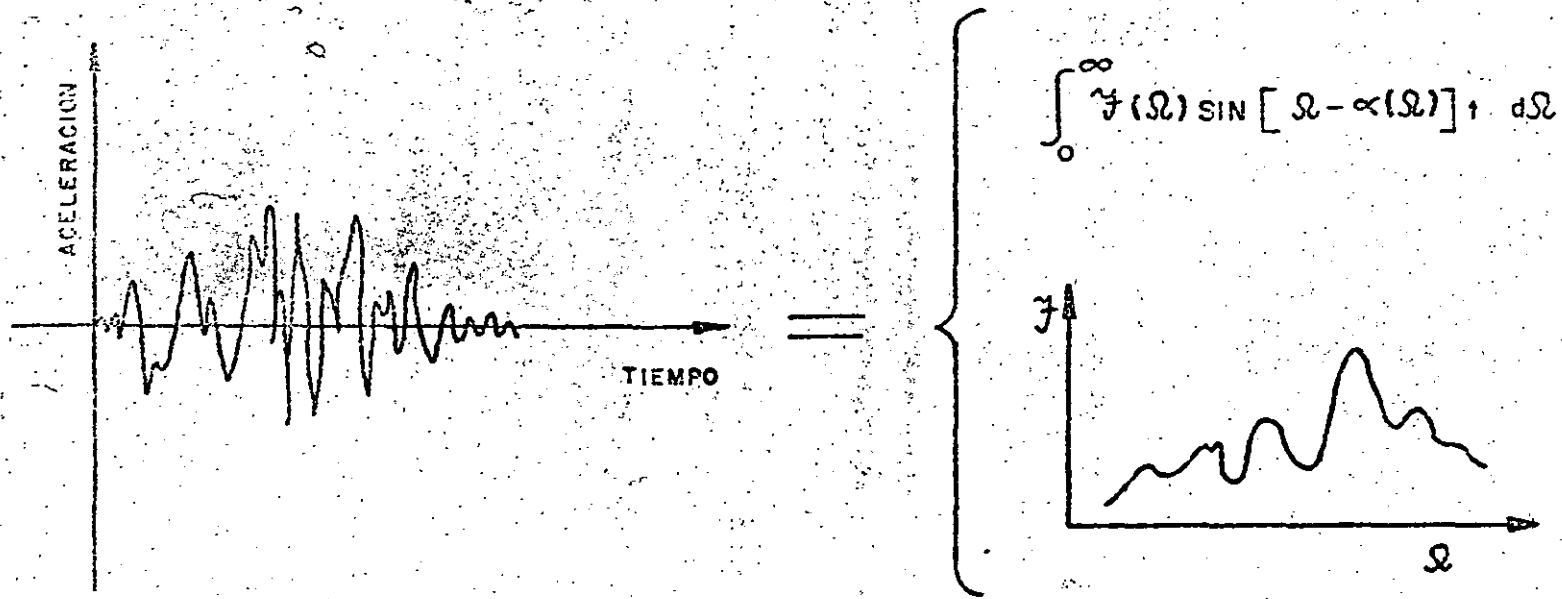


FIGURA 15 * ESPECTROS DE FOURIER
PARA MOVIMIENTOS SISMICOS

T = PERIODO

t = TIEMPO

a = ACELERACION

A = FACTOR DE AMPLIFICACION

\bar{z} = ORDENADA DEL ESPECTRO DE FOURIER

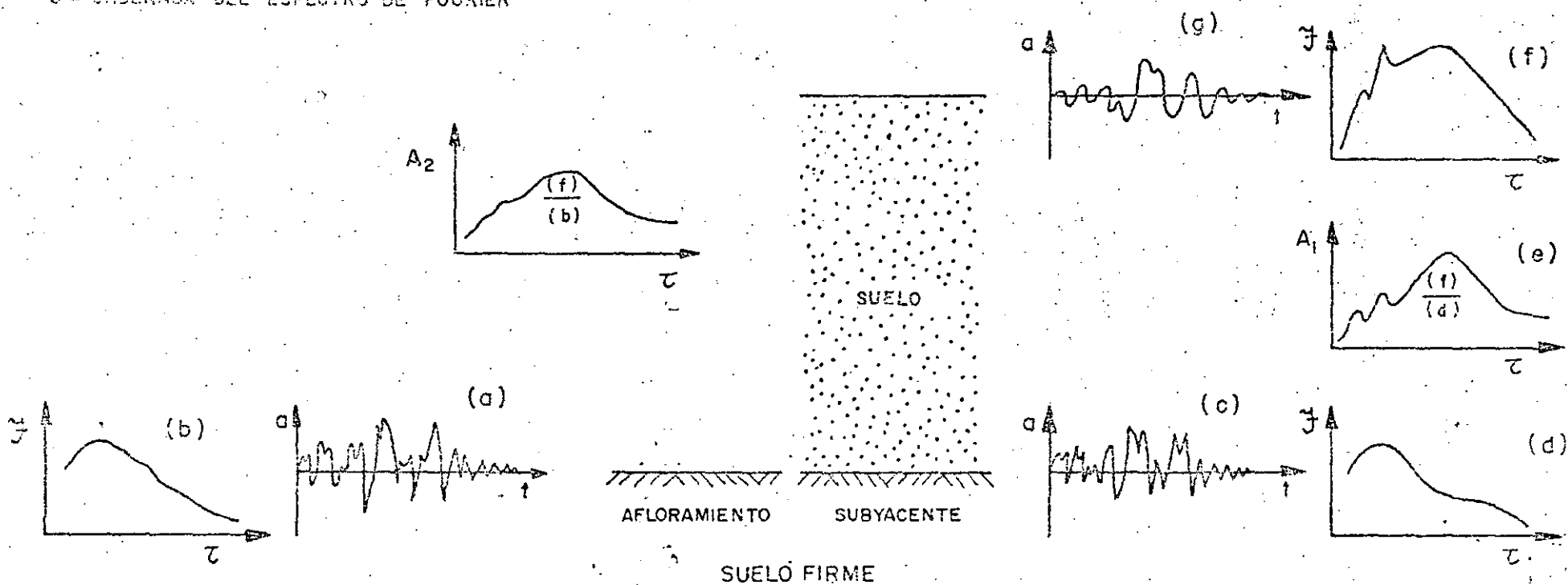


FIGURA 16

MOVIMIENTO EN VARIOS PUNTOS
DE UN SUELO FIRME, E INTER-
ACCION DEL SISTEMA SUELO -
ESTRUCTURA



FIG. No. 17 EL EFECTO DE LA INTERACCION REPRESENTADO POR LA DIFERENCIA EN LOS MOVIMIENTOS U_b Y U_g .

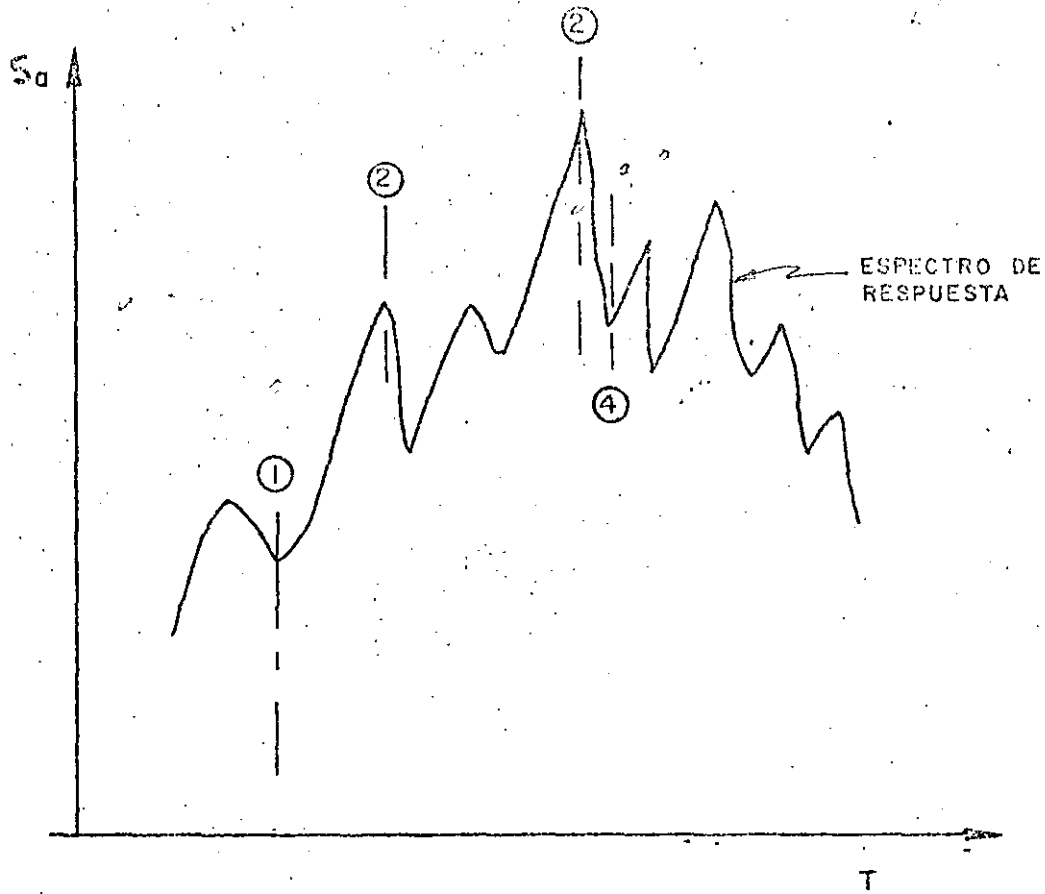


FIGURA 18 SIGNIFICADO DE INCREMENTAR
EL PERIODO NATURAL POR EFECTO
DE LA INTERACCION

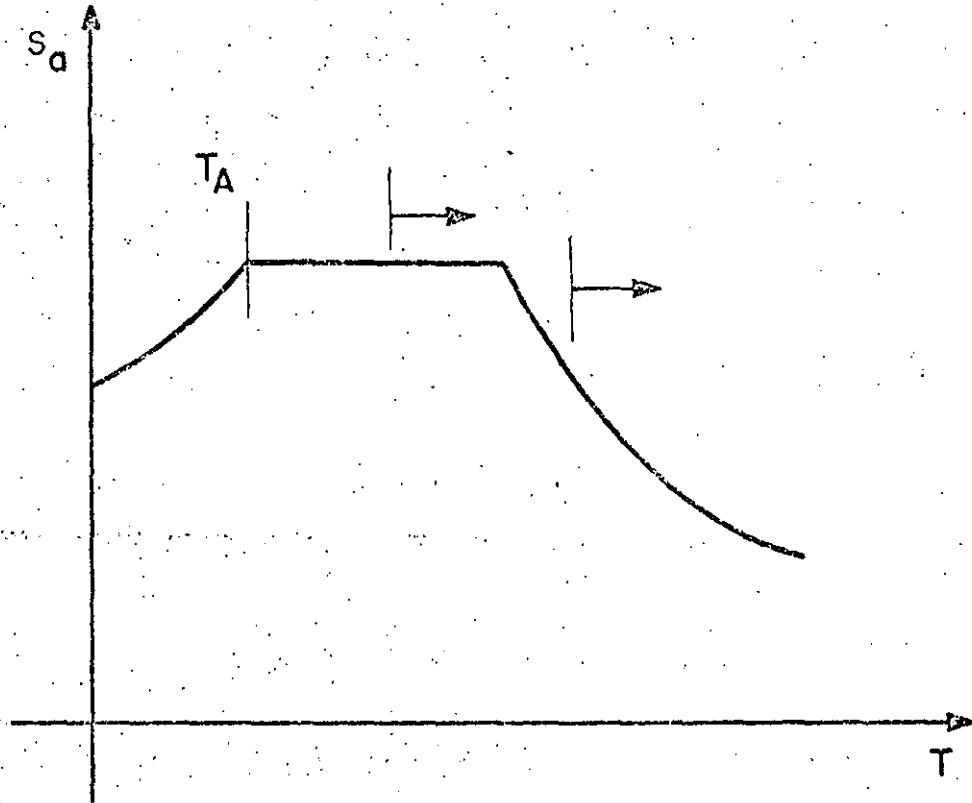


FIG. No. 19 ESPECTRO SUAVIZADO DE DISEÑO

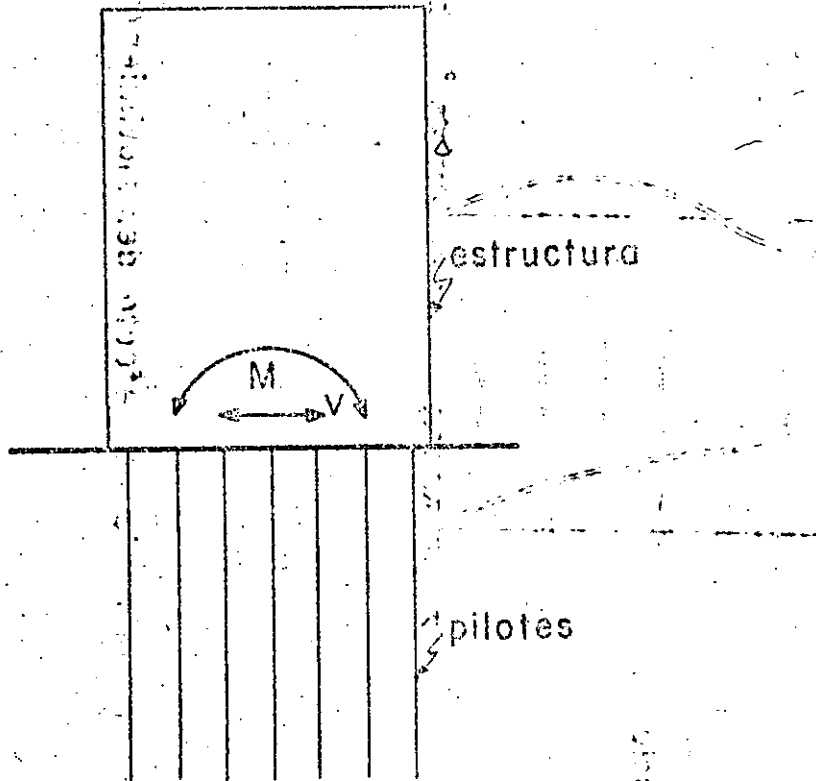
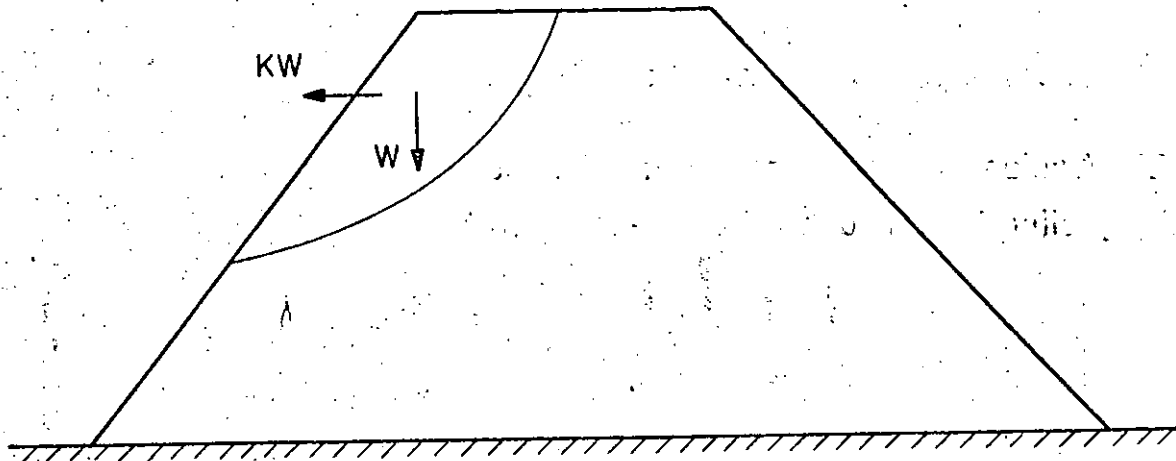
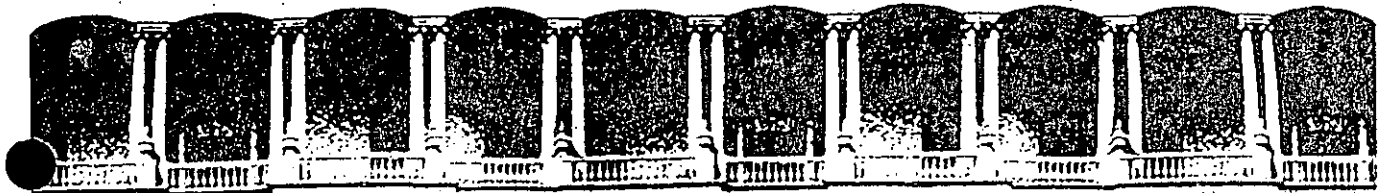


FIG. No.20. FUERZAS SISMICAS PRODUCIDAS POR EL MOVIMIENTO DE LA ESTRUCTURA SOBRE EL PILOTE.



W peso de la cuña que se analiza
 K coeficiente sísmico
 KW fuerza de sismo

Fig 24 Análisis pseudoestático para estabilidad de taludes



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

ING. EFRAIN OVANDO SHELLEY

JULIO- 1992.

PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS

1.- INTRODUCCION

Solicitaciones dinámicas en suelos.

Se distinguen tres tipos de problemas dinámicos de interés en geotecnia: impacto, vibración y fatiga. Para diferenciarlos es necesario tomar en cuenta la duración de la aplicación de la carga (o el periodo de los ciclos de carga) y el número de ciclos de carga aplicados. En la figura 1 se ejemplifican algunos de estos problemas.

Solicitaciones sísmicas en suelos.

Usualmente se supone que los esfuerzos inducidos por un temblor dentro de una masa de suelo se deben a la propagación vertical de ondas de corte. El estado de esfuerzo en un depósito de suelo con una frontera superior horizontal se puede estimar suponiendo que los esfuerzos principales mayor y menor son verticales u horizontales y que se tiene un estado de deformación plana (Seed, 1979). Una hipótesis adicional consiste en suponer que el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor. En ocasiones el estado original de esfuerzos es tal que las direcciones principales de esfuerzo no coinciden con los planos horizontal y vertical (por ejemplo, en los extremos de un cajón de cimentación). Durante un temblor se generan esfuerzos cortantes cíclicos, en general de magnitud variable, que actúan en los planos horizontal y vertical de un elemento de suelo. Los esfuerzos cortantes sísmicos provocan cambios en la magnitud y en el plano de aplicación de los esfuerzos cortantes máximos. Además, provocan cambios cíclicos en las direcciones principales de esfuerzos (véase la figura 2). Tratándose de materiales mecánicamente isotrópicos estos giros no tienen mayor trascendencia pero en aquellos que son anisotrópicos (como los suelos), los cambios en α , las direcciones principales de esfuerzos pueden ser de gran importancia (Arthur *et al.*, 1980; Arthur, 1982; , etc.).

Parámetros para estudiar el comportamiento dinámico de los suelos.

Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica interesa conocer el comportamiento general de los suelos ante cargas cíclicas así como la determinación de ciertos parámetros dinámicos específicos. La descripción del comportamiento general del suelo requiere el conocimiento de:

- Curvas esfuerzo-deformación
- Trayectorias de esfuerzos efectivos,

- Curvas de presión de poro contra número de ciclos de carga aplicada y
- Curvas de deformación permanente contra número de ciclos de carga aplicada.

El conocimiento detallado del comportamiento dinámico de los suelos permite la formulación marcos de referencia conceptuales con los que es posible hacer predicciones cualitativas acerca del comportamiento de los suelos. Un marco de referencia (o modelo conceptuales extremadamente útil, como paso previo a la formulación de modelos matemáticos. Estos estudios generalmente se llevan acabo en el laboratorio.

Los parámetro dinámicos específicos que interesan son:

- La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones dinámicas,
- La rigidez del suelo (módulo de Young o módulo de cortante),
- El cociente de Poisson y
- La capacidad del suelo para disipar energía.

Estos parámetros se emplean en modelos ya existentes para predecir, por ejemplo la respuesta dinámica de depósitos de suelos o en problemas de interacción dinámica suelo-estructura. Existen técnicas de laboratorio y de campo para su obtención.

2.- DESCRIPCION EN EL LABORATORIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS.

Introducción.

En principio es posible adaptar o modificar cualquiera de los aparatos empleados en ensayos estáticos convencionales, a condiciones dinámicas. El uso de servomecanismos acoplados a actuadores electromagnéticos y electrohidráulicos gobernados por computadoras en circuitos cerrados de control ha permitido la ejecución de pruebas en las que es posible aplicar una amplia gama de historias de carga y de trayectorias de esfuerzo. Inicialmente el ensayo dinámico de los suelos se basó en el uso de cámaras triaxiales. Posteriormente se desarrollaron aparatos de corte simple, aparatos de cilindro hueco, aparatos "triaxiales verdaderos", cajas de "corte direccional", etc. También se han empleado mesas vibratoras para sujetar muestras de suelo a cargas dinámicas. Los avances en el desarrollo de equipo de laboratorio han sido acompañados por una mejora sustancial en las técnicas de medición. Por ejemplo, Brown *et al* (1980), describen el uso de LVDT's y transductores de proximidad en una cámara triaxial servo-controlada; Hight (1982) describe un transductor de presión miniatura en el que el tiempo de respuesta teórico es del orden de

milisegundos; Burland y Symes (1981) desarrollaron transductores de desplazamiento para medir localmente deformaciones axiales y angenciales.

En las siguientes secciones se describen brevemente los estados de esfuerzo y las condiciones de frontera de los aparatos de laboratorio. Estas se comparan con los requerimientos para simular los patrones de carga cíclica discutidos anteriormente; con base en esta comparación se evalúan las ventajas y las limitaciones de cada aparato. El lector interesado podrá encontrar discusiones más amplias del tema general de ensayos de laboratorio, en el trabajo de Saada y Tounsend (1981). Woods (1978) presenta una revisión exhaustiva de la técnica para el ensayos dinámicos de suelos en el campo y en el laboratorio. Arthur *et al* (1980) y Martin *et al* (1978) cubren otros aspectos del tema.

2.1 Cámara triaxial cíclica.

Antecedentes.

Las ventajas y las limitaciones de la cámara triaxial aplicada a ensayos estáticos y cuasi-estáticos han sido descritas por Bishop y Henkel (1957). Como herramienta para el estudio dinámico de suelos, la cámara triaxial se empleó por primera vez por Seed y Lee (1966) en el estudio de licuación de arenas inducida por sismos.

Estado de esfuerzos y condiciones de frontera.

Bajo condiciones ideales, un elemento de suelo estará sujeto a los esfuerzos indicados en la figura 3. Los equipos actuales permiten consolidar los especímenes de suelo isotrópica y anisotrópicamente. En esta última condición generalmente se simulan condiciones de k_0 (nulo desplazamiento radial). En pruebas cíclicas, los planos sobre los que se alternan los esfuerzos cortantes no son horizontales (como ocurre en el campo, de acuerdo con las hipótesis descritas anteriormente) sino inclinados a 45 grados con respecto a la horizontal. Debido a las condiciones de ensaye, las direcciones del esfuerzo principal mayor sólo pueden rotar dando "saltos" de la dirección vertical o la horizontal mientras que en la condición de campo, durante un temblor, se tienen rotaciones graduales de las direcciones principales de esfuerzo.

Limitaciones.

Según Woods (1978), alguna de éstas son:

- 1.- Las medición de deformaciones de cortante menores que 10^{-2} % es difícil de lograr. Un recuento detallado de las fuentes de error en las mediciones de deformaciones lo proporcionan Jardine *et al* (1984) quienes además demuestran que estos errores se evitan mediante el uso de

transductores aplicados localmente a las muestras. El uso de estos transductores permite ampliar el rango útil de la cámara triaxial en lo tocante a la medición de deformaciones (Ovando Shelley, 1988).

2.- Los ciclos de compresión y extensión producen respuestas no simétricas. Este efecto se debe a la anisotropía en las propiedades mecánicas de los suelos y ha sido observado en muchos materiales (cfr. Ishihara y Takatsu, 1979).

3.- Durante la aplicación cíclica de esfuerzos se redistribuyen los vacíos dentro de la muestra. Este fenómeno ocurre acompañado por una redistribución simultánea del agua de poro y ha sido observado experimentalmente en ensayos donde se ha medido la presión de poro en diferentes partes de la muestra (De Campos 1984). Desde luego, este efecto es particularmente importante en suelos arcillosos.

4.- Existen concentraciones de esfuerzo en los extremos de las muestras. Esta situación, ampliamente conocida, hace recomendable el uso de extremos lubricados.

Los resultados de pruebas triaxiales cíclicas se ven afectadas por muchos otros factores. Townsend (1978) presenta un minucioso análisis de estos para el caso específico de ensayos en arenas. Sangrey *et al* (1978) consideran los problemas de incrementos diferidos de presión de poro (*undrained creep*) y de difusión de aire a través de membranas, con relación a ensayos de suelos arcillosos. El problema de la penetración de la membrana en las oquedades periféricas de los especímenes — de gran importancia en el ensayo de materiales granulares — ha sido tratado por Lade y Hernández, (1977); Molenkamp y Luger, (1981) y Baldi y Nova (1985), entre otros. Martín *et al* (1978) examinaron los efectos de penetración de membrana en pruebas de licuación y concluyeron que incrementan la resistencia de licuación

2.2 Aparato triaxial verdadero.

En este aparato se utilizan muestras de suelo cúbicas a las que se aplican fuerzas normales a sus seis caras. Según algunos investigadores, los resultados obtenidos con el aparato triaxial verdadero son consistentes con los que se obtienen en la cámara triaxial (Ko y Scott, 1967; Wolfe *et al*, 1977; Ishihara y Yamada, 1981). Otros sostienen que existen dudas acerca de la posibilidad real de controlar las direcciones principales de esfuerzo y que la obtención de leyes esfuerzo-deformación es menos precisa que con cámaras triaxiales convencionales (Green, 1967; Arthur *et al*, 1980). Se ha sugerido, incluso, que es poco lo que se gana en términos de exactitud, calidad y relevancia de los datos experimentales a expensas de complicaciones enormes en la preparación de muestras y el manejo del equipo (Lee, 1976).

3 Aparatos de corte simple.

Generalidades.

Las cajas de corte simple se han utilizado en problemas dinámicos con el fin de lograr una mejor aproximación a las condiciones en esfuerzo inducidas por sismos. Existen dos tipos básicos de aparatos de corte simple: la caja Cambridge y la celda del Instituto Geotécnico Noruego. La condición ideal de esfuerzos en las fronteras de ambos se presentan esquemáticamente en la figura 4.

La caja de corte simple de Cambridge.

El estado de esfuerzo dentro de una caja de corte simple fue estudiado por primera vez por Roscoe (1953) suponiendo condiciones ideales de deformación plana y elasticidad lineal. De este estudio se concluye que en las orillas y en las esquinas de la muestra existen grandes concentraciones de esfuerzo y que la distribución de esfuerzo a lo largo de la superficie de la muestra, con excepción del tercer medio, dista mucho de ser uniforme. Las no uniformidades resultan de la falta de esfuerzos complementarios aplicados en las fronteras verticales del espécimen (Lee 1976). En otro análisis, Wright *et al* (1978) concluyen que la condición ideal (corte simple) representa un extremo de las posibles configuraciones de deformación que pueden presentarse en una caja de corte simple. Los deslizamientos entre el espécimen y la tapa superior de las cajas de corte simple aumentan las no uniformidades en la distribución de esfuerzos (Prevost y Hoeg, 1976). Sin embargo, para pequeños desplazamientos la suposición de distribuciones uniformes de deformación parece ser aceptable (Wood y Budhu, 1980).

Celdas tipo NGI.

En esta, una muestra cilíndrica rodeada de una membrana de hule, a veces reforzada, se sujeta a una fuerza normal y una tangencial, aplicadas en su frontera superior. Algunos tipos de este aparato permiten la aplicación de una presión confinante isotrópica. Los estados de esfuerzo dentro de celdas NGI han sido estudiadas por Prevost y Hoeg (1976) por Wright *et al* (1978) y Shen *et al* (1978). Al igual que en las cajas tipo Cambridge, estos estudios demuestran que existen no uniformidades en la distribución de deformaciones debidas a la no aplicación de esfuerzos cortantes complementarios. En la figura 5 se presenta una versión de este aparato desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM (Jaime, 1987).

Comentarios.

Las no uniformidades en las distribuciones de deformación y de esfuerzo que se discutieron resultan de la geometría y de las

condiciones de frontera de los aparatos tipo Cambrigde y tipo NGI. En general no es posible examinar en ellas condiciones de nula deformación lateral ni de estudiar el efecto de las rotaciones de las direcciones principales de esfuerzo, pues éstos cambian sin que se puedan controlar (Arthur et al 1980). La interacción de la membrana con la muestra provoca problemas adicionales (Martin et al 1978). Debido a esto, en ocasiones se ha preferido ejecutar pruebas de volumen constante en lugar de pruebas no drenadas (Moussa, 1975; y Vaid 1977). Aún para condiciones ideales, es necesario mencionar que la fuerza normal horizontal rara vez se mide por lo que el estado completo de esfuerzo queda indeterminado (Lee, 1976). Desde luego, esta deficiencia está subsanada en las celdas en las que se aplica presión confinante.

2.4 Ensayes en mesa vibradora.

En este tipo de ensayos una muestra de suelo confinada por algún recipiente o membrana se coloca sobre la superficie de la mesa y se somete a vibraciones generadas por un actuador. Finn et al. (1971) han utilizado recipientes de paredes rígidas en estudios sobre licuación de arenas; Woods (1978) describe algunas otras experiencias con recipientes de este tipo. Es claro que en un aparato de paredes rígidas las condiciones de corte simple están lejos de cumplirse. Una mejor alternativa es la que desarrollaron Días Rodríguez et al (1973) quienes proponen el uso en mesa vibratoria de una caja de corte simple tipo Cambrigde de grandes dimensiones (0.3 m x 0.6 m x 0.9 m). En este aparato, las fuerzas cortantes se generan mediante el uso de una masa de inercia. Otros investigadores han recurrido al método de confinar el suelo dentro de membranas flexibles. De Alba et al, (1976) montaron muestras de arena de 2.3 cm x 1.1 cm x 0.10 cm en una mesa vibratoria en las que las fuerzas cortantes también se generan con una masa de inercia

Ventajas y desventajas.

Debido a que es posible ensayar especímenes grandes en mesa vibratoria, la no uniformidad en las distribuciones de esfuerzos y deformaciones ofrece menos problemas que cuando se ensayan muestras pequeñas. Usando mesas vibratorias se han examinado otros efectos como el de vibraciones transversales (Seed et al 1978) que difícilmente podrían estudiarse en otros dispositivos. Sin embargo, la interpretación de estos ensayos ofrece dificultades ya que, en general, no es posible medir todas las componentes de esfuerzo y de deformación. Por otro lado, el equipo requerido involucra altos costos.

2.5 La celda de corte direccional.

Este aparato fue desarrollado en el University College, Londres con el objeto de superar los inconvenientes de las cajas de corte

simple (Arthur et al 1980, Arthur, 1982). Hasta la fecha no se ha utilizado para ensayos dinámicos pero es, potencialmente, una herramienta de investigación muy poderosa. En este aparato una muestra cúbica de suelo se sujeta a esfuerzos normales a sus seis caras. En dos de estas los esfuerzos normales permanecen constantes y las fronteras son rígidas. En las otras cuatro caras se aplican esfuerzos normales y tangenciales usando para ello bolsas de presión (ver fig 6). Con este arreglo se tienen un modo de deformación plana en el que sí se aplican esfuerzos cortantes complementarios. Además, el aparato permite girar controladamente las direcciones principales de esfuerzo en el plano horizontal.

Ventajas y desventajas.

Entre las ventajas de este aparato están:

- 1) Es relativamente barato.
- 2) Es posible adaptarlo a necesidades específicas.
- 3) El uso de fronteras flexibles da lugar a distribuciones de esfuerzo casi uniformes.
- 4) Es posible conocer el estado completo de esfuerzos y deformaciones..

Algunas de sus desventajas son:

- 1) Hay más variables que controlar.
- 2) El posicionamiento de las bolsas de presión no es único.
- 3) Existen concentraciones de esfuerzos en las esquinas y las orillas de los especímenes.
- 4) Es difícil medir las deformaciones directamente excepto con fotografía o rayos-x.

2.6. Aparatos de cilindro hueco.

En éstos una muestra cilíndrica hueca se sujeta a una carga axial y momento torsionante. A lo largo de sus paredes verticales se aplica presión hidrostática. Dependiendo del tipo de configuración elegida, la presión interior puede ser igual o diferente a la externa. Estos aparatos han sido utilizados en aplicaciones dinámicas por Ishibashi y Sheriff (1974), Ishihara y Yasuda (1975), Ishihara y Takatsu (1979), Muramatsu y Tatsuoka (1981), etc. Como se ve en la figura 8 en los cilindros huecos se satisface la condición de corte simple y también es posible controlar la magnitud y la orientación de las direcciones principales de esfuerzo. Cuando la presión interna y externa son independientes es posible aplicar controladamente estados de esfuerzo verdaderamente tridimensionales variando la magnitud y la orientación de las direcciones principales de esfuerzo. Para aplicar el momento torsionante es necesario que las fronteras horizontales sean rugosas, dando lugar a no uniformidades en las distribuciones de esfuerzos (Wright *et al*, 1978; Saada y Townsend, 1981). La elección cuidadosa de las proporciones del espécimen minimiza estas no uniformidades (Hight *et al*, 1982).

Comentarios.

Los cilindros huecos permiten simular adecuadamente las condiciones de esfuerzo inducidas por temblores siempre y cuando las dimensiones del espécimen sean las adecuadas. En este sentido ofrecen una alternativa muy prometedora en el desarrollo futuro de la investigación de las propiedades dinámicas de los suelos. Sin embargo tiene algunas desventajas:

- 1) Es difícil preparar muestras homogéneas y en el caso de suelos arcillosos sensitivos el remoldeo por formación de la muestra podría ser una gran limitante.
- 2) Requieren de más instrumentación.
- 3) La medición de la deformación y de esfuerzos se hace en términos de valores promedio.
- 4) El control manual de las variables (momento torsionante, carga axial, presiones interna y externa) es difícil lo que obliga al uso de servomecanismos controlados por computadora.

2.8 *Discusión.*

Es claro que ninguno de los aparatos descritos anteriormente simula con exactitud las condiciones de campo. Conviene recordar lo expresado por Lee (1976): "...el desarrollo de un aparato que satisfaga correctamente los requerimientos teóricos y mecánicos con respecto a las componentes de un esfuerzo es una tarea casi imposible". Es evidente que se tienen que establecer un compromiso entre la necesidad de simular las condiciones de campo y las posibilidades reales de lograrlo. En la tabla 1 se resumen las características de cada uno de los aparatos dcutidos anteriormente. Dicha tabla proporciona una guía preliminar para determinar cuál es el aparato más apropiado en cada aplicación.

DESCRIPCION DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE CARGAS CICILICAS

3.1 Antecedentes

La gran mayoría de ls estudios realizados para describir el comportamiento de los suelos ante cargas dinámicas se han llevado a cabo usando cámaras triaxiales cíclicas. En opinión del Autor, ello no obedece al desconocimiento de las desventajas de este aparato ni al de las virtudes de los dispositivos experimentales alternativos. Tal vez se deba a que la cámara triaxial es un aparato simple y económico que proporciona resultados de fácil interpretación. Las cajas de corte simple también se han utilizado con relativa frecuencia. Se suele comparar los resultados obtenidos con cajas de corte simple con los que provienen de cámaras triaxiales. Es conveniente hacer notar que tales comparaciones sólo son significativas cuando éstas se hacen en términos de invariantes de esfuerzo y deformación, dadas las diferencias que existen en los estados de esfuerzo aplicados y en las condiciones de frontera en ambos aparatos. (ver por ejemplo, Van Bekelen y Potts, 1978).

Trayectorias de esfuerzos efectivos (TEE).

Para las condiciones de una cámara triaxial se obtienen dibujando una gráfica en la que las abscisas son $s' = 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ y las ordenadas $t = 1/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$. Otra notación común es la usada por el grupo de la Universidad de Cambridge en la que las abscisas son $p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ y las ordenadas $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. Nótese que en compresión triaxial $\sigma'_1 = \sigma'_v$ y $\sigma'_3 = \sigma'_h$. Para pruebas triaxiales de extensión, $\sigma'_1 = \sigma'_h$ y $\sigma'_3 = \sigma'_v$.

Es fácil demostrar que p' y q son proporcionales respectivamente al primer y al segundo invariante del tensor de esfuerzos (Schofield y Wroth, 1968).

Factores que determinan el comportamiento de los suelos ante cargas cíclicas

Los principales factores que influyen en la respuesta del suelo cuando se somete a cargas alternantes son los siguientes:

- 1) Las condiciones iniciales del suelo: estructura, relación de vacíos y/o cantidad de agua.

- 2) La historia previa de esfuerzos, incluyendo los efectos de muestreo en suelo arcillosos.
- 3) La trayectoria de esfuerzos de consolidación y el grado de preeconsolidación.
- 4) La posición relativa del estado de esfuerzos al final de la consolidación con respecto a la envolvente de falla del material.
- 5) La trayectoria de esfuerzos seguida durante la aplicación de carga cíclica (carga o descarga, giros en las direcciones principales de esfuerzo).
- 6) La magnitud de los esfuerzo cortantes cíclicos.

Muchos de estos factores son aún objeto de investigación y de estudio. Por ejemplo, a pesar de que se reconoce la influencia de la estructura inicial en la respuesta de materiales granulares, no existe hasta la fecha una manera fácil y directa de cuantificarla (Oda, *et al* 1985). Tampoco es posible evaluar cuantitativamente los efectos de las alteraciones por muestreo en suelos arcillosos aunque recientemente se han hecho intentos para visualizarlos más claramente mediante el uso de trayectorias de esfuerzo y de deformación (Higt *et al*, 1985). Un estudio detallado de estos factores, de su interdependencia y de su influencia relativa en la respuesta de un suelo involucra un número considerable de ensayos. En la práctica no es posible considerarlos exhaustivamente y sólo se toman en cuenta algunos de ellos.

3.2 Arenas.

La gran mayoría de los estudios experimentales en arenas se han dirigido a determinar la susceptibilidad de licuación de estos materiales. Por esta razón es importante estudiar la forma en la que se acumula la presión de poro durante la aplicación cíclica de esfuerzos cortantes.

Conocidos los esfuerzos totales aplicados a la muestra y la presión de poro generada por las cargas cíclicas, el análisis del comportamiento puede hacerse en términos de esfuerzos efectivos.

Trayectorias de esfuerzos efectivos.

En problemas dinámicos interesa conocer cómo migran las TEE hacia el origen del espacio de esfuerzos durante la aplicación de cargas cíclicas. Cuando los parámetros de esfuerzos efectivos s' o p' tienden a cero, puede presentarse el fenómeno de licuación. Para dos muestras iguales (formadas con el mismo método y con la misma densidad), la tasa con la que las TEEs migran hacia el origen del espacio de esfuerzos depende de los factores enunciados

anteriormente. Por ejemplo, en la figura 9 se ilustra el efecto de la histéresis de consolidación en la respuesta a cargas cíclicas de las muestras de arena normalmente consolidadas, ensayadas en una cámara triaxial (Ovando Shelley, 1986).

Curvas esfuerzo-deformación.

El efecto de la aplicación repetida de esfuerzos cortantes en las curvas esfuerzo-deformación puede dar lugar a dos condiciones extremas, según se ha observado en el laboratorio:

a) El endurecimiento progresivo del material a cada ciclo de carga. Es decir, el aumento de la rigidez del material al aplicarse ciclos de carga y descarga, acompañado por una reducción en el área de los ciclos de histéresis. Esto se ha observado en arenas consolidadas anisotrópicamente en las que no hay cambios en la dirección del esfuerzo principal mayor (Ovando, 1986). La figura 10.a se ejemplifica este hecho. En arenas suficientemente sueltas, a la etapa de endurecimiento le sigue una en la que la rigidez se pierde súbitamente (licuación), Poulos, Castro y France (1985).

b) La degradación progresiva de la rigidez del material, acompañada de un aumento del área de los ciclos de histéresis (ver figura 10.b). Este fenómeno se ha observado en pruebas triaxiales cíclicas cuando se aplican ciclos de carga en compresión y en tensión; es decir, cuando ocurren giros de 90° en la dirección del esfuerzo principal mayor.

Acumulación presión de poro y de deformación.

La migración de las TEEs hacia el origen del espacio de esfuerzo o hacia la envolvente de falla se puede representar gráficamente dibujando los parámetros p' o s' como ordenadas y el número de ciclos de carga como abscisas. En la figura 11 se presentan las curvas de p' contra el número de ciclos correspondientes a las TEEs de la figura 9 (Ovando, *op cit*). Alternativamente, la acumulación de presión de poro puede representarse haciendo una gráfica del incremento de presión de poro, contra el número de ciclos (Fig 12). La deformación acumulada en cada extremo de los ciclos de carga se representan gráficamente en forma parecida, como se ve en la figura 13. Existe una correspondencia entre los aumentos de presión de poro y la acumulación de deformaciones (Seed y Lee, 1966) lo cual se evidencia en la figura 14.

Efecto de la rotación de esfuerzos principales.

Como se discutió anteriormente, el efecto aislado de la rotación de las direcciones principales de esfuerzo sólo se puede estudiar en aparatos triaxiales verdaderos, en la celda de corte direccional y en aparatos de cilindro hueco. En condiciones no drenadas este tema ha sido abordado utilizando cilindros huecos por Ishihara y Towhata (1983), Symes *et al* (1984) y Shibuya (1985). Para

visualizar este efecto en el espacio de esfuerzos conviene introducir una variable adicional: la orientación del esfuerzo principal mayor con respecto a la vertical, α . En la figura 15 presenta el resultado de un ensaye en el quemanteniendo constante el invariante q (proporcional al esfuerzo cortante octaédrico), se hizo variar la dirección del esfuerzo principal mayor con respecto a la vertical, α (Shibuya, *op cit*). Como se ve, la rotación de las direcciones principales, por si sola, provoca incrementos de presión de poro.

3.2 Arcillas.

Trayectorias de esfuerzos efectivos.

En estos materiales no es posible medir correctamente la presión de poro dentro de muestras de suelo bajo condiciones de carga ciclica dinámica. Aunque existen transductores de pequeño tiempo de respuesta para medir puntualmente la presión de poro, las no homogeneidades en la distribución de presión de poro impiden obtener valores significativos de ésta (ver inciso 2.1). Por tal razón, el comportamiento dinámico de las arcillas estudiadas en el laboratorio se hace en términos de esfuerzos totales. En la figura 16 se presenta la TEE seguida por una arcilla reconstituida de baja plasticidad que se sometió a cargas ciclicas de período largo (DeCampos, 1984). En estos ensayes la presión de poro se midió en la altura de la muestra con el transductor descrito por Hight (1982). La figura 16 da una idea cualitativa de cómo podrán ser las TEEs bajo cargas dinámicas de materiales arcillosos, en caso de que fuera factible medir correctamente la presión de poro.

Curvas esfuerzo deformación.

En la figura 17 se presentan las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación obtenidas para los ensayes cuyas TEEs se discutieron en el párrafo anterior. En esta figura se observa la degradación paulatina de la rigidez y la no-simetría de los ciclos de histéresis, debidas a la anisotropía en las propiedades mecánicas de esta arcilla. Obsérvese, asimismo, el aumento de la presión de poro con cada ciclo de carga. Una discusión más detallada sobre el comportamiento de arcillas ante cargas diclicas y dinámicas se encuentra en Zienkiewicz y Pande (1982). En la figura 18 se presentan las curvas esfuerzo-deformación obtenidas al ensayar dinámicamente en cámara triaxial arcillas del Valle de México (Romo y Jaime, 1986). En estos ensayes también se observa la degradación gradual de la rigidez del material.

OBTENCION DE PARAMETROS DINAMICOS

4.1 Introducción.

Cuando la excitación dinámica no induzca en el suelo deformaciones permanentes, su respuesta puede estudiarse adecuadamente utilizando la teoría de la elasticidad lineal. Si el nivel de deformaciones es mayor, es necesario tomar en cuenta que los suelos dejan de tener una respuesta lineal cuando las deformaciones unitarias exceden cierto valor. Para deformaciones aún mayores se tendrán deformaciones irre recuperables y las teorías elásticas, lineales y no lineales, dejan de tener validez. Antes de realizar análisis dinámicos es necesario estimar el nivel de deformaciones esperadas. Esto permite elegir el modelo analítico relevante para el caso y, consecuentemente, determinar los parámetros requeridos para el análisis.

4.2 Definición de los parámetros dinámicos.

Resistencia dinámica.

La resistencia estática no drenada aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante y con la velocidad de deformación. Esto es especialmente importante en materiales arcillosos y, al parecer, afecta más a las arcillas de alta plasticidad. En la figura 19 se ilustra el efecto de variar la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante en una arcilla de baja plasticidad anisotrópicamente consolidada y con diversos grados de preconsolidación (DeCampos, 1984). La resistencia de las arenas también aumenta con la velocidad de aplicación del esfuerzo cortante (Whitman, 1962) y con la velocidad de deformación (Ovando y Hight, 1987). Sin embargo, en materiales granulares estos efectos son mucho menos importantes (ver figura 20).

Rigidez.

Suele expresarse a través del módulo de Young no drenado E_u y, más comúnmente en ingeniería sísmica, a través del módulo de cortante G . La relación entre E_u y G está dada por

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)}$$

en donde ν_u es el valor del cociente de Poisson para condiciones no drenadas. El módulo de G se determina experimentalmente a partir de la curva esfuerzo deformación como módulo secante (figura 21). Los factores que influyen sobre el valor de G son los mismos que se

señalan en el inciso 3 y se han jerarquizado en la figura 22 (Hardin y Drnevich, 1972). La influencia del nivel de deformaciones se aprecia claramente al observar las curvas de rigidez contra deformación (figuras 23 a 25). En general se observa que la rigidez es aproximadamente constante para deformaciones angulares hasta alrededor de $10^{-3}\%$ y que para deformaciones mayores que esta, la rigidez decae rápidamente. En arcillas de muy alta plasticidad, como las del Valle de México este valor es mayor (Romo y Jaime 1986). El punto que marca el límite de la porción de rigidez constante corresponde a un punto de cedencia y, por consiguiente, para deformaciones menores que las que corresponden a este límite se tendrá comportamiento elástico. Para deformaciones mayores se tendrán deformaciones plásticas. En las figura 23 y 24 se ilustran los efectos de algunos de los factores para el caso de las arenas. La figura 28 muestra una curva típica para arcillas de diferentes localidades (Dobry, 1988). Destaca en esta figura la enorme capacidad de las arcillas del Valle de México para soportar deformaciones antes de que su rigidez se degrade. En la figura 29 se presenta una grafica en la que el cociente G/G_{max} valuado a una deformación de cortante de 0.1 % se dibujó contra el índice de plasticidad. De aquí se concluye que las arcillas más plásticas como las del Valle de México sufren una degradación poco importante de su módulo de rigidez cuando la deformación por cortante es de 0.1 %. En el extremo opuesto, el módulo de rigidez de las arenas a esta misma deformación es cerca de cinco veces menor que G_{max} (Dobry, op. cit.). Finalmente, en la figura 29 se presenta una curva obtenida para una arcilla del Valle de México (Romo y Jaime, 1986).

Relación de Poisson.

La relación de Poisson cambia con las condiciones de drenaje. Para medios elástico-porosos no drenados, ν_u , vale 0.5 (Bishop y Hight, 1977). Cuando el medio no esta saturado o cuando se tienen deformaciones grandes, este valor puede cambiar.

Capacidad del suelo para disipar energía.

Un suelo disipa energía a través de cuatro formas fundamentales:

- a) De naturaleza viscosa ($f_v = c v$); c = coeficiente de viscosidad; v = velocidad.
- b) De naturaleza elástoplastica. Se debe al trabajo plástico desarrollado por las cargas aplicadas al suelo.
- c) Por transmisión de energía.
- d) Por irradiación de energía.

La mayoría de los modelos matemáticos utilizados en dinámica de

suelos consideran que el suelo disipa energía a través de un amortiguamiento viscoso. La disipación de energía por trabajo plástico del suelo no se considera. Generalmente la energía viscosa equivalente disipada por el suelo se toma en cuenta a través del cociente de amortiguamiento, λ , que se calcula con base en las curvas esfuerzo-deformación según se indica en la figura 21. El parámetro λ también se puede obtener experimentalmente a partir de curvas de respuestas a la frecuencia de muestras de suelo ensayadas en columna resonante (Richart, *et al* 1970) o con ensayos de vibración libre Zeevaert (1973). El valor de λ también depende de los factores indicados en el inciso 3. La Tabla de la figura 22 muestra la influencia de algunos factores con los valores que puede adoptar la λ . Las figuras 30 y 31 muestran la influencia de algunos de estos factores para arenas y la figura 32 presenta un resumen de resultados obtenidos por varios autores.

Discusión.

La obtención de los parámetros dinámicos G y λ requiere de técnicas especiales ya que el rango de niveles de deformación con el que es necesario expresarlos, va desde las deformaciones muy pequeñas hasta deformaciones relativamente grandes. Para construir las curvas rigidez deformación es necesario conocer, en primera instancia, el módulo de rigidez inicial, G_0 . Una práctica común es considerar que G_0 es la rigidez que se obtiene a deformaciones de corte menores o iguales a 0.004 %. Los aparatos de laboratorio descritos en el inciso 2 no permiten obtener datos significativos para deformaciones tan pequeñas y por ello es necesario recurrir al uso de aparatos y ensayos de campo diseñados especialmente para estos fines. En la figura 33 se presenta el rango de aplicabilidad de los aparatos y los métodos de campo más comunes. Las primeras se discuten en el inciso 4.3 y las segundas en el 4.4. En el inciso 4.5 se dan algunas correlaciones empíricas para obtenerlos.

4.3 Métodos de laboratorio

Pruebas de columna resonante.

Permiten obtener los módulos de rigidez (E_v o G) y el parámetro de amortiguamiento, λ . En la figura 34 se muestra esquemáticamente la columna resonante empleada en el Instituto de Ingeniería. En estas pruebas una muestra cilíndrica sólida o hueca se sujeta inicialmente a las mismas condiciones que en una cámara triaxial. En algunas versiones de este aparato se pueden aplicar esfuerzos cortantes estáticos (consolidación anisotrópica). Se recomienda que los métodos para la aplicación de los esfuerzos estáticos iniciales sean los mismos que en pruebas triaxiales convencionales (Drnevich *et al*, 1978). Después de la aplicación de los esfuerzos estáticos, la muestra se sujeta a vibraciones longitudinales o torsionantes. El rango típico de frecuencias de trabajo en una columna resonante es de 50 Hz a 200 Hz. El procedimiento de la prueba es el siguiente: 1) se aplica un momento torsionante o una carga axial de

magnitud conocida, haciendo variar la frecuencia de la excitación; 2) se encuentra la frecuencia de resonancia del espécimen de suelo; 3) se miden las deformaciones (angular y axial) que corresponde a la frecuencia de resonancia; 4) se repite el procedimiento para otros valores de la carga aplicada. El valor de la rigidez del suelo para cada nivel de deformación se calcula a partir de la teoría de vibraciones de barras elásticas (ver, por ejemplo, Richart *et al*, 1974, etc). Si se construye la curva de respuesta a la frecuencia para cada "barrido" de frecuencias, también se puede obtener el valor de cociente de amortiguamiento para cada nivel de carga y deformación.

En estas pruebas es importante recordar que la frecuencia natural del espécimen depende de sus condiciones de frontera. Se tienen tres casos (Richart *et al*, 1970):

- 1) Ambos extremos libres o empotrados

$$\omega_n = n \frac{\pi V}{L} ; n = 1, 2, 3, \dots \quad (4.2)$$

- 2) Un extremo libre y otro empotrado

$$\omega_n = n \frac{\pi V}{2L} ; n = 1, 3, 5, \dots \quad (4.3)$$

- 3) Un extremo empotrado y el otro con una masa de peso W_m

$$\omega_n \frac{L}{V} \times \tan \frac{W_n L}{V} = \frac{W_b}{W_m} \quad \text{ó} \quad \frac{I}{I_0} \quad (4.4)$$

en donde I, I_0 = momentos polares de inercia de la barra y de la masa respectivamente; L = longitud de la barra; n = modo de vibración; V = velocidad del tipo de onda generada; ω_n = frecuencia circular de vibración en el modo n ; W_b y W_m = pesos de la barra y de la masa. Los modulos G y E_u resultan ser

$$E = \rho V_b^2 \quad \text{y} \quad G = \rho V_s^2 \quad (4.5)$$

en donde V_s = velocidad de propagación de ondas de corte y V_b = velocidad de propagación de ondas longitudinales de barra (diferente de las ondas compresionales); ρ = densidad de muestras de suelo.

Pruebas de vibración libre.

La muestra de suelo se coloca dentro de una cámara presurizada. Se aplica en momento torsionante en la frontera superior del

especimen y cuando este se libera, se registran las vibraciones libres del espécimen. A partir de este registro se calcula la frecuencia natural y el amortiguamiento. La teoría relevante para el cálculo de G y λ a partir de pruebas de vibración libre la da Zeevaert (1973) quien diseñó y construyó uno de estos aparatos (ver figura 35). El módulo G se calcula con:

$$G = \frac{\omega_s^2}{1 + (\omega_s/\omega_u)^2}$$

en donde ω_s = frecuencia natural amortiguada del sistema suelo-aparato; ω_u = frecuencia natural amortiguada del aparato; k = constante que depende de la geometría del aparato. La constante de amortiguamiento se calcula a partir del decremento logarítmico, δ ;

$$\delta = \ln \left(\frac{X_n}{X_{n+1}} \right) \frac{2\pi\lambda}{\sqrt{1-\lambda^2}}$$

en donde X_n y X_{n+1} son las amplitudes de vibración de dos ciclos sucesivos de oscilación libre.

Pruebas de pulsos ultrasónicos.

Esta técnica se ha usado para medir las propiedades de rocas. Su aplicación al caso de suelos ha sido descrita por Woods (1978) y Stephenson (1978). En esta prueba una fuente de ruido genera ondas de compresión, de cortante y Rayleigh en un extremo de la muestra. En el otro extremo se miden las ondas inducidas. Se determinan las velocidades de propagación de estas y con expresiones como la 4.5. se obtienen los módulos. El método es análogo al de prospección sísmica pero a muy pequeña escala.

4.4 Métodos de Campo

Antecedentes.

Estos métodos involucran dos aspectos: a) generar una onda o tren de ondas en el suelo; b) registrar e interpretar dicha excitación. Las ondas se pueden generar mediante explosivos, por impacto o por medios mecánicos. La interpretación involucra la identificación en los registros del tipo de onda deseada, así como la obtención de parámetros del suelo (generalmente velocidades de propagación de ondas) a partir de ellos. Usando la teoría de la elasticidad se calculan los módulos dinámicos con las expresiones 4.5. Las deformaciones que se inducen en el suelo por efectos del agente excitador son muy pequeñas, típicamente del orden de $10^{-3}\%$ o menores (véase la figura 33). Por esta razón los métodos de campo proporcionan valores que corresponde muy cercanamente a los de los módulos iniciales, G_{max} $E_{u,max}$, y sólo son aplicables en problemas de deformaciones pequeñas.

Tipos de ondas generadas en el suelo.

En general se tienen:

a) Ondas de cuerpo.

Estas pueden ser:

1) De compresión. Excitan a las partículas en la misma dirección en la que se propagan, produciendo cambios de volumen en el suelo. En medios saturados, los métodos de campo identifican a la velocidad de compresión de agua y no a la de suelo.

2) De corte. Se propagan en dirección perpendicular al movimiento de las partículas y sólo se transmiten a través de la fase sólida del suelo ya que los líquidos carecen de rigidez al corte. Sólo producen distorsiones angulares en las partículas, a volumen constante.

b) Ondas superficiales.

Se tienen dos tipos principales de ellas: las de Rayleigh y las de Love. Las primeras son las más importantes desde el punto de vista ingenieril. Producen en el suelo un movimiento elíptico retrógrado con respecto a la velocidad de propagación. La velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh es muy cercana pero menor a la de las ondas de corte. Las ondas de corte y de compresión se ilustran en la figura 36.

Tipos de métodos de campo.

Existen dos clases de métodos: los geofísicos y los de oscilación forzada. A su vez los métodos geofísicos se pueden dividir en métodos de sondeos (pozos cruzados, "up-hole", "down-hole", sonda suspendida, etc) y en métodos de refracción. Entre los métodos de vibración forzada se cuenta el de vibración con masas excéntricas.

Ensaye de refracción.

Cuando una onda se propaga a través de un medio elástico y pasa a otro de densidad diferente ocurren reflexiones y refracciones de la onda. La ley de Snell relaciona la velocidad de propagación de los dos medios con los ángulos de incidencia y de refracción:

$$\frac{V_1}{\text{sen } i} = \frac{V_2}{\text{sen } i_r}$$

donde V_1, V_2 = velocidades de propagación de ondas en los medios 1 y 2; i = ángulo de incidencia, i_r = ángulo de refracción. El ensaye de refracción empleado en ingeniería civil se basa en la refracción total. Cuando hay refracción total $i_p = 90^\circ$. El procedimiento de prueba se ilustra en la fig 37.

Las ondas en las que se produce refracción total viajan a lo largo de la frontera entre los dos medios y regresan a la superficie, a través del primer medio, con ángulo de incidencia, i_o , denominado ángulo crítico. Cuando hay refracción total, la ley de Snell se escribe:

$$\text{sen } i_o = V_1 / V_2$$

Las condiciones de la prueba imponen que el ángulo de incidencia sea menor que 90° y consecuentemente $V_1 < V_2$. Esta es una limitación del método pues en muchas ocasiones esta desigualdad no se cumple. La prueba se ejecuta generando ondas por percusión o con explosivos y registrando las vibraciones resultantes con geófonos como se ve en la fig 37. Los geófonos vecinos a la fuente de excitación registran primero ondas que viajan únicamente a través del primer medio; los más lejanos registran primero ondas refractadas. En los geófonos se registran los tiempos de arribo de las ondas y haciendo una gráfica del tiempo de arribo contra la separación de dos geófonos con respecto a la fuente de excitación, se obtiene una curva llamada domocrónica cuya pendiente es el

recíproco de la velocidad de propagación. En este método existen procedimientos para generar ondas de compresión y de cortante.

Pruebas en sondeos

En estos se considera que las ondas sísmicas viajan directamente del foco de excitación al punto de recepción de la señal. Estas pruebas requieren de cuatro elementos: 1) Perforación de uno o más pozos; 2) Una fuente generadora de ondas; 3) Equipo de captación (geófonos); 4) Equipo de registro. Las pruebas de sondeos más comúnmente usadas son las siguientes:

a) Pozos cruzados (cross-hole). Ha sido empleado en muchas ocasiones pues su interpretación es confiable en general (Stokoe y Woods, 1972; Woods, 1978). Consiste en producir una excitación dinámica dentro de un pozo y captar las ondas generadas por esta excitación en otro u otros pozos perforados a corta distancia. Para obtener las velocidades de propagación de ondas, es necesario identificar, primero, el tipo de onda; después se determinan los tiempos de arribo de las ondas al punto de medición y, conocida la separación entre fuente de excitación y estación receptora, se determina la velocidad de propagación de las ondas de compresión y de corte.

b) Prueba de impulsos *in situ*. Es una variación del método de pozos cruzados en la que es posible obtener módulos dinámicos a deformaciones relativamente grandes (Miller, et al 1975). La fuente de excitación se coloca dentro de un pozo central y la excitación generada se recibe un pozo colocado a diferentes distancias de la fuente, instalado radialmente a cada 120° . Las velocidades de propagación se obtienen de manera parecida al caso anterior.

c) Métodos pozo-superficie (up-hole) y superficie-pozo (down-hole). En el primero se coloca la fuente de excitación dentro del pozo y los geófonos en la superficie del terreno; en el segundo, el arreglo se hace a la inversa (Kramer et al, 1975). Las velocidades de propagación se determinan a partir de los tiempos de llegada de las ondas, como en los métodos descritos antes. El método pozo-superficie ofrece más problemas de interpretación, ya que en ocasiones es difícil identificar las ondas (ver fig 40). En el método superficie-pozo se pueden generar ondas de corte por percusión tangencial sobre una plataforma debidamente lastrada (fig 41) y ondas de compresión por percusión vertical sobre ésta.

d) Método de sonda suspendida. En éste la fuente de excitación y los geófonos se colocan dentro de un sólo pozo lleno con fluido de perforación o agua. Este es

un método de excitación indirecta. La fuente generadora de ondas excita el fluido del pozo que, a su vez, excitará las paredes del mismo. La excitación se propaga entonces a lo largo del pozo (ver fig 42). Si la longitud de onda de la excitación es considerablemente mayor que el diámetro del pozo, las oscilaciones del agua coinciden con las del pozo. La sonda suspendida cuenta con dos geófonos separados entre sí por 1 m. Cada geófono puede registrar ondas P y S.

El procedimiento de prueba es el siguiente: 1) Se produce una fuente de excitación en la dirección perpendicular del eje del pozo. Las ondas generadas se reciben y registran por los geófonos (componente horizontal) y se guardan en la memoria del sistema. 2) Se produce otra onda en la dirección opuesta y se registran sus componentes horizontales, 3) Se genera una onda normal cuyas componentes verticales se registran en los geófonos. Con estos datos se puede verificar la oposición de fases de la onda S. La velocidad de propagación de las ondas S se calcula a partir de la diferencia en tiempos de llegada a los dos geófonos. Procediendo analógicamente con las componentes verticales, se obtiene la velocidad de propagación de las ondas P. La fig 43 muestra un registro típico obtenido en la Central de Abastos, D.F. (Jaime et al, 1987).

Método de oscilación forzada.

Se coloca un vibrador de masas excéntrica sobre la superficie del terreno y con éste se generan ondas de Rayleigh, excitando al medio verticalmente. Se utiliza un geófono móvil para detectar las oscilaciones del terreno (ver fig 44). Con el geófono se determinan aquellos sitios en los que las vibraciones del suelo están en fase con la del oscilador de masas excéntricas. Estos puntos se encuentran separados entre sí por una distancia igual a la longitud de onda de la vibración generada. Como la frecuencia de vibración se conoce, es posible determinar la velocidad de propagación de la onda de Rayleigh, V_R con la siguiente expresión:

$$V_R = L_r f$$

en donde f = es la frecuencia del oscilador en H_z , L_r = longitud de onda en m. La profundidad investigada con este método es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de onda y V_R es un

valor promedio de la velocidad de propagación hasta dicha profundidad. Para investigar profundidades mayores, es necesario disponer de osciladores muy pesados que generan fuerzas dinámicas de gran magnitud a bajas frecuencias. Conocida V_r se puede inferir V_s o V_p a partir de relaciones como la que se muestra en la fig 45.

4.5 Correlaciones empíricas.

Expresiones para obtener los parámetros dinámicos en función de las deformaciones

Hardin y Drnevich (1972) y Hardin y Black (1968) han propuesto diversas expresiones, basándose en evidencia experimental. A continuación se presentan algunas expresiones sugeridas por Ishihara (1982) en las que se recoge la experiencia no sólo de los autores antes mencionados sino la de las investigaciones posteriores. Suponiendo válida la noción de que las curvas esfuerzo-deformación son hiperbólicas (Kondner y Zelasko, 1963), estas se pueden escribir como:

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + (G_0 / \tau_f) \gamma}$$

en donde G_0 = módulo secante inicial, γ = deformación angular; τ_f = esfuerzo cortante asintótico final. La expresión para el módulo de rigidez, resulta

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_a / \gamma_r}$$

en donde γ_a y γ_r se definen en la fig 46. El factor de amortiguamiento λ resulta

$$\lambda = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - G/G_0} \left[1 - \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \ln \frac{1}{(G/G_0)} \right] - 2\pi$$

como se ve, para utilizar las ecuaciones anteriores se requiere conocer G_0 . Para arenas se recomienda la siguiente expresión:

$$G_0 = A B \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^m$$

en donde A = es función de la amplitud de deformación; B = es un factor que toma en cuenta las características de los granos de arena; e = relación de vacíos ; σ'_0 = esfuerzo efectivo de confinamiento; m = factor determinado experimentalmente. El parámetro A tienen valores que fluctúan entre 16,600 y 14,300 cuando la deformación angular pasa de 10^{-4} % a 10^{-2} %. Para deformaciones pequeñas $m = 0.4$. Para arenas limpias $B = 1.0$ y para aquellas conteniendo finos $B < 1.0$.

Se sugiere que la siguiente expresión, debida a Hardin y Black (1968) se utilice sólomente con arcillas de baja plasticidad:

$$G_0 = 3270 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} (\sigma'_0)^{0.5}$$

para arcillas de alta plasticidad se sugiere:

$$G_0 = 445 \frac{(4.4 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$$

y para arcillas de muy alta plasticidad y compresibilidad de origen fluvial:

$$G_0 = 90 \frac{(7.32 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.6}$$

Es claro que las expresiones anteriores no pueden, *no deben*, aplicarse en los suelos de la Ciudad de México pues las relaciones de vacíos que suelen encontrarse en este caso resultan mayores que 8 en muchas ocasiones. Para los suelos de la Cuenca de México, Zeevaert (1972) ha propuesto correlaciones en donde G_0 se da como función de la presión de confinamiento, σ_c . En un estudio reciente, Jaime (1988) propone las siguientes correlaciones para diferentes sitios dentro de la Cuenca de México:

Lago de Texcoco preconsolidado:

$$G_0 = [102 - 5.58 (e-3)] \sigma_c$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg / cm}^2$

Lago de Texcoco virgen:

$$G_0 = [95.18 - 9.39 (e-3)] \sigma_c$$

válida para $3 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 2.2 \text{ kg / cm}^2$

Lago Xochimilco - Chalco:

$$G_0 = [94.34 - 3.35 (e - 3)] \sigma_c$$

válida para $2 < e < 8$ y $0.2 < \sigma_c < 3.6 \text{ kg / cm}^2$

Estas expresiones son sólo indicativas y deberá ejercerse cuidado al aplicarlas a casos concretos. En ningún caso deberán tomarse como sustitutos de los ensayos dinámicos.

Correlaciones entre los parámetros dinámicos
y otros parámetros geotécnicos.

Se han obtenido a partir de resultados de exploraciones geotécnicas convencionales (prueba de penetración estándar, prueba de cono eléctrico, pruebas triaxiales, etc.) y de pruebas dinámicas (columna resonante, pruebas de pozos, etc.). Debido a la amplia difusión de la prueba de penetración estándar se han propuesto múltiples correlaciones entre la resistencia a la penetración, N , y la velocidad de propagación de ondas de corte, V_s . Una forma común de estas correlaciones es:

$$V_s = A N^B$$

en donde A y B son parámetros determinados experimentalmente. En la fig 47 se presenta una correlación obtenida entre N y V_s para arenas (Uchiyama, et al 1984). En suelos arcillosos blandos, como los del Valle de México, se han encontrado correlaciones entre la resistencia a la penetración de punta medida en una pruebas de cono eléctrico y V_s , medida con sondeos de sonda suspendida (Romo et al, 1987). La fig 48 ilustra el resultado de una medición realizada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, D. F. y las figs 49 y 50 las correlaciones encontradas.

Las correlaciones se obtuvieron dentro de un programa de investigación que realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. La validez de las correlaciones se limita a sitios parecidos (en términos geotécnicos) a aquellos en los que fueran obtenidos y, por consiguiente, deberá ejercerse cautela al aplicarlas.

REFERENCIAS

Arthur, J. R., Chua, K. S., Dunstan, T. y Rodriguez del Toro J., (1980). Principal stress rotation: a missing parameter. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106, GT4.

Arthur, J. R., (1982). Innovative shear apparatuses and methods of quality evaluation. Proc. European Conf. on Mechanics.

Baldi, G. y Nova, R. (1984). Membrane penetration effects in triaxial testing. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 110, GT3.

Bishop A. W. and Henkel D. J. (1957). The measurement of soil properties in the triaxial cell. Londres: Edward Arnold.

Bishop, A. y Hight, D. W. (1977). The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions. Geotechnique, 27, 3.

Brown, S. F., Austin, G. y Overy, R.F. (1980). An instrumented triaxial cell for cyclic loading of clays. Geotech. Testing Jour., ASTM, 3, 4.

Burland, J. B. y Symes, M (1982). A simple axial displacement gauge for use in triaxial apparatus. Geotechnique, 32, 1.

De Alba, P., Seed, H. B., y Chan, C. K. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 103, GT9.

De Campos, T. (1984). Two low plasticity clays under transient and cyclic loading. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Diaz Rodriguez A., Iturbe R. y Weckmann O. (1973). Licuacion de arenas. Primera parte. Informe interno no. 242, Instituto de Ingenieria, UNAM.

Dobry, R. (198). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *Memorias, Simp. Int. de Suelos Blandos*, vol 2, Soc. Mex. de Mec. de Suelos, México (en prensa).

Drnevich, V. P., Hardin, B. O. y Shippey, D. J. (1978). Modulus and damping in the resonant column method. *ASTM STP 654*.

Drnevich, V. P. (1978). Resonant column testing-- problems and solutions. *ASTM STP 654*.

Finn, W., Emery, J. y Gupta Y. (1971). Liquefaction of large samples of saturated sand on a shaking table. *Proc. 1st Can. Conf. on Earthq. Engn., Vancouver*.

Finn, W. D. y Vaid, Y. D. (1977). Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests. *Proc. 6th World Conf. Earthq. Engn., v6*.

Green, G. E. (1967). Correspondence on: A new testing apparatus by Ko and Scott. *Geotechnique*, 17, 295. Hardin, O. B. y Black, W. L. (1968) normally consolidated clays. *Jour. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE*, 94, SM2.

Hardin, O. B. y Drnevich, P. V. (1972). Shear Modulus and damping in soils. I: measurement and parameter effects. II: Design equations and curves. *Jour. Soil Mech. Fdn. Engn. Div., ASCE*, 98, SM6, SM7.

Hight D. W., Gens, A., y Symes, M. J. (1982). The development of a new hollow cylinder for investigating the effects of principal stress rotations in soils. *Geotechnique*, 32.

Hight, D. W. (1982). A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests on saturated soils. *Geotechnique*, 32, 4.

Hight, D. W., Gens A. y Jardine, R. J. (1985). Evaluation of geotechnical parameters from triaxial tests on offshore clay. *Cap. 16 en: Advances in underwater technology and offshore engineering, v3. Londres: Graham y Trolman*.

Ishibashi, I. y Sheriff, M. (1974). Soil liquefaction by torsional simple shear device. *Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 100, GT8.

Ishihara K. y Yasuda, S. (1975). Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation. *Soils and Foundations*, 15, 1.

Ishihara, K. y Takatsu, H. (1979). Effects of overconsolidation and K_0 conditions on the liquefaction characteristics of sands. *Soils and Foundations*, 19, 4.

Ishihara, K. and Yamada, Y. (1981). Liquefaction tests using a true triaxial apparatus. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng., Estocolmo, v3.

Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, Zurich.

Ishihara, K. y Towhata I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. Soils and Foundations, 23, 4.

Jaime, A. (1980). Comportamiento dinámico de suelos. Memorias, X Reunion Nac. de Mecánica de Suelos, Morelia.

Jaime A., Legorreta H. y Martín G. (1987). Aparato de Corte Simple Cíclico. México: Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul No. 508.

Jaime A. (1988) Características Dinámicas de la Arcillas del Vlle de México. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, Div. de Estudios de Posgrado, México.

Jardine, R. J., Symes, M. y Burland J. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique, 34, 3.

Ko, H. y Scott, R. F. (1967). A new soil testing apparatus. Geotechnique, 17.

Kondner, R. L. y Zelasko, J. S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands. Proc. 2nd Pan American Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng.

Kramer, R. W., Mac Donald, R. B., Tiedeman, D. A. y Viksne, A. (1975). Dynamic analysis of Tsengwen Dam, Republic of China. Reporte del U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.

Lade, P. y Hernandez, S. (1977). Membrane penetration effects in undrained tests. J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 109, GT2.

Lee, K. L. (1976). Fundamental considerations for cyclic triaxial tests on saturated sand. Proc 1st BOSS, v1.

Martin, G. R., Finn, W.D., y Seed H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 101, GT5.

Martin, G. R., Finn, W. D. y Seed, H.B. (1978). Effects of system compliance on liquefaction tests. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 104 GT4.

Moussa, A. A. (1975). Equivalent drained-undrained shearing resistance of sand to cyclic simple shear loading. Geotechnique, 25.

- Molenkamp, F. y Luger, H. J. (1981). Modelling and minimization of membrane penetration effects. *Geotechnique*, 31, 4.
- Mullis, J. P., Townsend, F. C. y Horz, R. C. (1978). Triaxial testing techniques and sand liquefaction. *ASTM STP 654*.
- Muramatsu F. y Tatsuoka F. (1981). Cyclic undrained stress-strain behaviour of dense sand by torsional simple shear tests. *Bull. ERS, Japon*, v14.
- Oda M., Konishi, J. y Nemat-Nasser, S. (1982). Experimental micro-mechanical evaluation of strength of granular materials: effects of particle rolling. *Mechanics of Materials*, v1, n4.
- Ovando E. (1986). Stress-strain behaviour of granular soils tested in the triaxial cell. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.
- Ovando Shelley E. (1988). Rigidez y anisotropía no drenadas de una arena saturada. *Memorias, XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, vol 1, Monterrey.
- Ovando E. y Hight, D. W. (1987). Some effects of stress history on the response of a saturated medium fine sand. En prensa, *Geotechnique*.
- Overy, R. F. y Brown, S. F. (1978). Influence of cyclic loading on clays. *Reporte RFO/1, Univ. de Nottingham, G. B.*
- Pande, G. N. y Zienkiewicz O. C., eds. (1982). *Soil Mechanics--transient and cyclic loads*. Londres: John Wiley and Sons.
- Poulos, S., Castro, G. y France, W. (1985). Liquefaction evaluation proPrevost, J. and Hoeg, K. (1976). Re-analysis of simple shear soil testing. *Can. Geotech. Jour.*, 13, 4.
- Richart, F. E., Woods, R. D. y Hall, J. R. (1970). *Vibration of soils and foundations*. Nueva Jersey: Prentice Hall Inc.
- Romo, M. (1980). Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura y presas de tierra. *Memorias, X Reunión Nac. de Mec. de Suelos*, Morelia.
- Romo, M. y Jaime (1986). Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta dinámica del suelo. Primera etapa. Informe interno, proy. 6504, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Romo, M., Jaime, A. y Ovando E. (1987). Características del suelo en el sitio SCT. Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Departamento del Distrito Federal.
- Roscoe, K. H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng.*, v1.

Saada A. S. y Townsend, F. C. (1981). State of the art: laboratory strength testing of soils. ASTM STP 740.

Sangrey, D. A., Pollard, W. S. and Egan, J. A. (1978). Errors associated with rate of undrained cyclic testing of clay soils. ASTM STP 654.

Schofield, A. y Wroth, P. (1968). Critical state soil mechanics. London: Mc. Graw-Hill.

Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. Jour. Soil Mech. Fdn. Engng. Div. ASCE, 92, SM6.

Seed, H. B. e Idriss, M. I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Rep. no. EERC 70-10, Univ. de California, Berkeley.

Seed H. B., Pyke, R. M. y Martin, G. R. (1978). Effect of multidirectional shaking on pore pressure development in sands. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 104.

Seed H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. Jour. Geotech. Engn. Div., ASCE, 105, GT2.

Shen, C. K., Sadigh, K. y Herrmann, L. R. (1978). An analysis of NGI simple shear apparatus for cyclic soil testing. ASTM STP 654.

Shibuya, S. (1985). Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotations. Tesis Doctoral, Imperial College of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Stokoe, K. H. y Woods, R. D. (1972). In situ shear wave velocity by cross hole method. Jour. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE, 98, SM5.

Symes, M., Gens, A. y Hight, D. W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotations in saturated sand. Geotechnique, 34, 1.

Takahashi, M. (1981). Transient and cyclic behaviour of a sandy clay. Tesis doctoral, Imp. Col. of Sc. and Tech., Univ. de Londres.

Townsend, F. C. (1978). Review of factors affecting cyclic triaxial tests. ASTM, STP 654.

Uchiyama, S., Tonuchi, K. e Imai, T. (1983). Measurement of S-wave velocity of the ground and application of S wave velocity data for civil engineering. Reporte tecnico no. 4162, Oyo Corp, Tokio.

Van Eekelen, H. y Potts, D. (1978). The behaviour of Drammen Clay under cyclic loading. Geotechnique, 28, 2.

Whitman y Healey (1962). Shear strength of sands under rapid loading. Jour. Soil Mech. and Found. Engr. Div., ASCE, 82, SM2.

Wolfe, W. E., Mokhtar, A. y Lee, K. L. (1977). Soil liquefaction in cyclic cubic test apparatus. Proc. 6th Conf. on Earthq. Engr., Nueva Delhi, v3.

Wood, D. M. y Budhu, M. (1980). The behaviour of Leighton Buzzard sand in cyclic simple shear tests. Proc. Int. Symp. of Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, G. B., v1.

Woods, R. D. (1978). Measurement of dynamic soil properties. Proc. Conf. on Earthq. Engr. and Soil Dyn., Pasadena, Cal. v1.

Wright, D. K., Gilbert, P. A. and Saada, A. S. (1978). Shear devices for determining dynamic soil properties. Proc. Conf. on Earthq. Engr. and Soil Dyn., Pasadena, Cal., v2.

Zeevaert, L. (1972). Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Nueva York: Van Nostrand Reinhold, Co.

TABLE 1 ASSESSMENT OF LABORATORY APPARATUS FOR CYCLIC LOADING

Reliable capabilities	Initial stress state	Cyclic soil Behaviour +	σ' vs ϵ	q vs p'	vary σ_2 condition	Principal stress rotation	Dynamic E	Moduli G	ϵ_c
Apparatus									
Cyclic triaxial cell	YES	YES	YES	YES	NO	NO	Δ	NO	Δ
Simple shear NGI	Δ	YES	?	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Roscoe type	NO	YES	?	NO	NO	NO	NO	NO	NO
True triaxial	YES	YES	YES	YES	YES	*	NO	NO	NO
Stepped ring shear	NO	YES	?	?	NO	NO	NO	NO	NO
Directional Shear cell	YES	YES	YES	YES	NO	**	NO	NO	NO
Hollow cylinder $p_i = p_o$	YES	YES	YES	YES	NO	**	NO	NO	NO
$p_i \neq p_o$	YES	YES	YES	YES	YES	YES	NO	NO	NO

*, **, Δ , ?

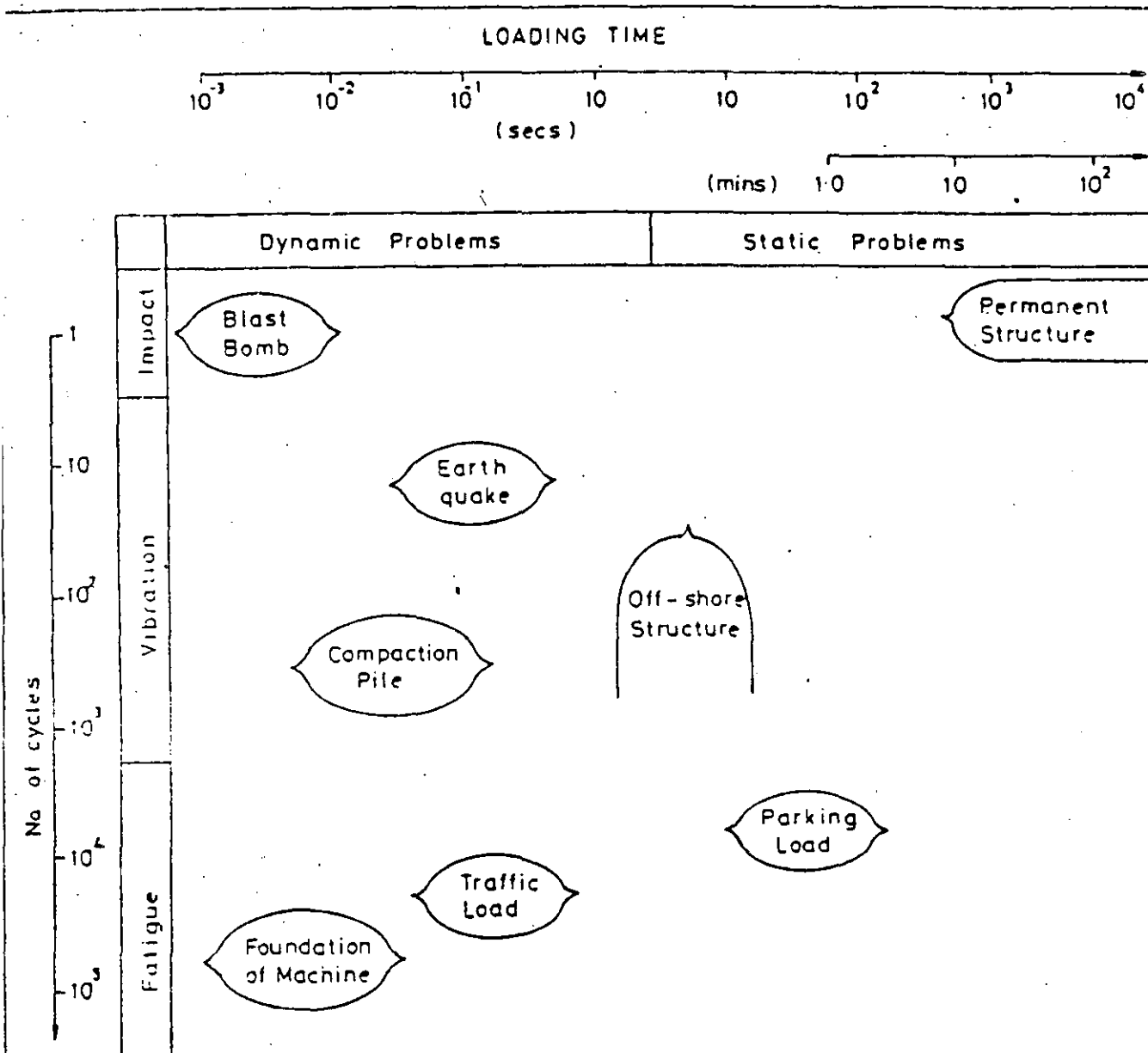
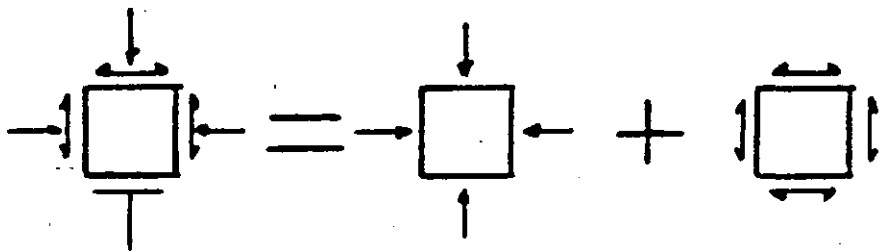
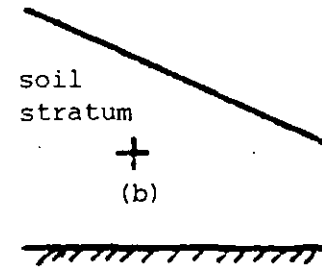
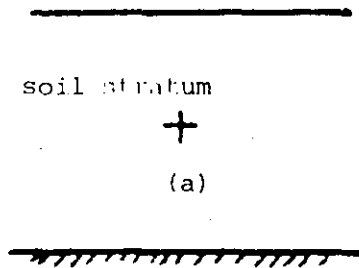
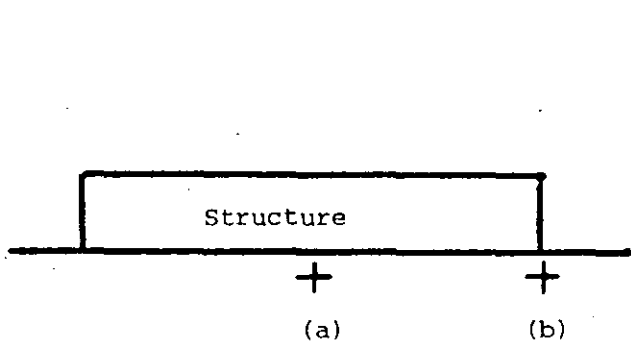
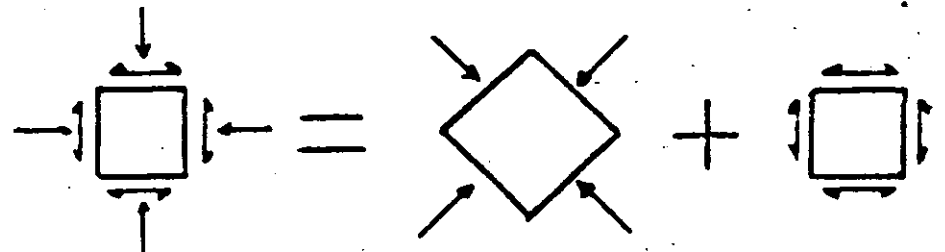


Fig 1 Classification of dynamic problems in terms of loading time and number of cycles. After Takahashi, (1931).



(a) No initial shear stresses



(b) Initial shear stresses, principal directions initially inclined.

Figure 2 Field stress states for earthquake conditions.

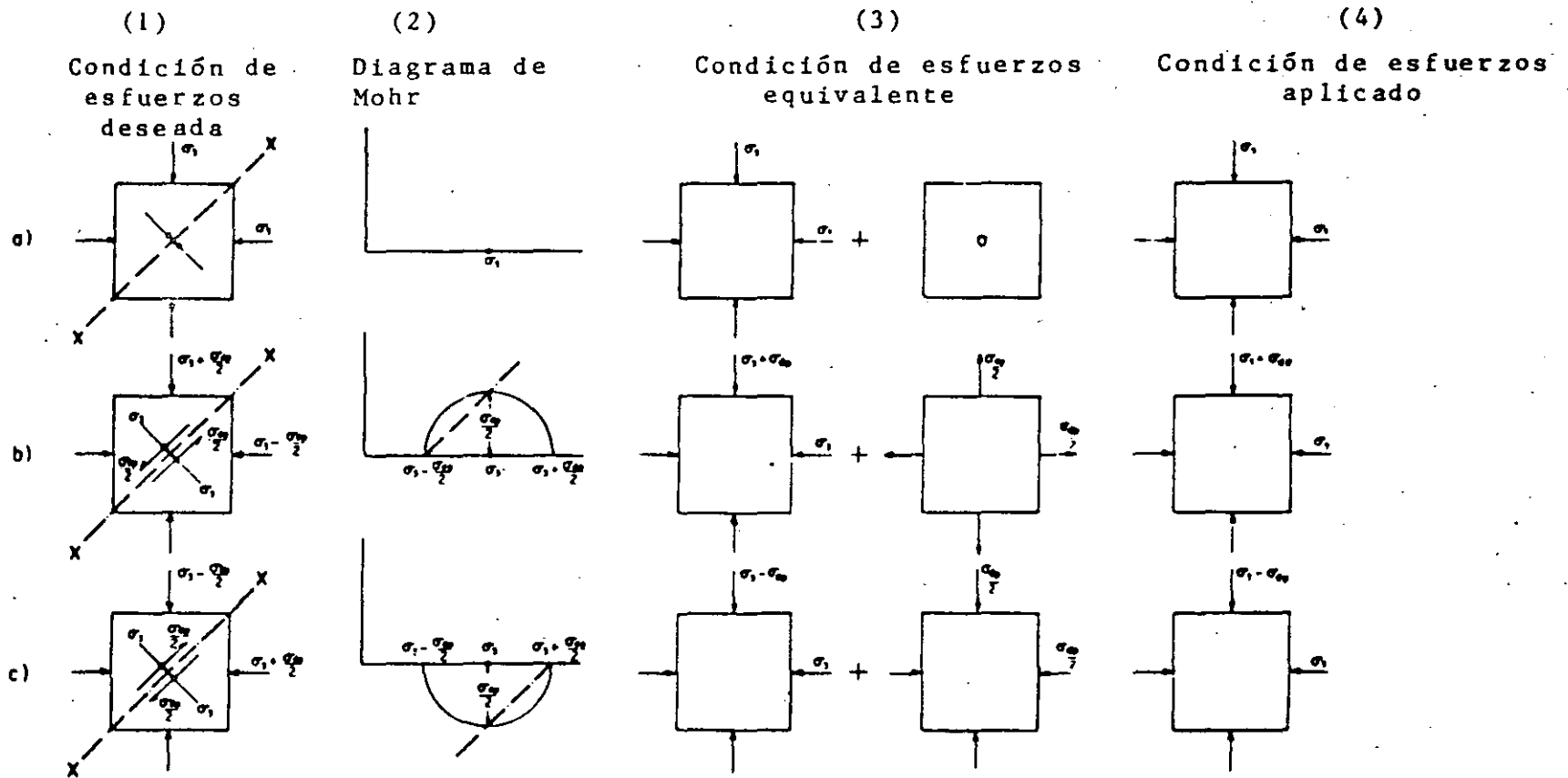
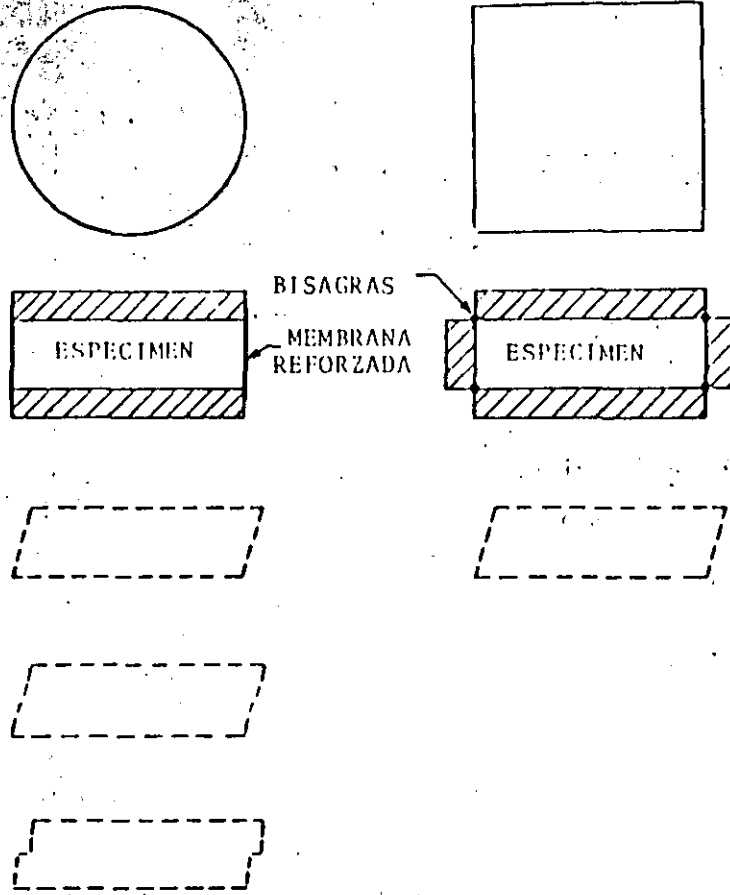


FIG. 3 CONDICION DE ESFUERZOS PARA LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA
(SEED Y LEE, 1966)



INSTITUTOS NORUEGO Y SUECO
DE GEOTECNIA

UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE

FIG. 4 DOS TIPOS DE APARATOS DE CORTE SIMPLE.

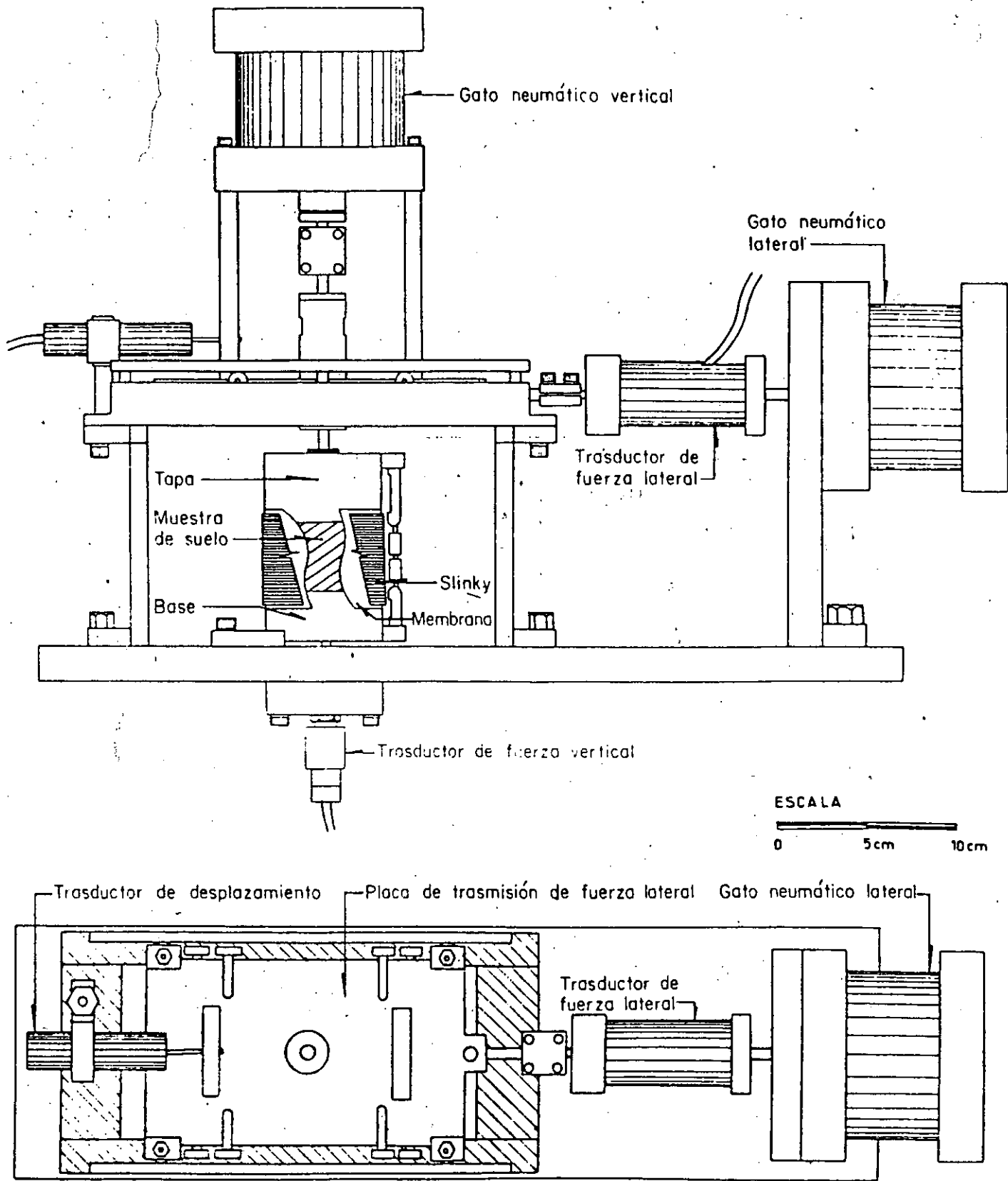


Fig. 5 Aparato de corte simple cíclico,
 Instituto de Ingeniería (Jaime, 1987)

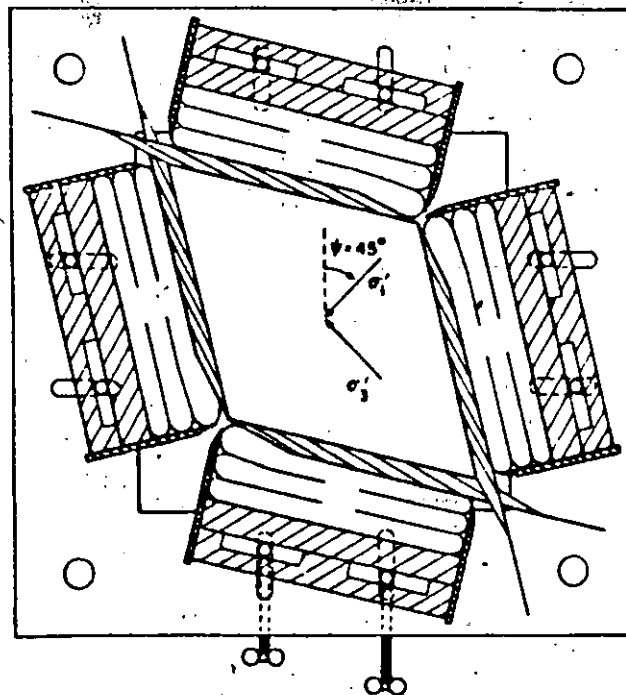
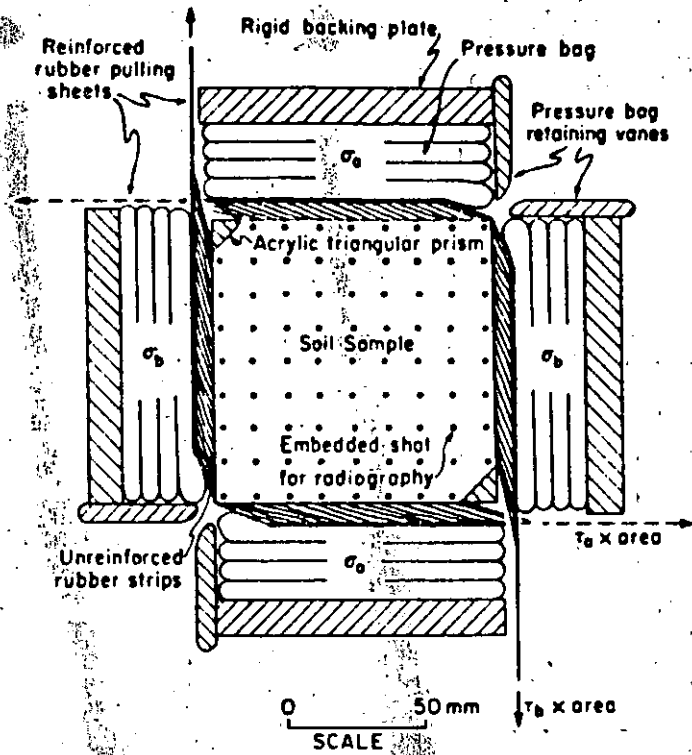


FIGURE 6 Stress conditions and principal directions rotations in the DSC cell. After Arthur (1982).

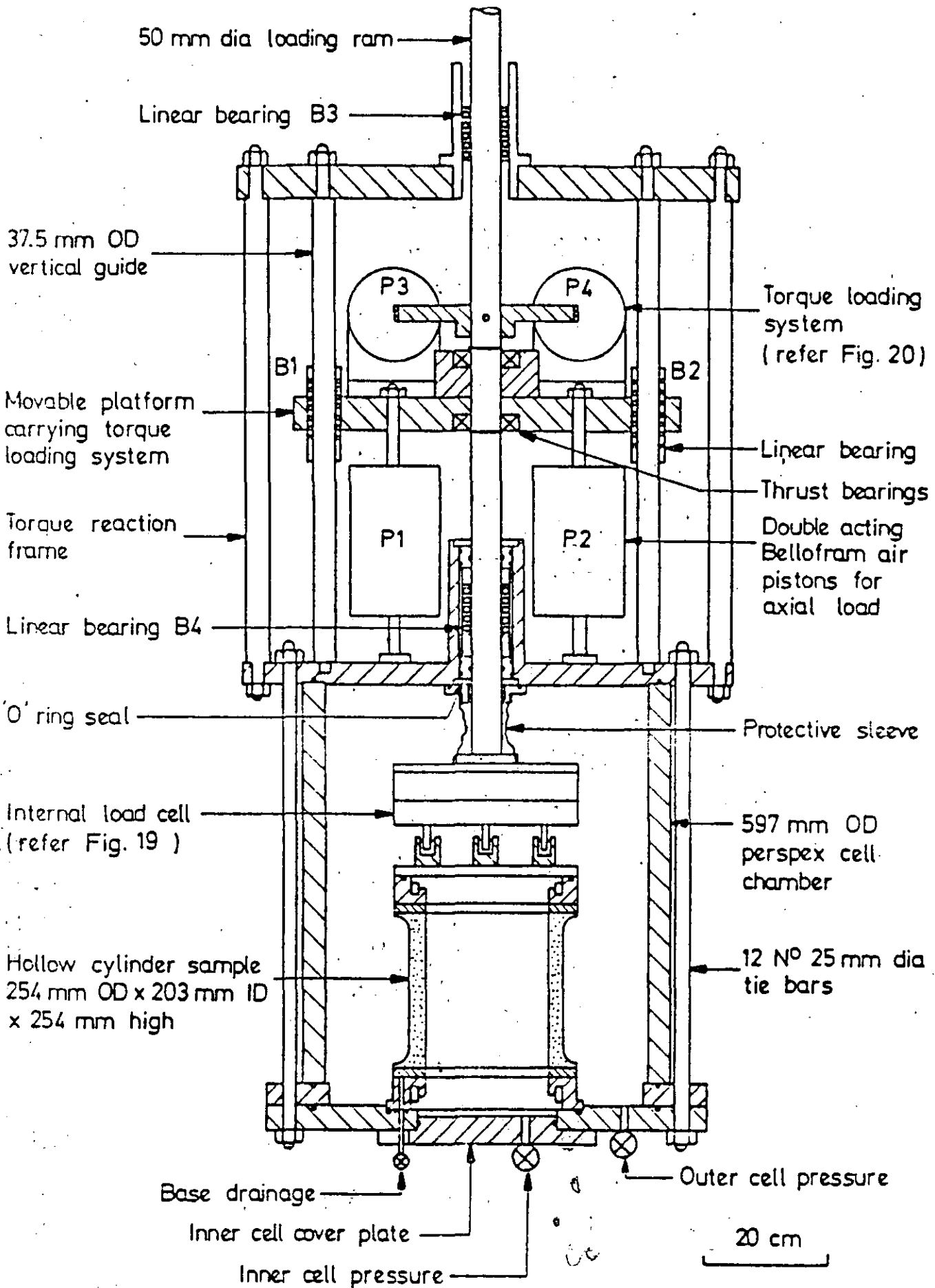
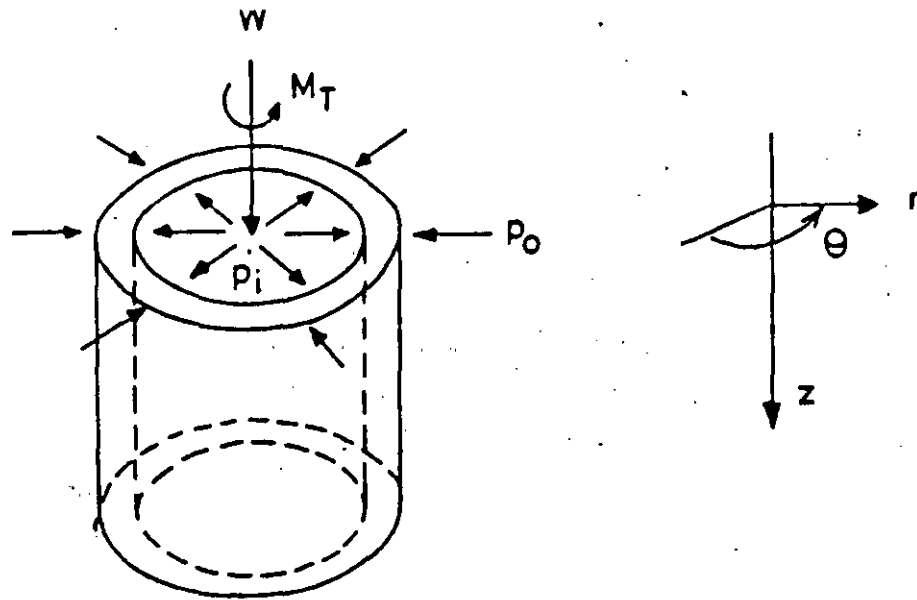
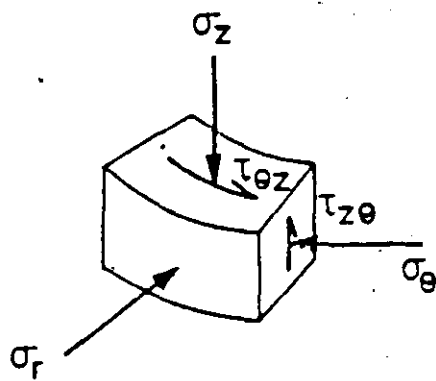


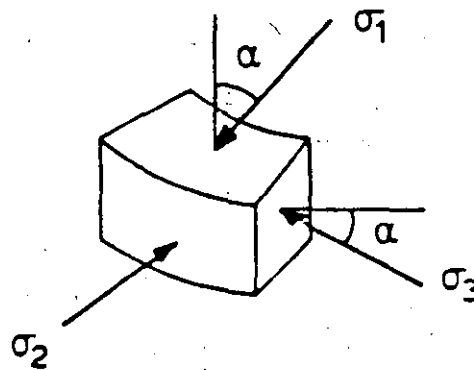
Fig. 7 General layout of the new hollow cylinder apparatus. After Hight, et al (1982).



(a) Hollow cylinder sample under axial load, W , torque, M_T , internal pressure, p_i , external pressure, p_o

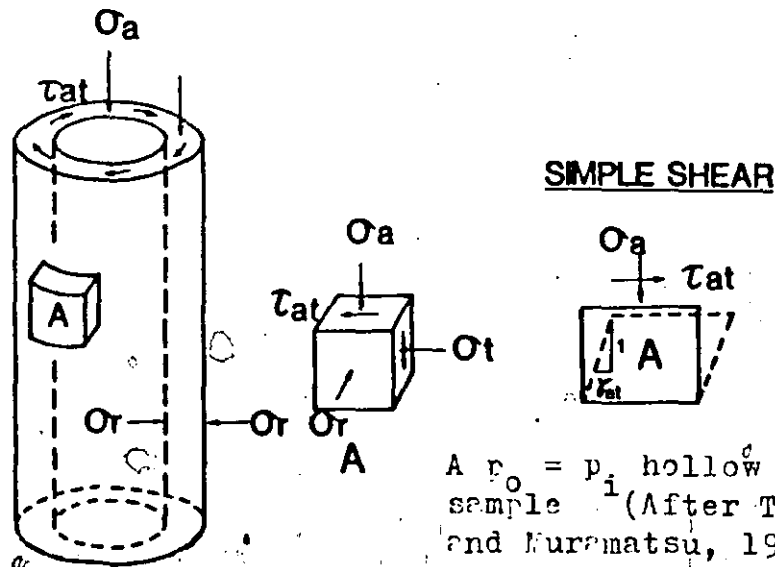


(b) Stresses on an element in the wall of a hollow cylinder sample



(c) Principal stresses on an element in the wall

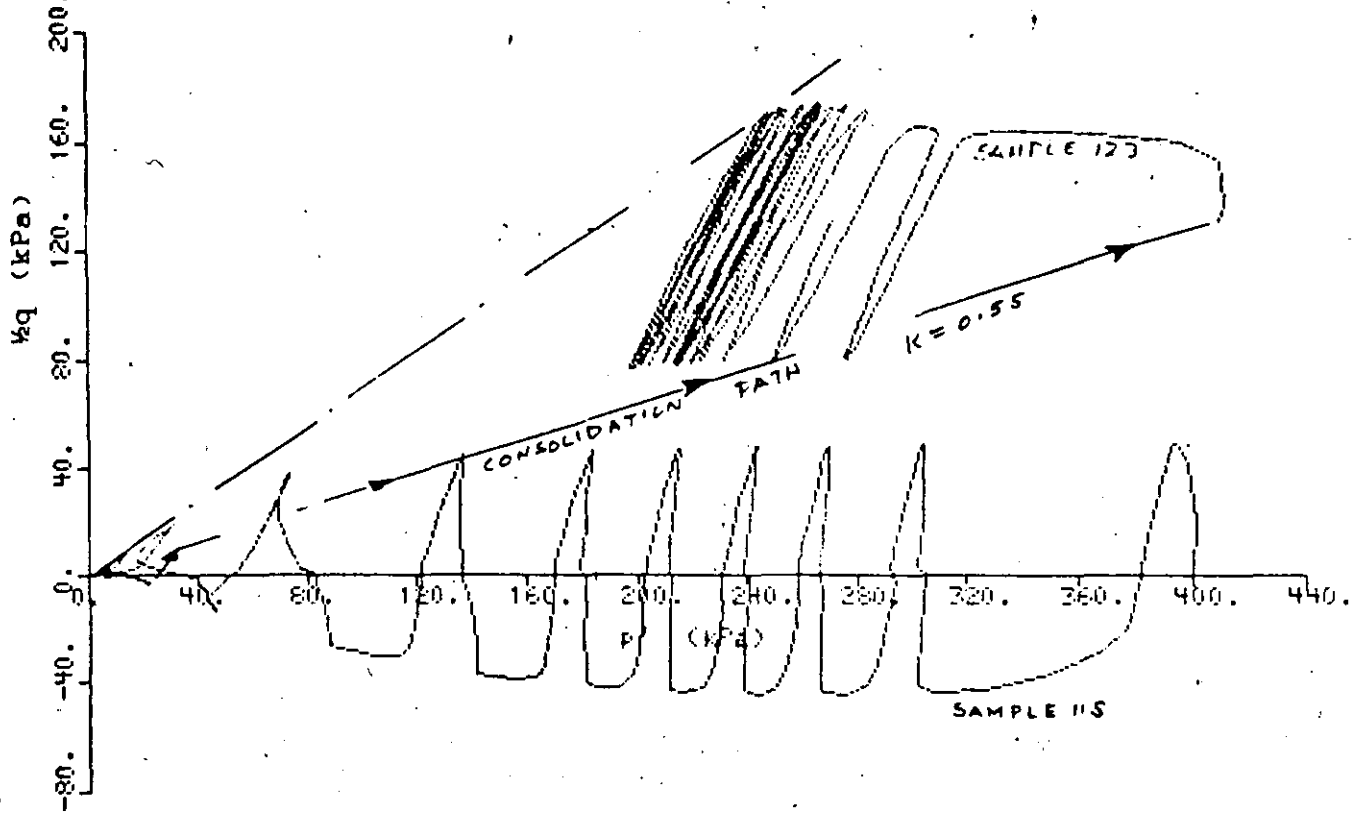
A $p_o \neq p_i$ hollow cylinder sample (After Hight et al, 1982)



A $p_o = p_i$ hollow cylinder sample (After Tatsuoka and Muramatsu, 1931).

FIGURE 8 Stresses in hollow cylinder apparatuses.

18. 9 NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



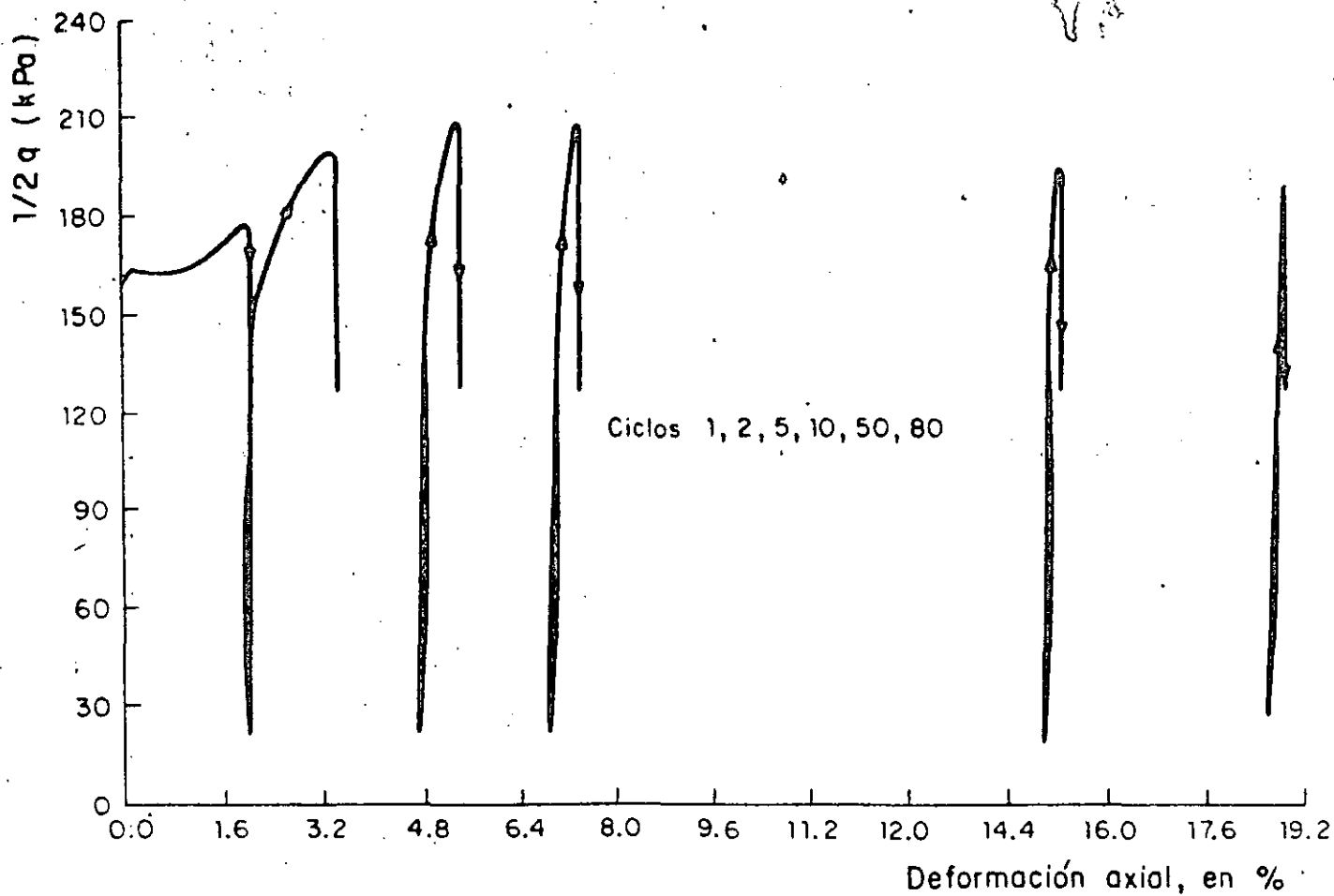


Fig 10.A Ejemplo de una curva esfuerzo-deformación con endurecimiento progresivo.

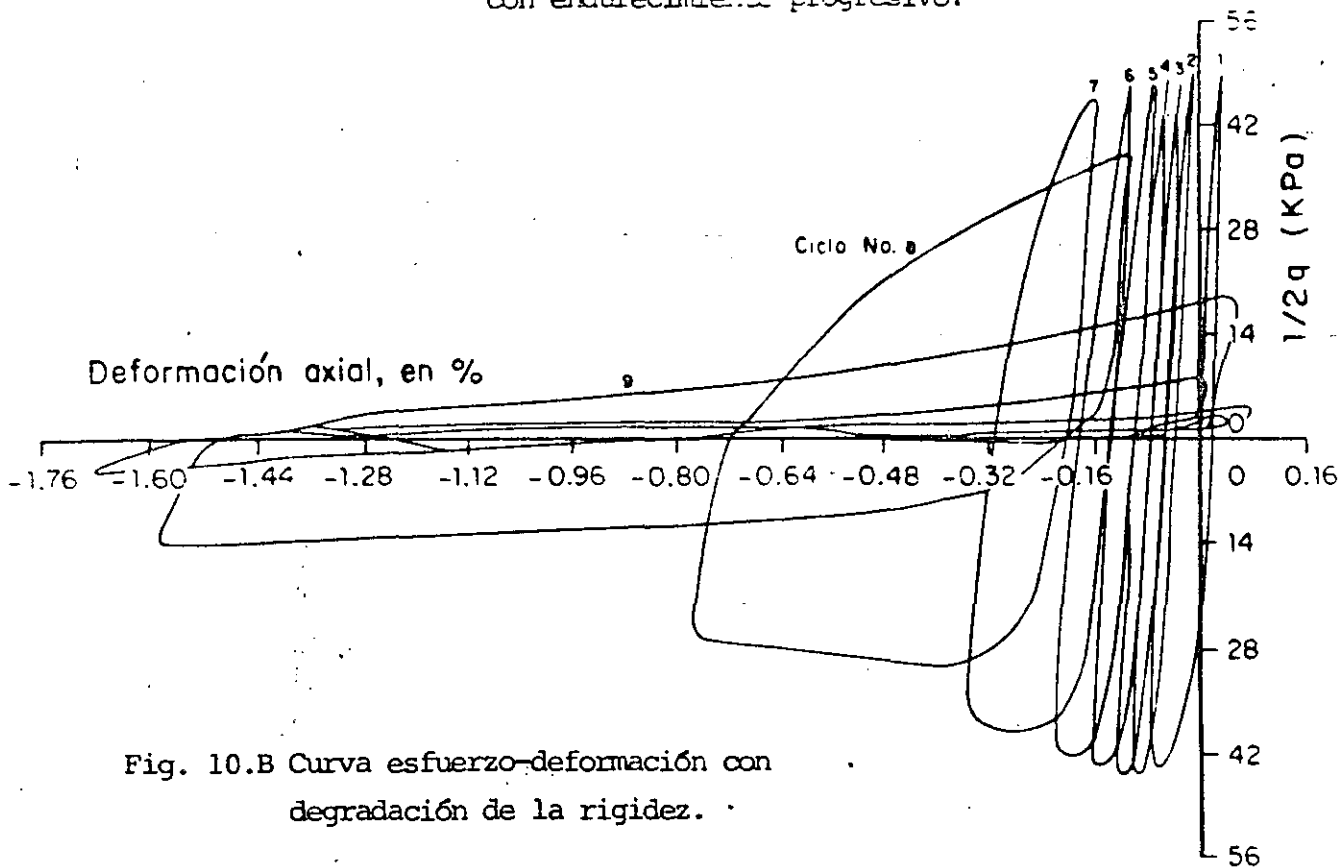
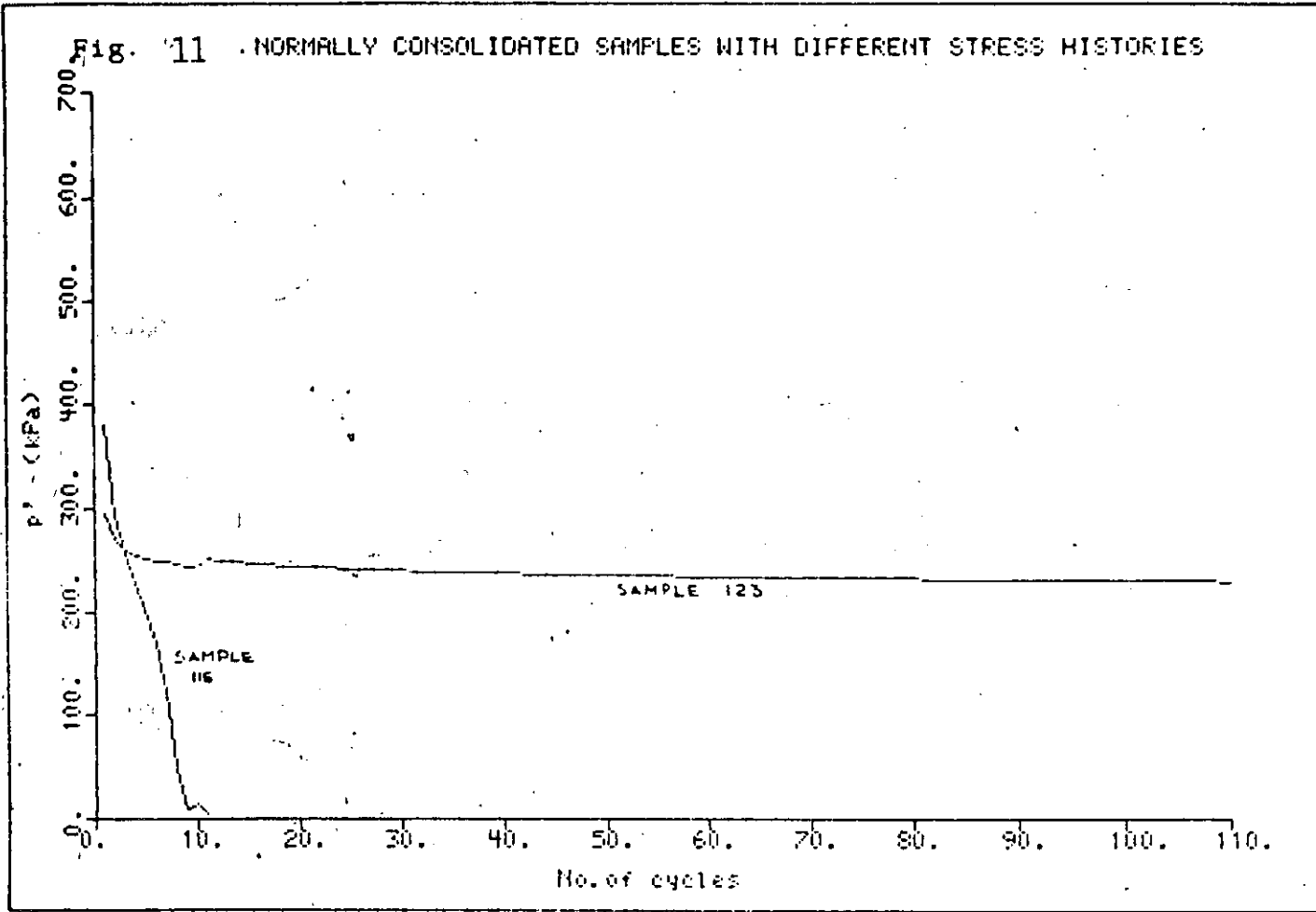


Fig. 10.B Curva esfuerzo-deformación con degradación de la rigidez.

Fig. 11 . NORMALLY CONSOLIDATED SAMPLES WITH DIFFERENT STRESS HISTORIES



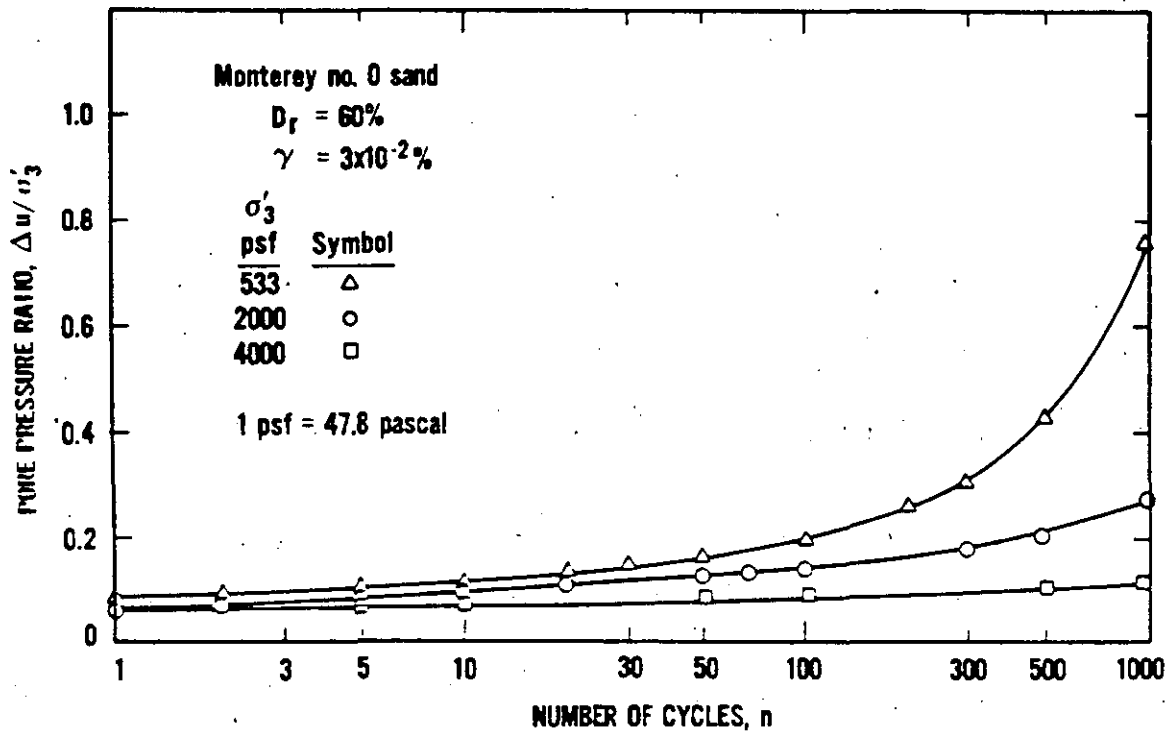


Figure 12 Pore water pressure buildup as a function of number of cycles for Monterey No. 0 sand at $D_r = 60$ percent, $\gamma = 3 \times 10^{-2}$ percent and various effective confining pressures (DOBRY, ETAC, 1982).

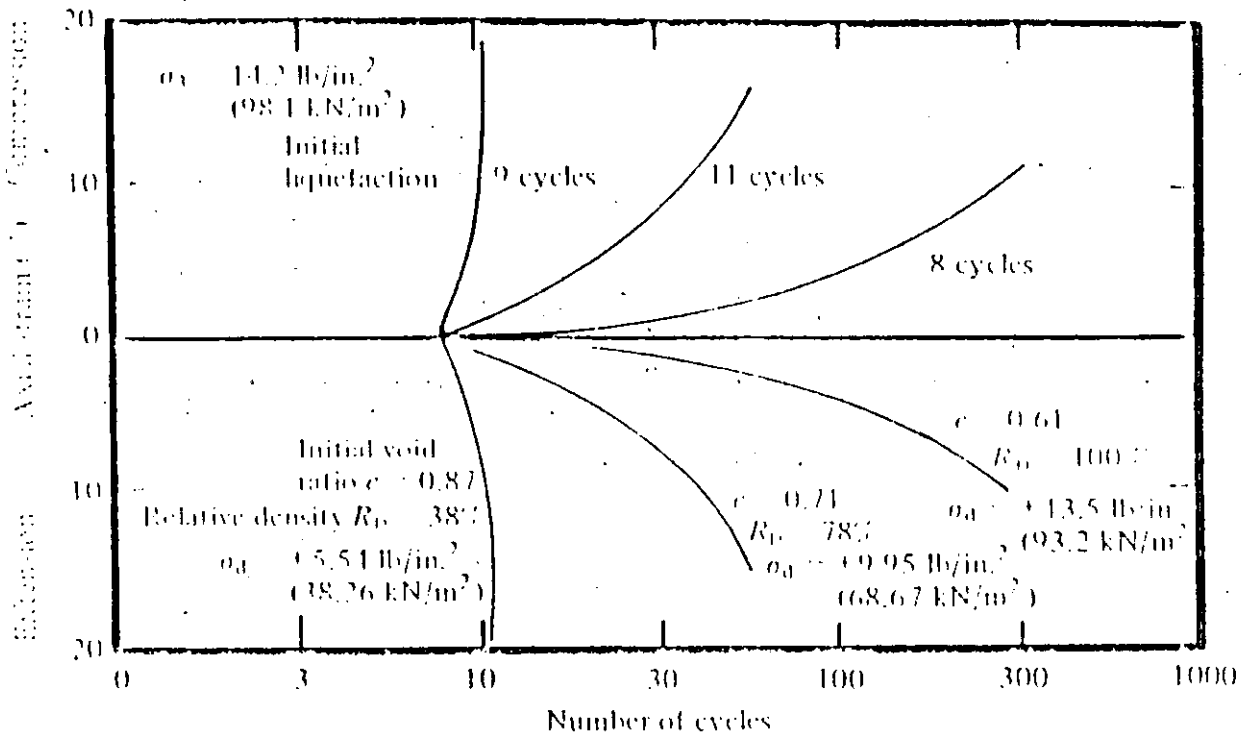


FIGURE 13 Axial strain after initial liquefaction for pulsating load tests at three densities for Sacramento River sand. [Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966).

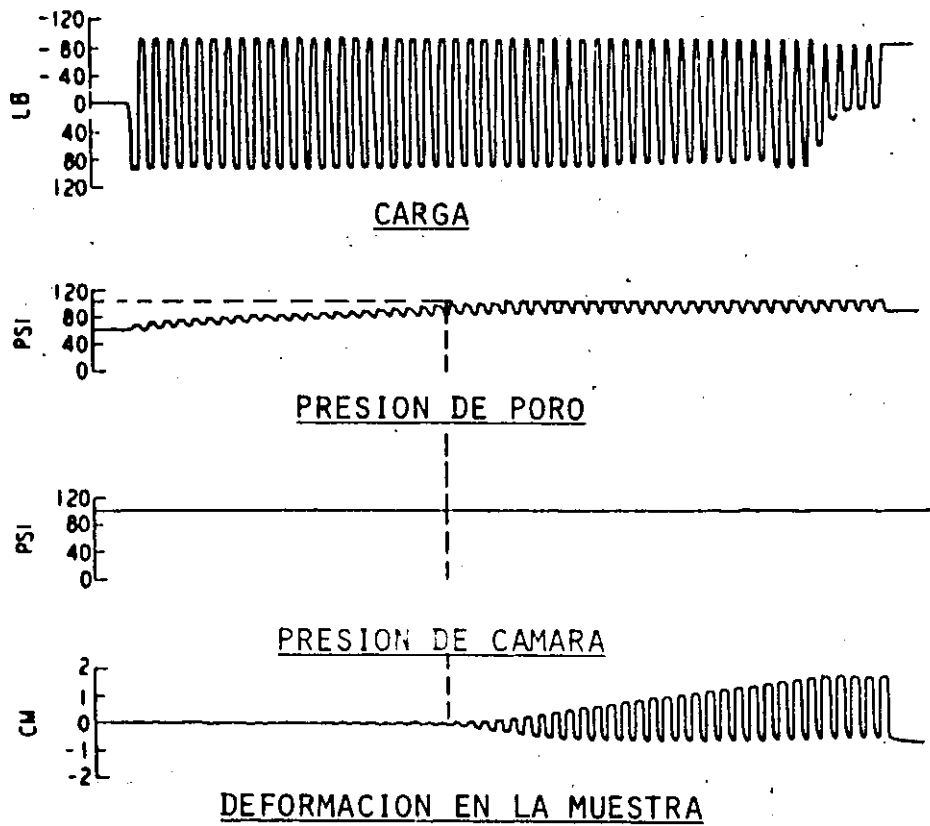


FIG. 14 DATOS DE LABORATORIO DE LA PRUEBA TRIAXIAL CICLICA A CARGA CONSTANTE (ARANGO, 1980)

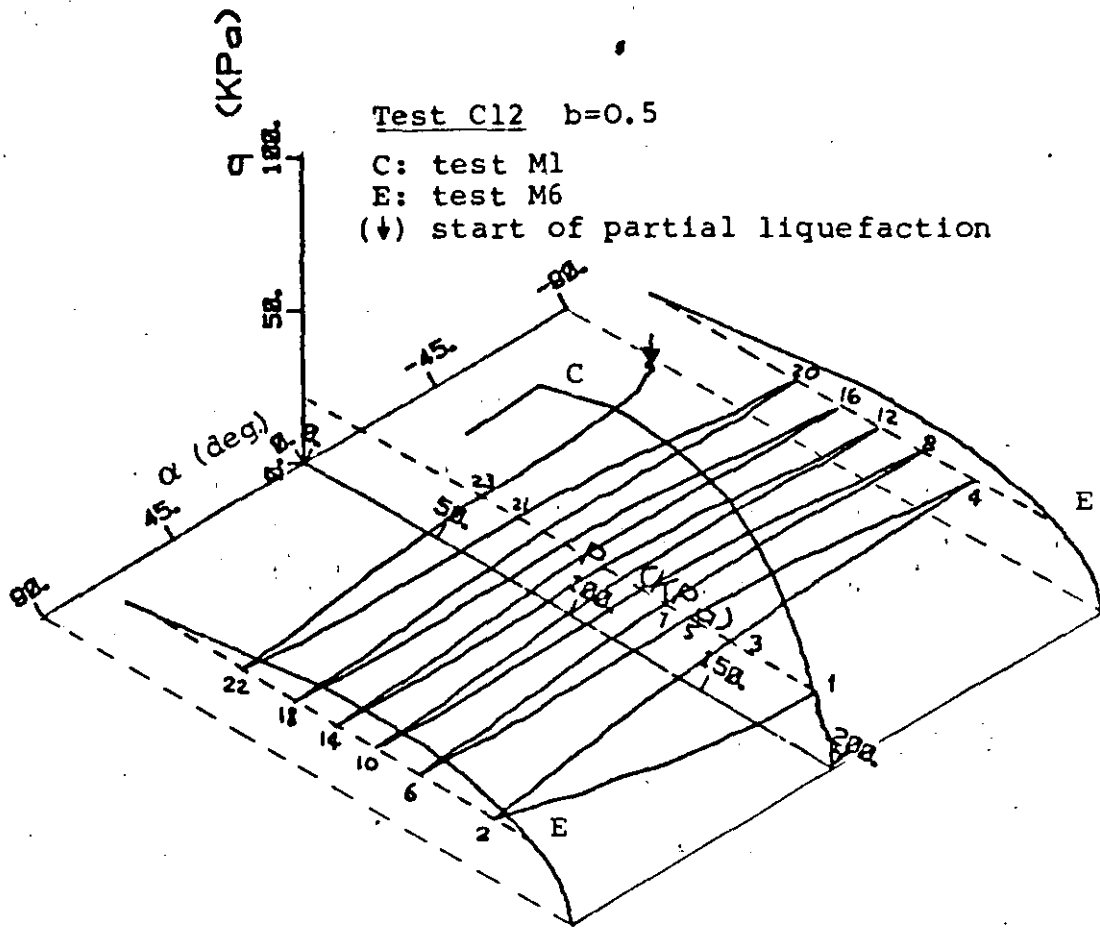


Fig. 15.A

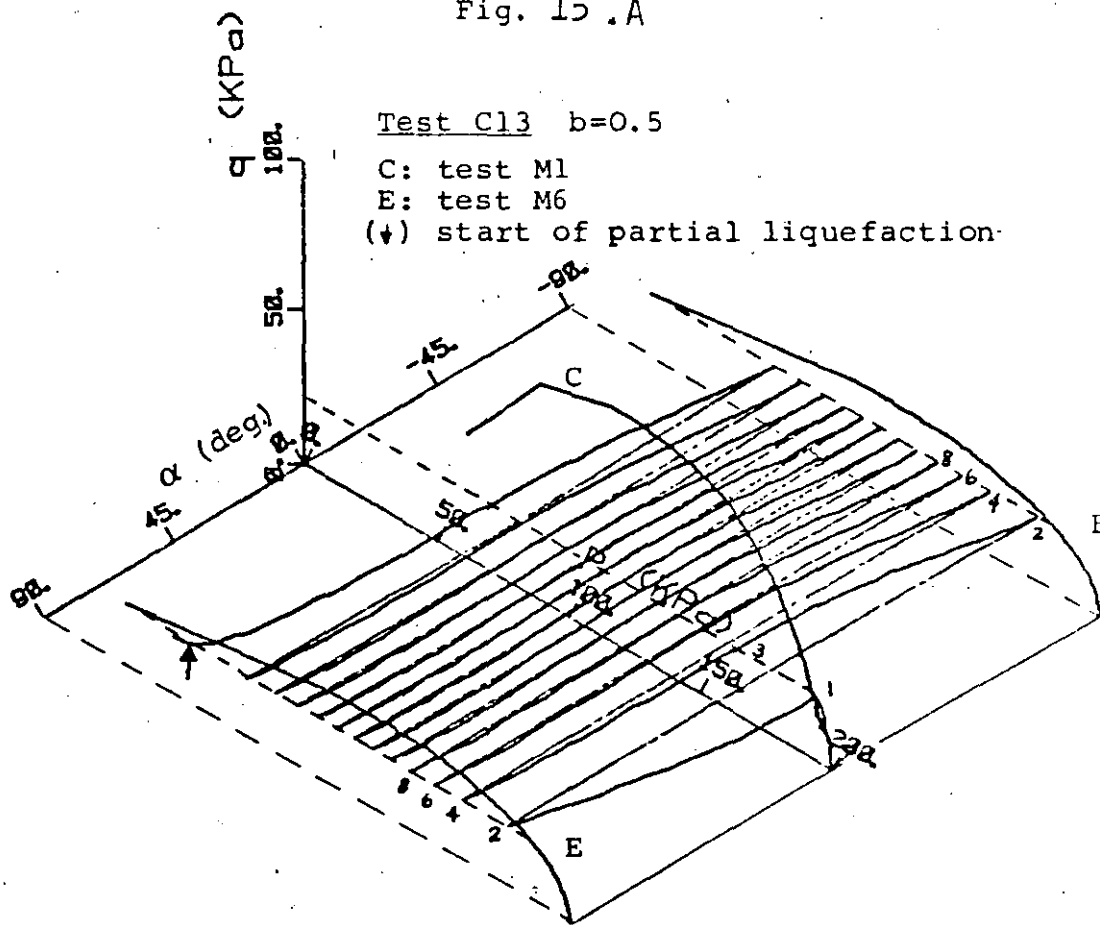


Fig. 15.B

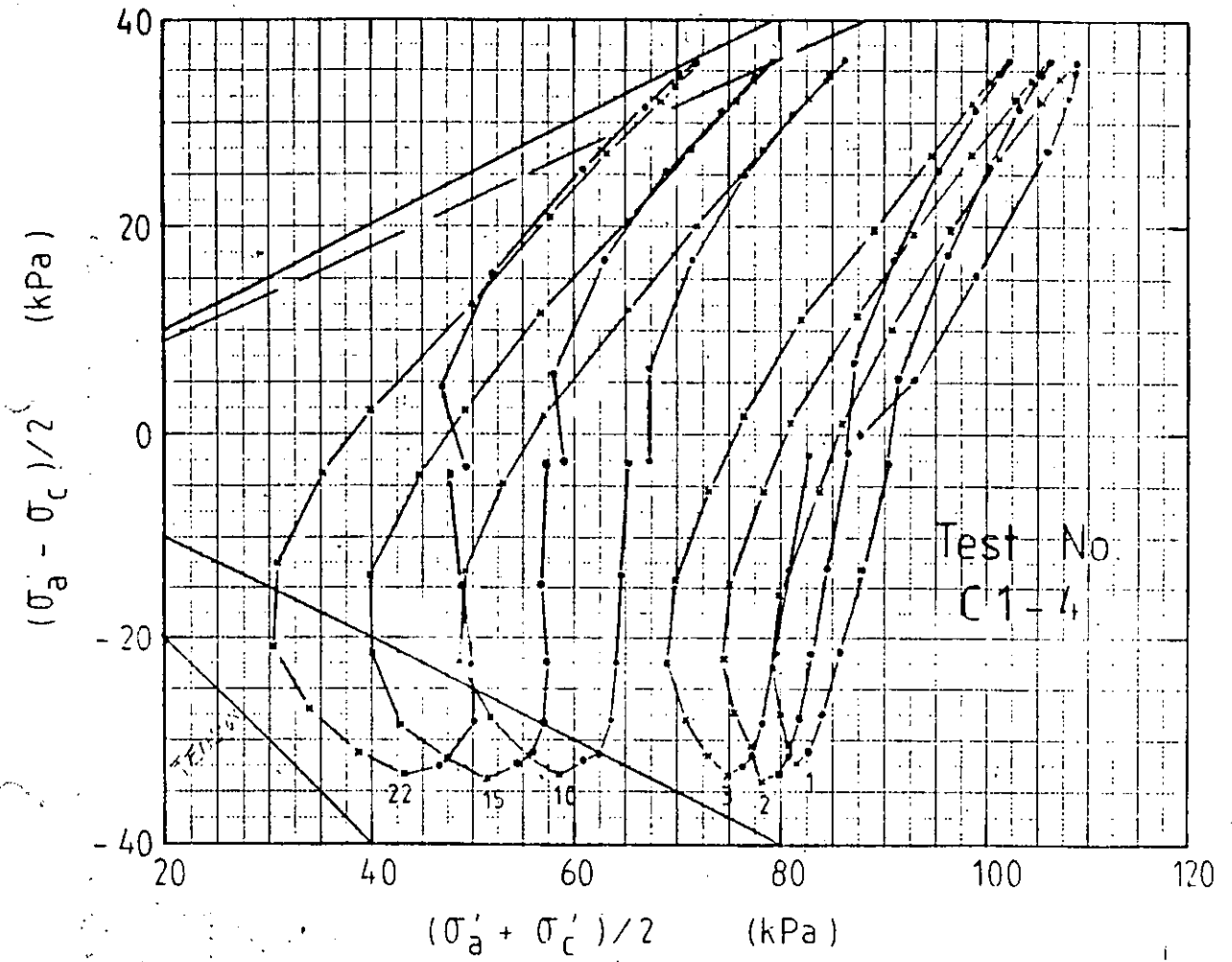


Fig. 16 Effective Stress Paths for AOCR4 LCT under Two-Way Cyclic Loading

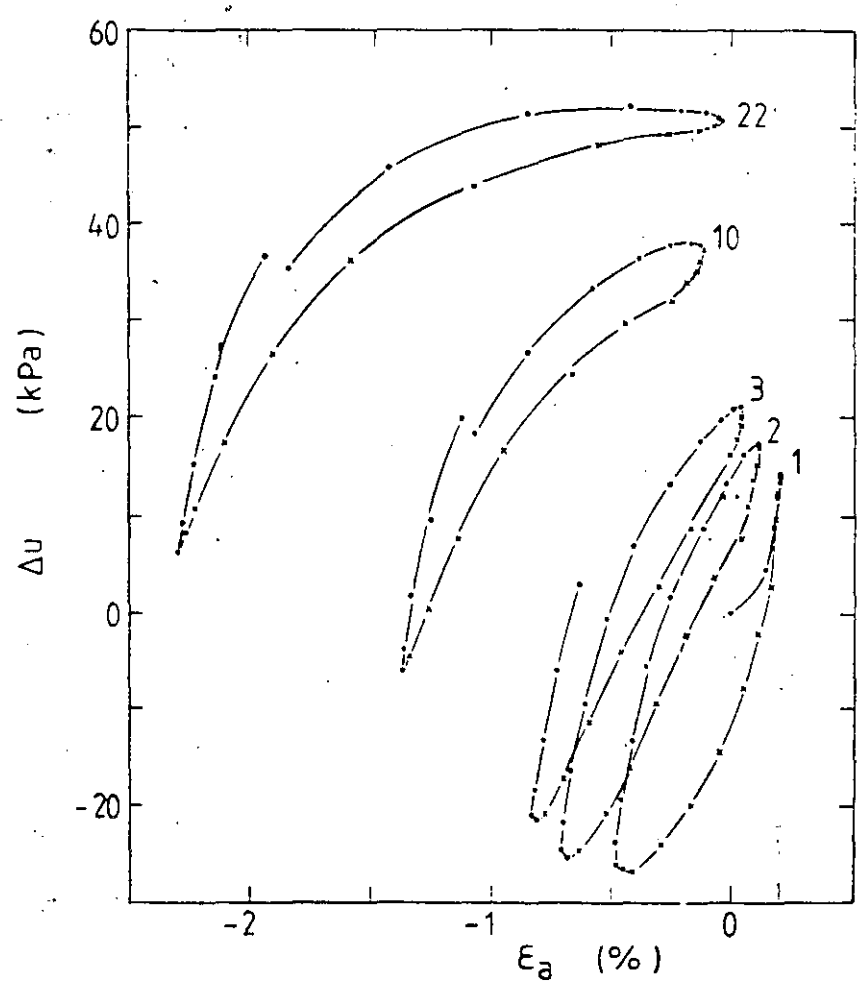
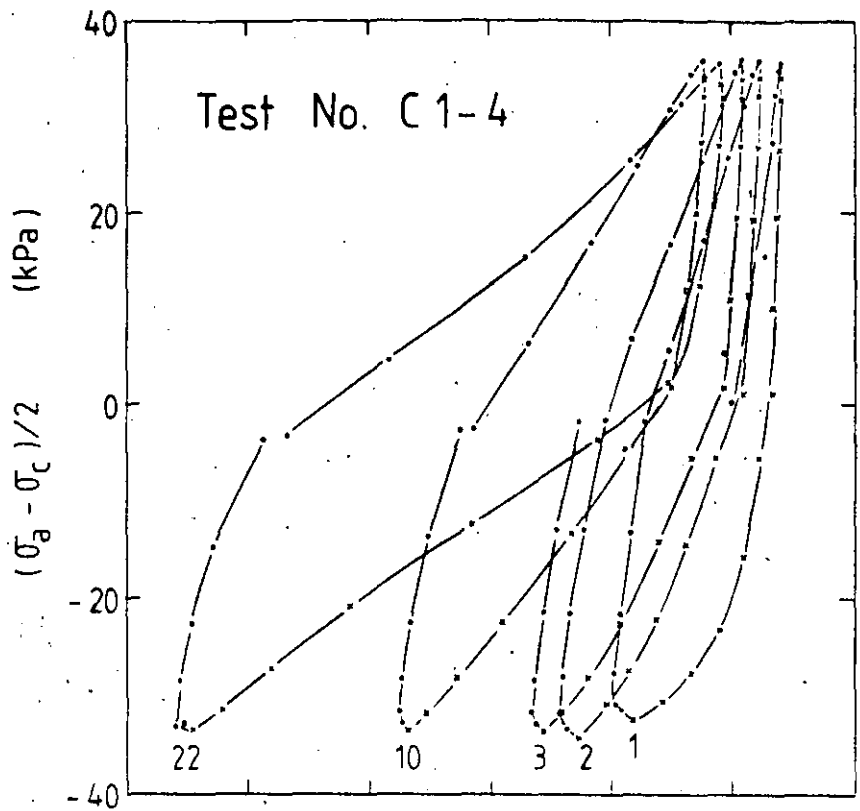


Fig. 17 Stress-Strain and P.W.P. Strain Curves for AOCR4 LCT under Two-Way Cyclic Loading

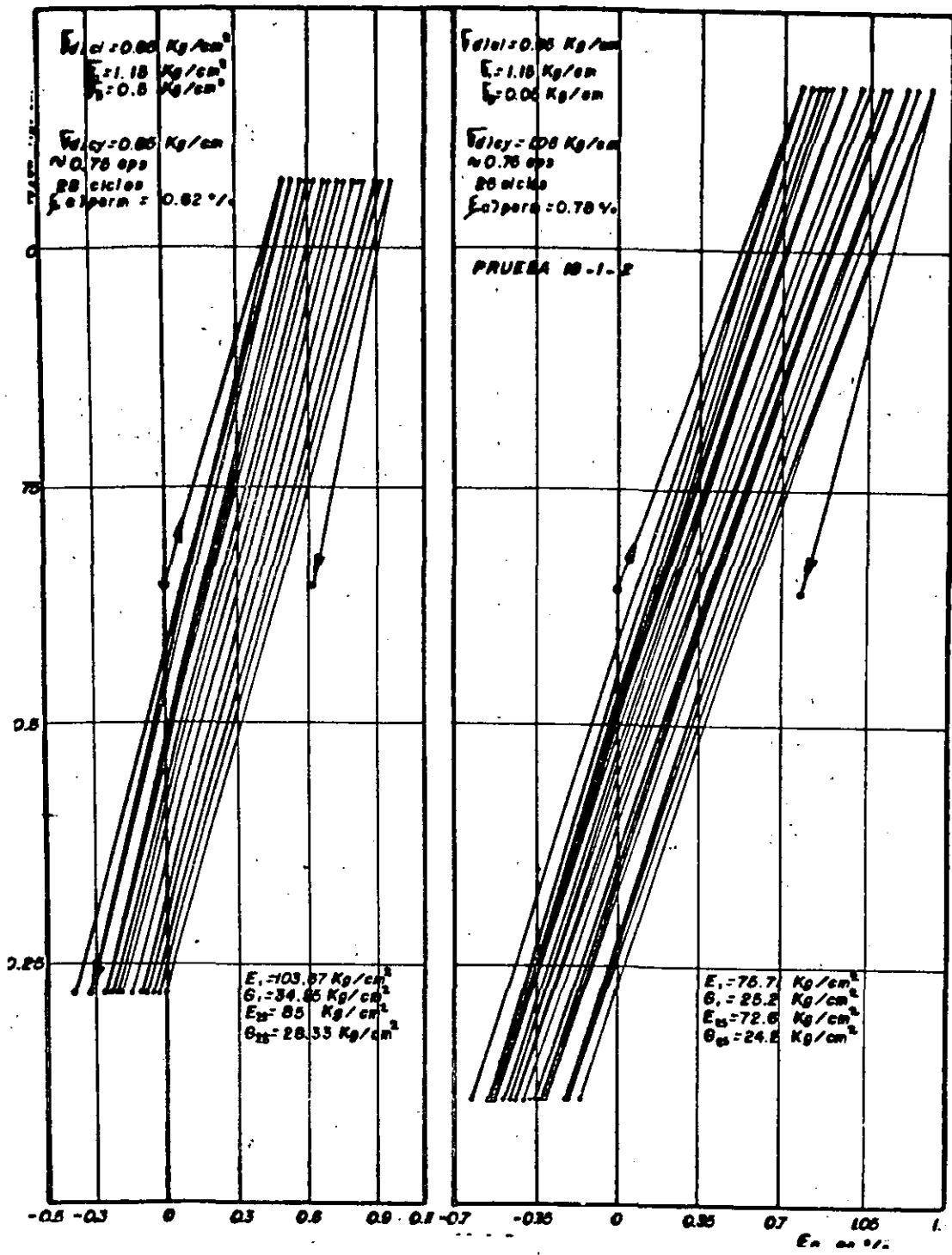


FIG. 18

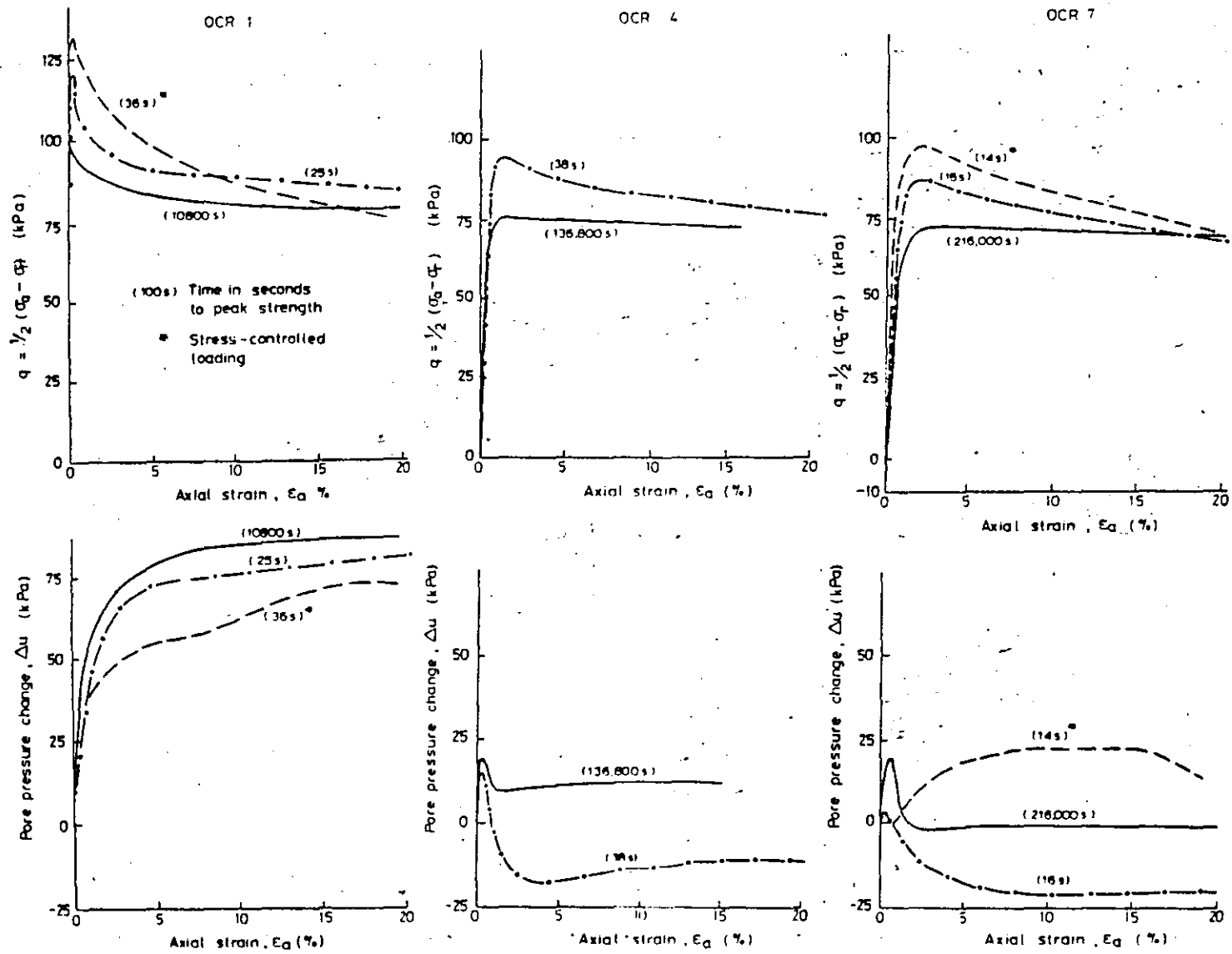


Fig. 19. Stress-Strain and P.W.P.-Strain Curves for Compression Loading on Anisotropically Consolidated Lower Cromer Till

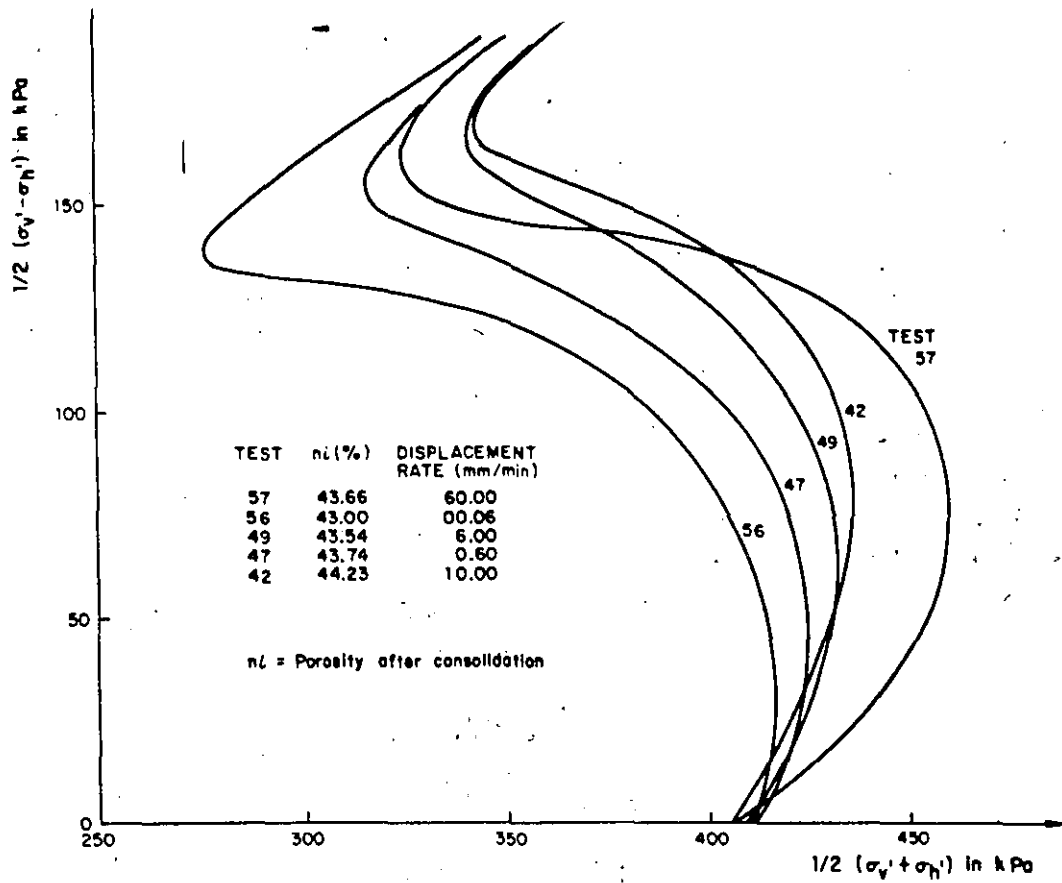


FIG 20.A Effect of axial displacement rate on the UESP₀ of isotropically, normally consolidated HRS (OVANDO Y HIGHT)

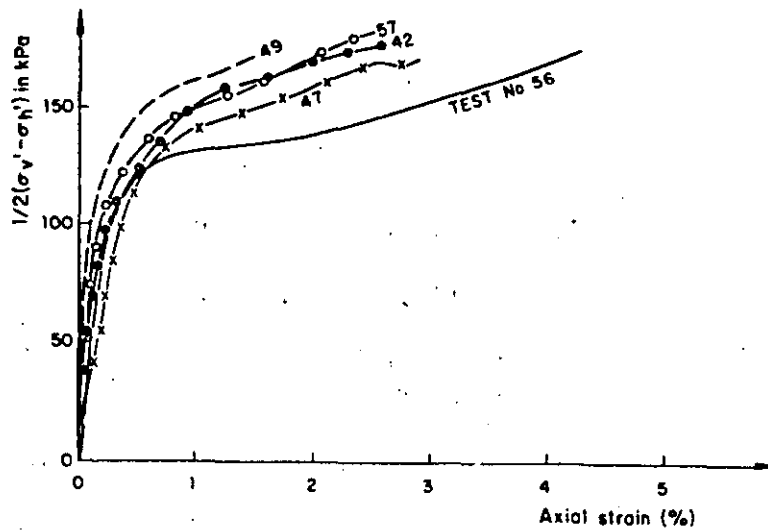


FIG. 20.B HRS tested at different strain rates. Stress-strain curves (OVANDO Y HIGHT)

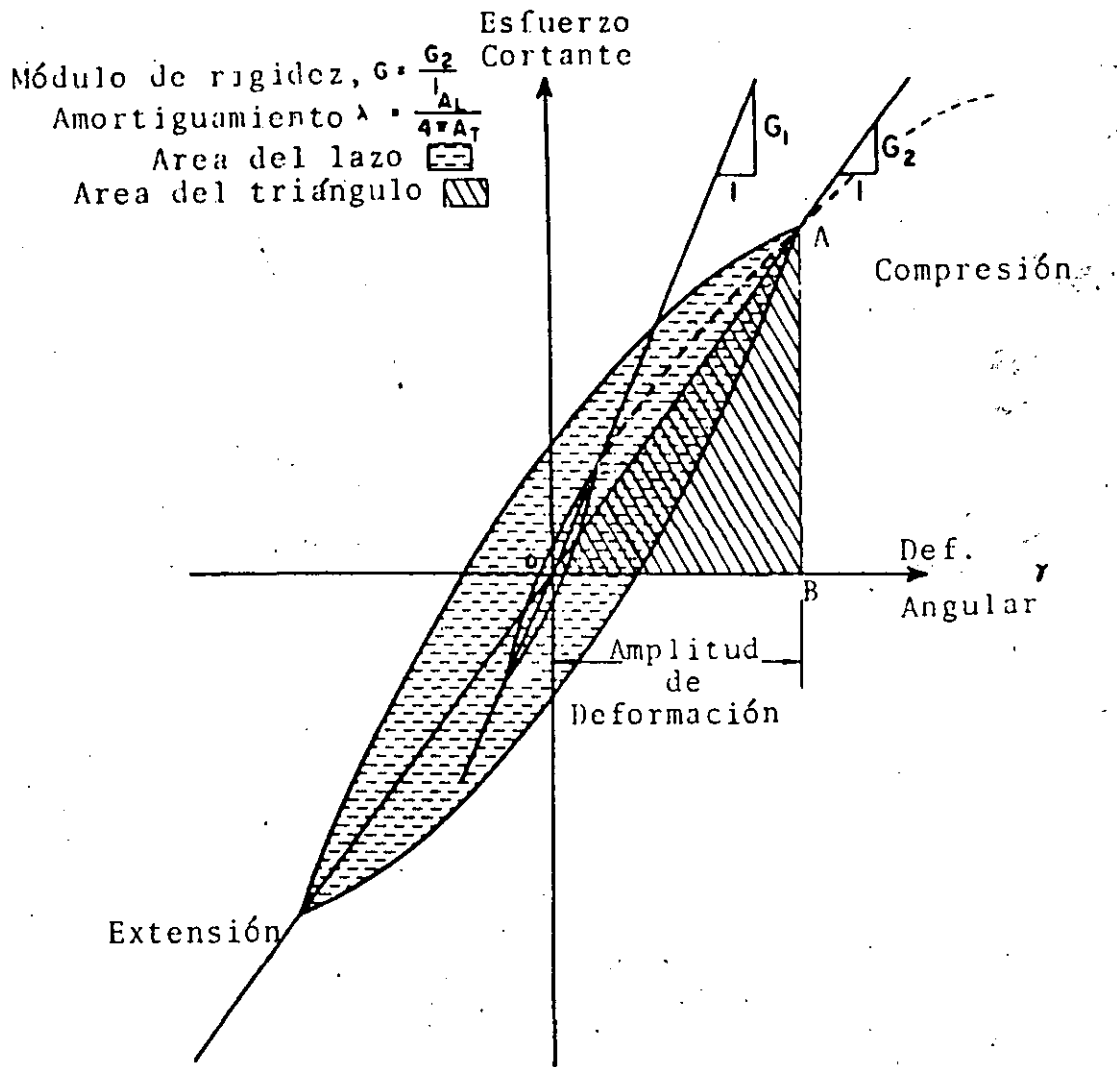


FIG. 21 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION.

FIG. 22

FACTORES QUE AFECTAN LAS PROPIEDADES γ
(HARDIN Y DRNEVICH, 1972)

FACTOR	Importancia en	
	Módulo de corte	amortiguamiento
	Suelos granulares	Suelos granulares
1. Amplitud de deformación	M	M
2. Esfuerzo efectivo octaédrico	H	M
3. Relación de vacíos	M	M
4. Número de ciclos	P	M
5. Grado de saturación	P	I
6. Grado de consolidación	P	P
7. Envolvente de resistencia	I	I
8. Esfuerzo de corte octaédrico	I	I
9. Frecuencia	P	P
10. Efectos del tiempo	P	P
11. Características de las partículas	P	P
12. Estructura del suelo	M	M
13. Cambio volumétrico por deformación angular (para $\gamma < 0.5\%$)	P	P

M = muy importante

I = importante

P = poco importante

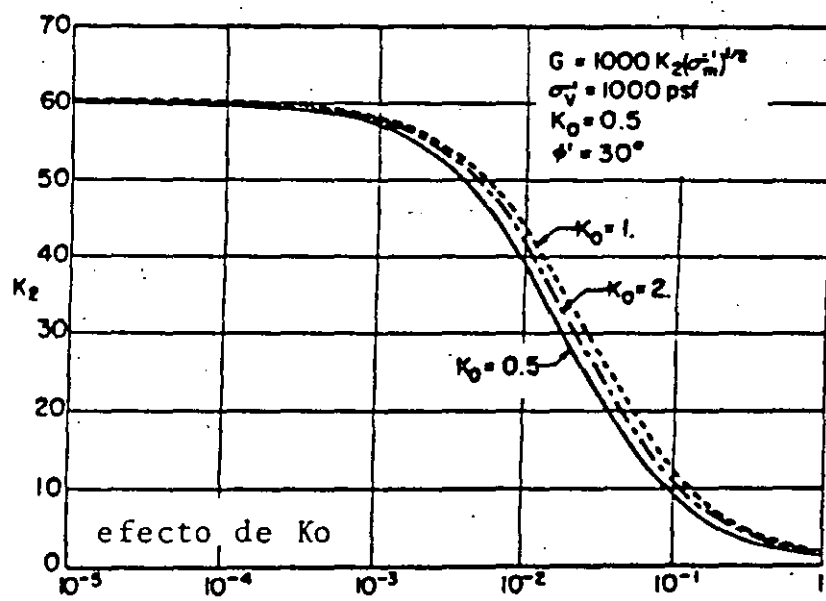
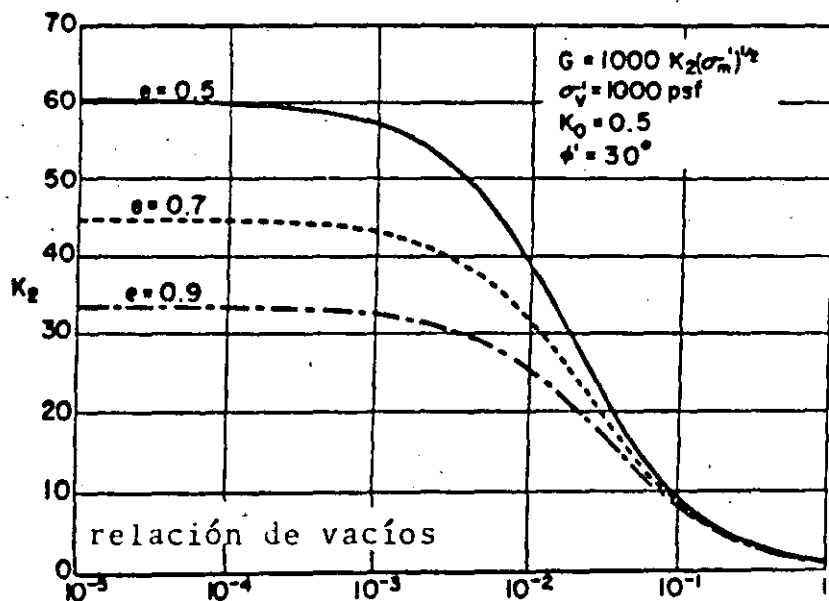
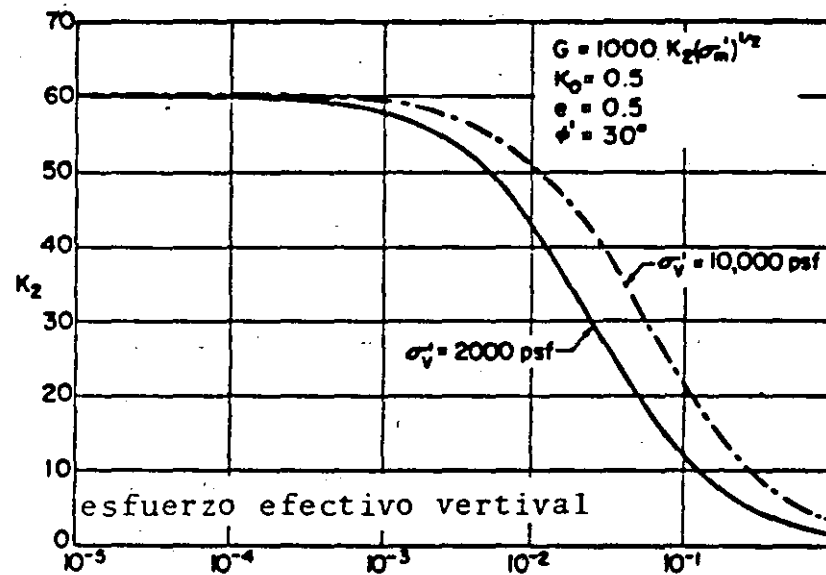
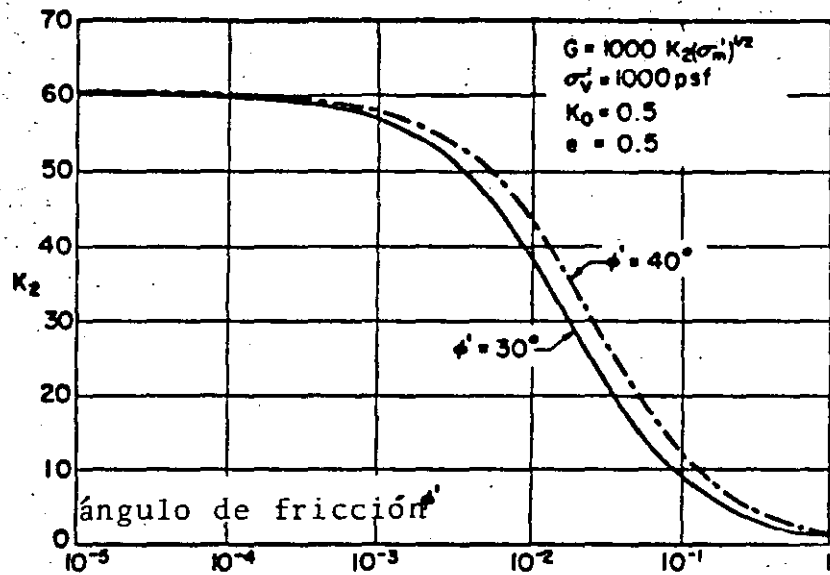


FIG. 23 INFLUENCIA DE VARIOS FACTORES SOBRE EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DE ARENAS. (SEED E IDRIS, 1970)

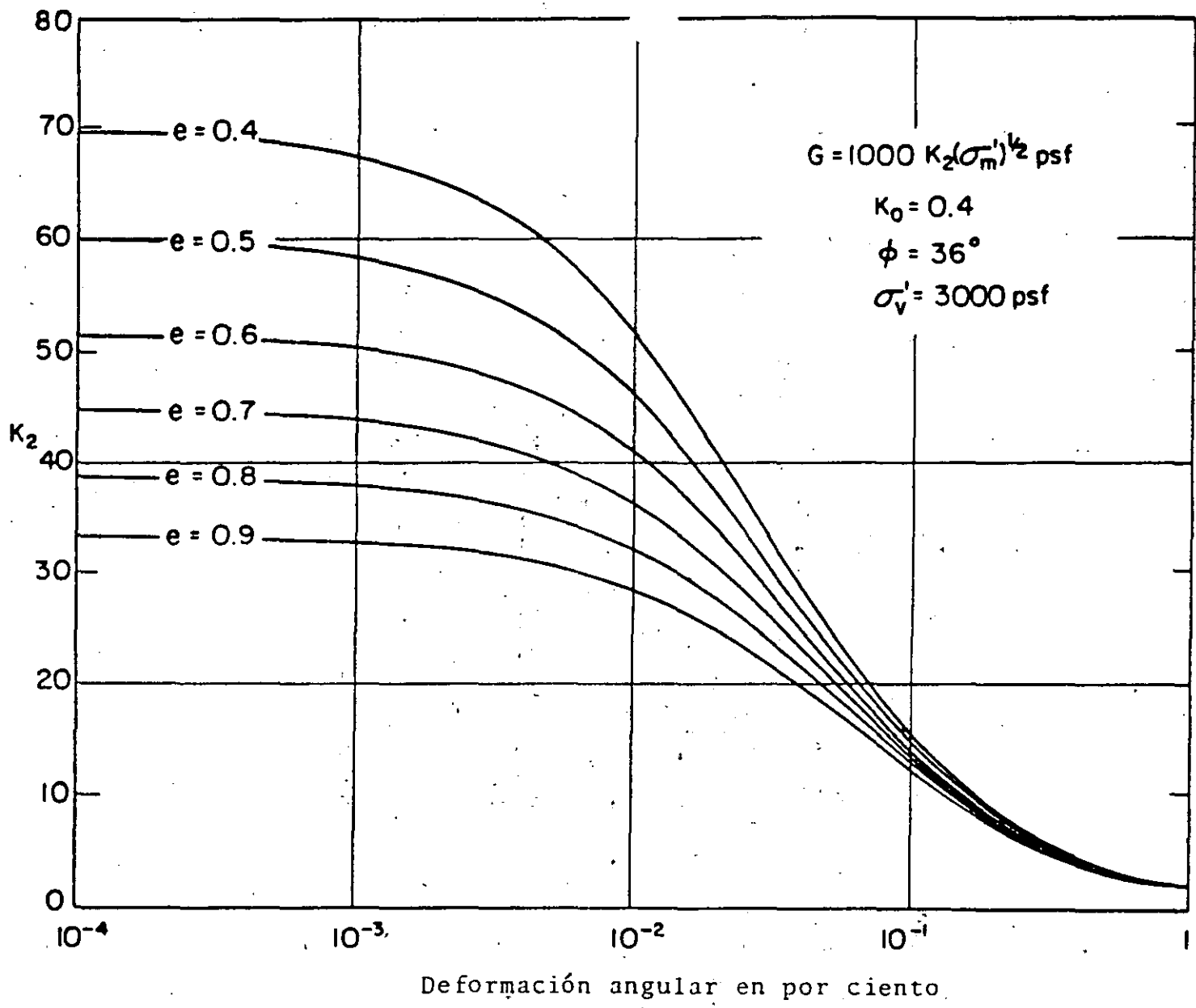


FIG. 24 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS
 (SEED E IDRIS, 1970)

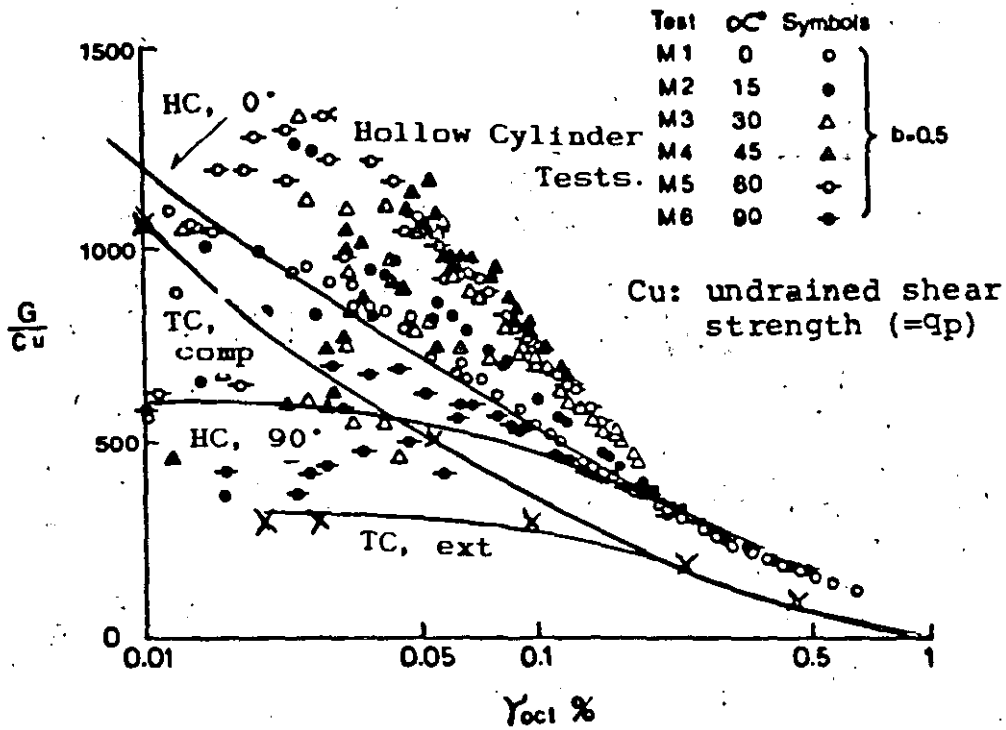


Fig. 25 G/Cu against octahedral shear stress. Hollow Cylinder tests after Shibuya (1985).

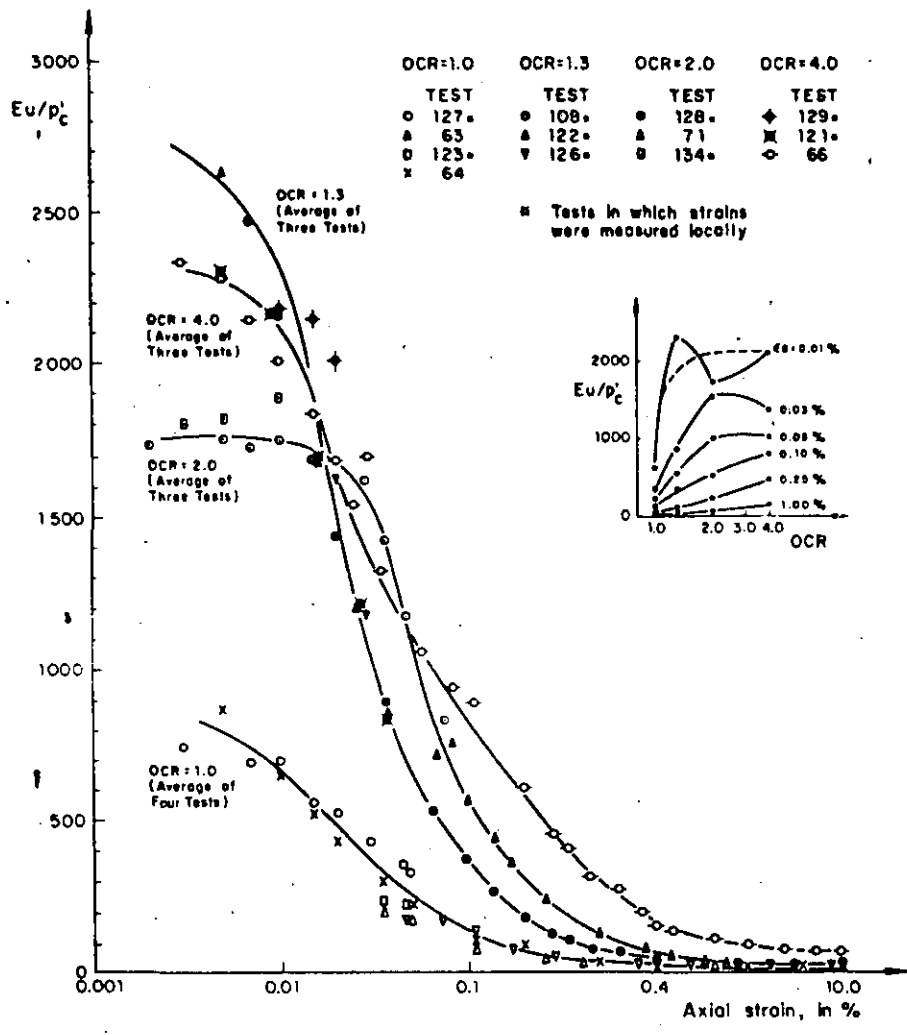


Fig 26 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated samples sheared in compression

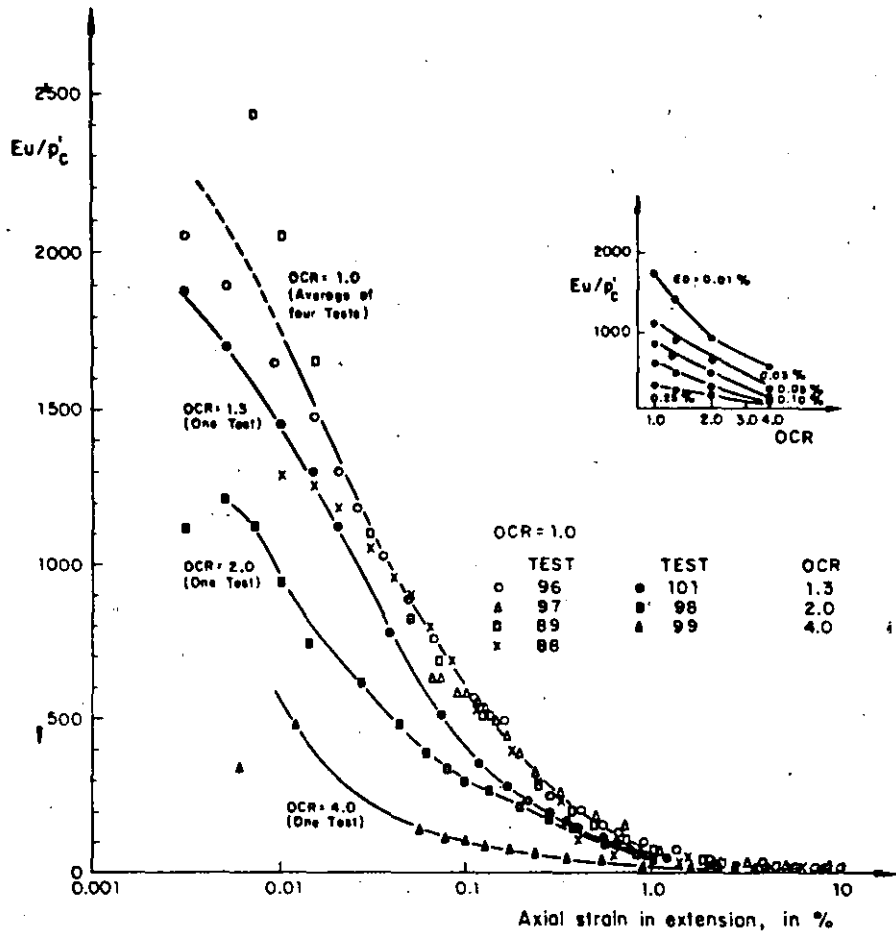


Fig 27 Normalized stiffness vs strain curves for anisotropically consolidated HRS sheared in extension

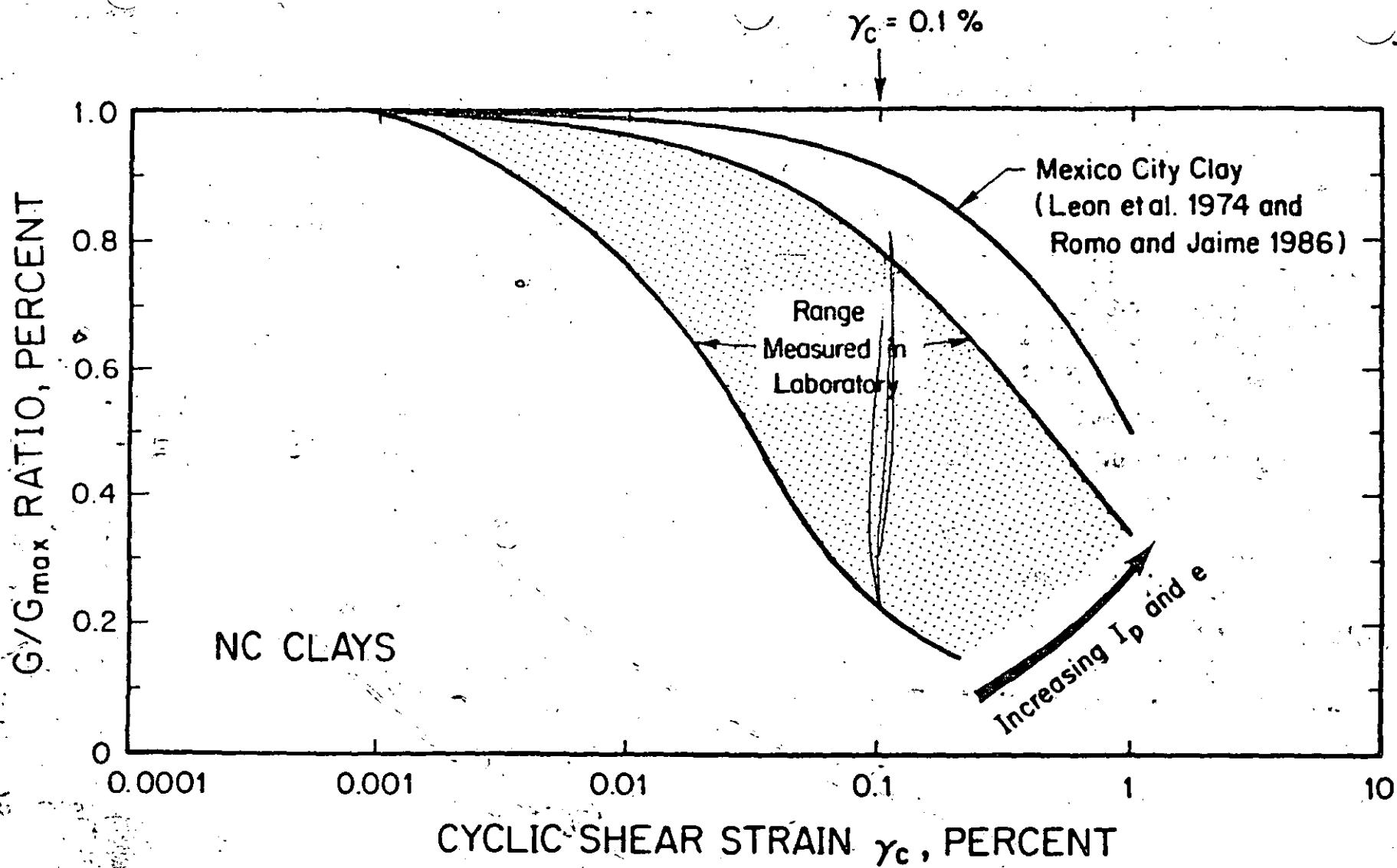


Fig. 28 Curvas rigidez normalizadas contra deformación para diferentes suelos (Dobry, 1987).

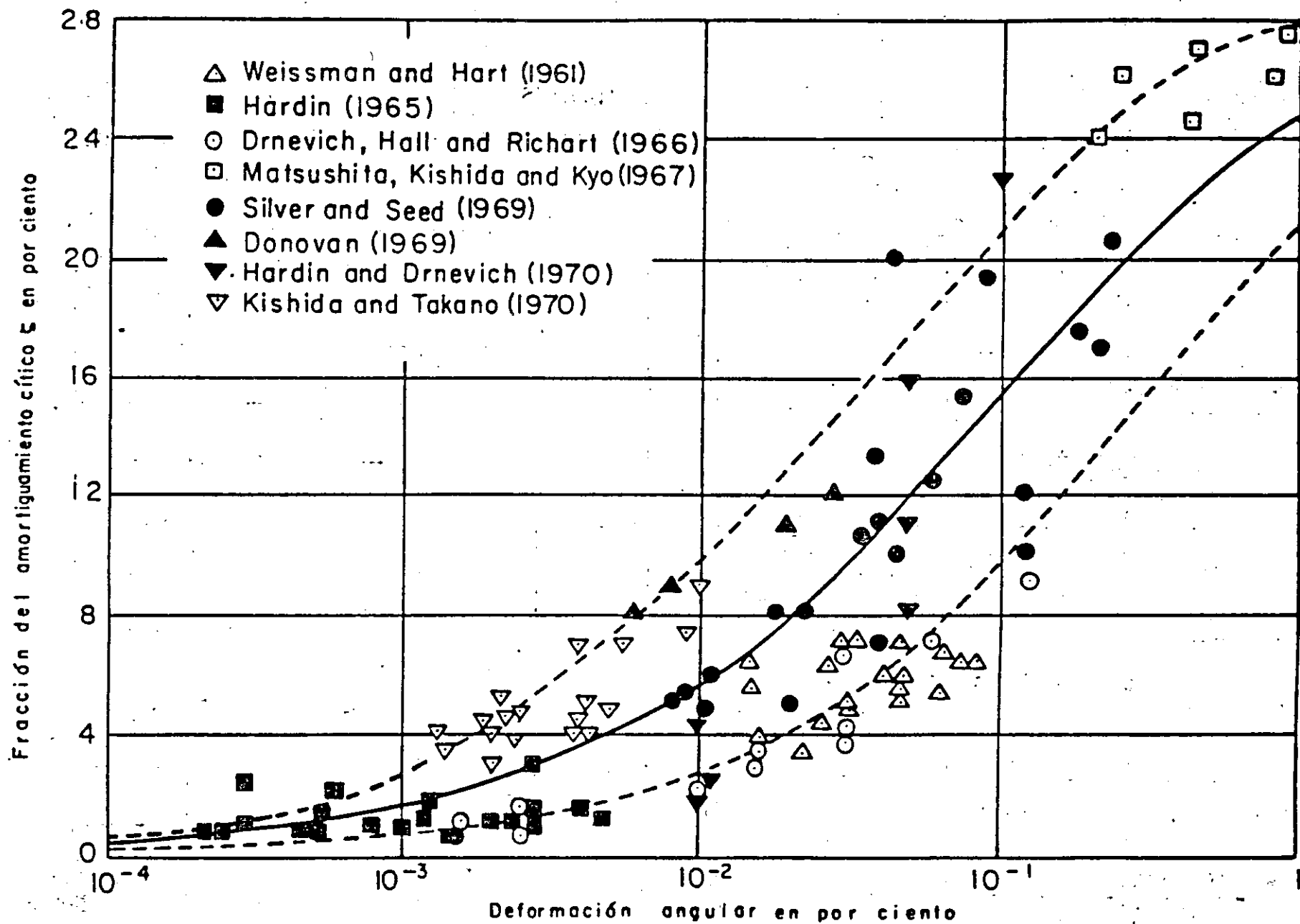
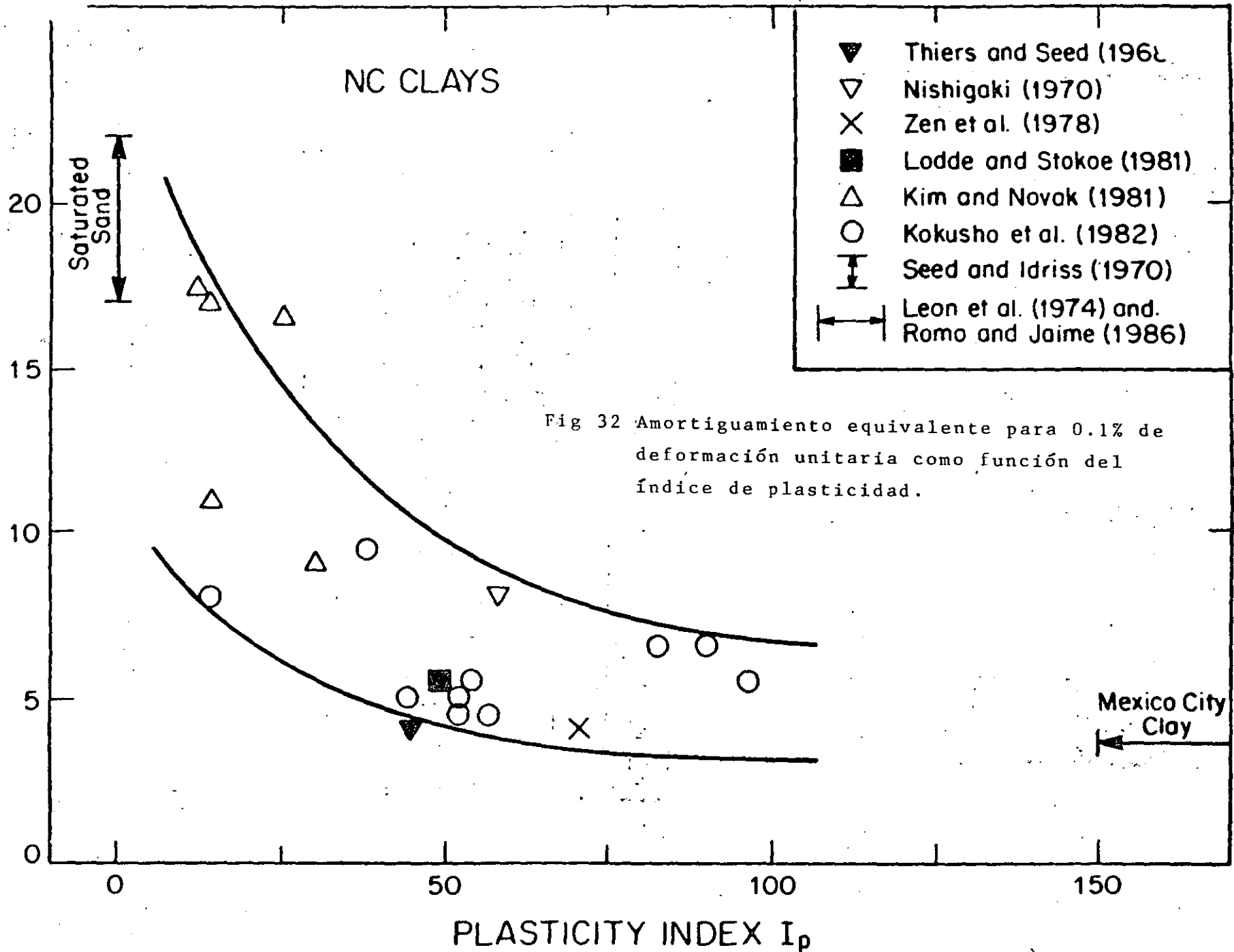
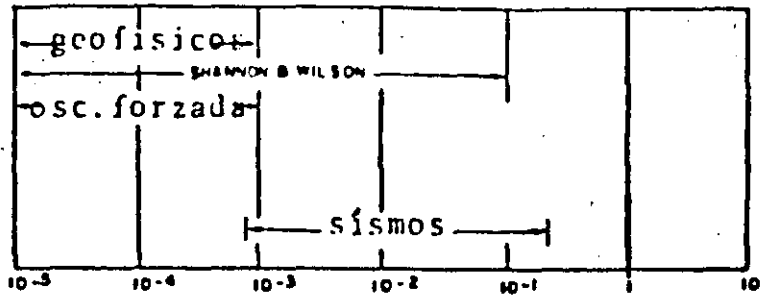


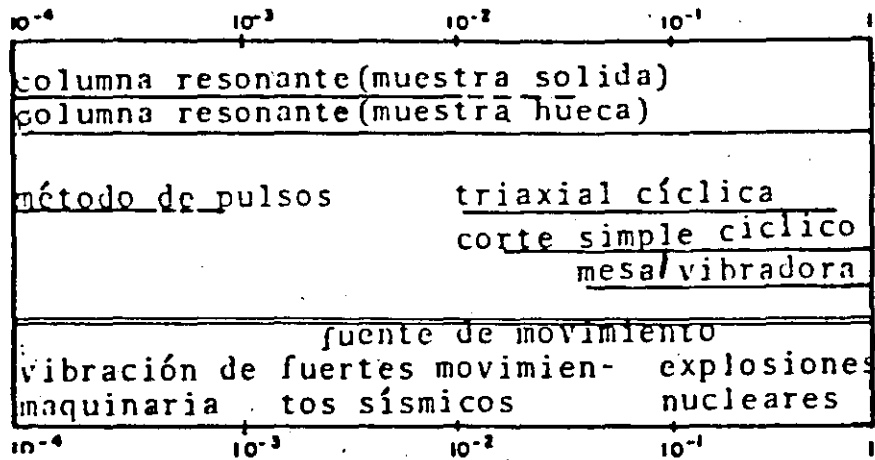
FIG. 31 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS
(Seed e Idriss, 1970)

DAMPING RATIO at $\gamma_c = 0.1\%$, IN PERCENT





a) métodos de campo



b) Métodos de laboratorio

FIG. 33 . INTERVALOS DE DEFORMACION APROXIMADOS PARA ENSAYES DE CAMPO Y LABORATORIO.

(WOODS, 1978)

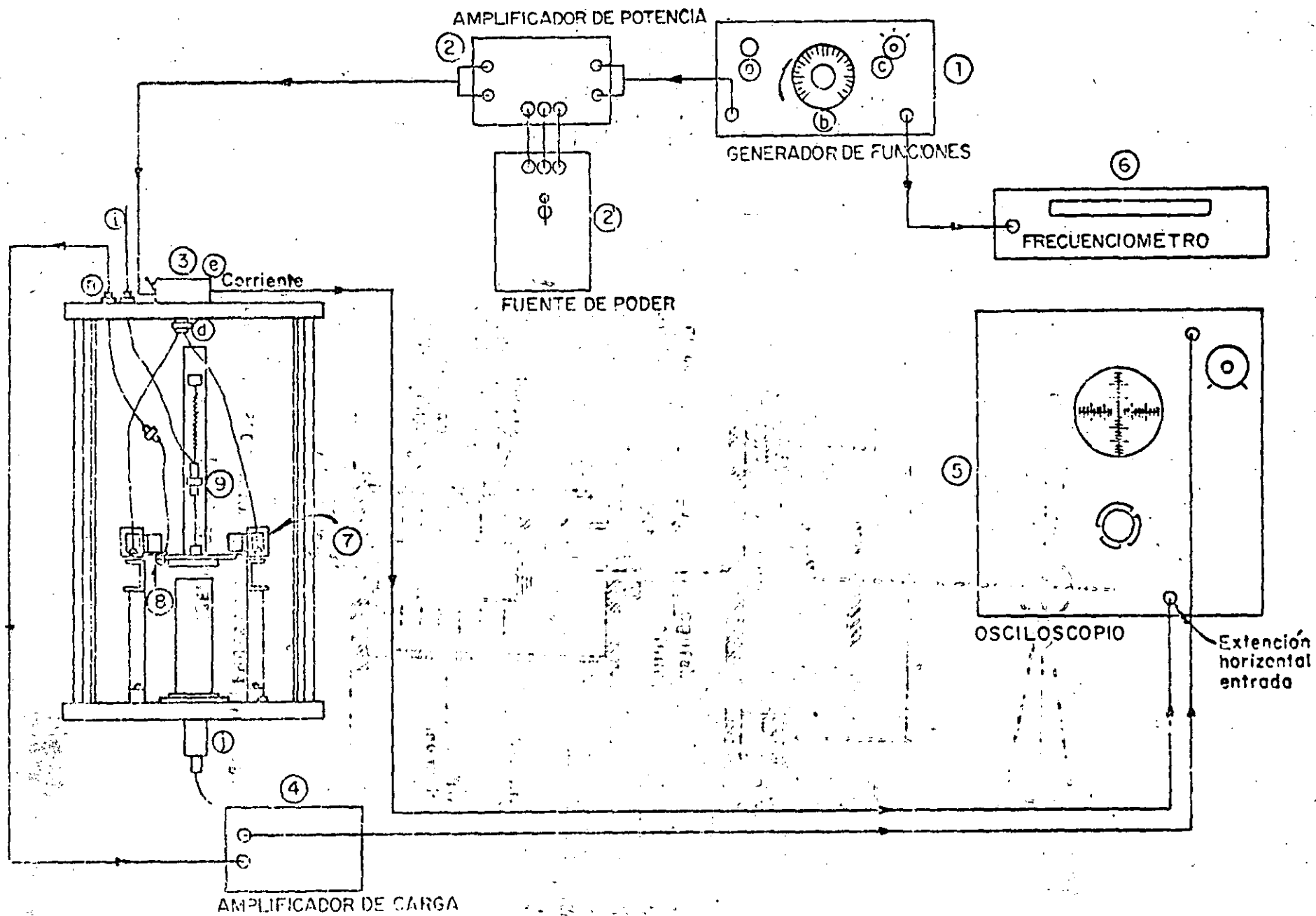


Fig 34 Esquema de dispositivos eléctricos del aparato de columna resonante a torsión

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DIVISION OF THE PHYSICAL SCIENCES
DEPARTMENT OF CHEMISTRY

REPORT OF THE
COMMISSION ON THE
STRUCTURE OF THE
ATOMIC NUCLEUS
AND THE
PROPERTIES OF
NUCLEAR PARTICLES

INTERNATIONAL UNION OF PURE AND APPLIED CHEMISTRY

AMERICAN CHEMICAL SOCIETY

1963

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Neftalí Rodríguez Cuevas

Introducción histórica

La acción de sismos o viento introduce fenómenos interesantes de interacción entre la losa de apoyo de estructuras sobre el suelo y los estratos que forman el subsuelo.

Se considera como aspecto fundamental en este fenómeno el poder describir el movimiento, la rigidez y los esfuerzos de contacto, como los aspectos más sobresalientes, cuando ondas de diversos tipos actúan contra la base de un edificio.

Cuando se trata de interacción por la existencia de una losa de contacto, el problema se puede plantear como el de un cuerpo rígido que actúa en la frontera de un semiespacio viscoelástico; para simplificar la búsqueda, se establecen seis grados de libertad a la base rígida, consistentes en tres posibles desplazamientos a lo largo de tres ejes ortogonales colocados en la base y las rotaciones alrededor de dichos ejes.

Estos movimientos han sido ya estudiados por diversos investigadores, al considerar variación armónica en el tiempo. En la ref 1 se hace una presentación del trabajo realizado hasta 1968 por diversos autores, que Richart y coautores resumen en un libro.

Se puede clasificar a los estudios realizados en tres grandes

distribución uniforme de esfuerzos de contacto, y consideraron las flexibilidades propuestas por Thomson y Kabori (ref 19) para cada rectángulo. Ellos aplicaron su método para obtener las flexibilidades vertical, horizontal y de balanceo para cimentaciones cuya planta es rectangular.

Al seguir un planteamiento similar, Gaul (ref 20) logró estudiar el comportamiento dinámico de cimentaciones rígidas de cualquier forma, en un semiespacio viscoelástico.

La respuesta dinámica de cimentaciones rígidas de forma arbitraria en semiespacios elásticos fue también estudiada por Kitamura y Sakurai (ref 21 y 22) así como por Adeli y coautores (ref 23), por medio de aproximaciones eficientes similares a las expresadas por los autores de las ref 16 y 18. Una versión mejorada del método propuesto por la ref 17 ha sido elaborada por Hamidzadeh-Eraghi y Grootenius (ref 24). Se debe aquí hacer mención del trabajo desarrollado por Savidis y Richter (ref 25), quienes estudiaron el problema de interacción de dos cimentaciones rectangulares, por un método similar al propuesto por Wong y Luco (ref 18). El efecto de ondas sísmicas oblicuas a la superficie, en cimentaciones rígidas ha sido estudiado por Wong y Luco (ref 26), quienes consideraron ondas SH, SV y P y Luco y Wong (ref 27) quienes consideraron el efecto de ondas de Rayleigh. Bielak y Coronato consideraron el efecto de ondas SH y de Rayleigh en dos cimentaciones rectangulares sobre la superficie de un espacio viscoelástico (ref 28). Se ha encontrado (ref 26 y 27) que el tratamiento de ondas

sísmicas incidentes que no actúan verticalmente requiere no solo de la matriz de rigideces completa de la cimentación, sino que también es necesario conocer el movimiento de entrada a la cimentación y de aquellas ondas que excitan a modos de vibración adicionales a aquellos que se producen por ondas verticales.

Se debe mencionar que en las referencias ya mencionadas del tercer grupo, excepto la ref 26 y 27, se consideran condiciones de frontera relajadas. Se debe mencionar que Wong y Luco (ref 26) mostraron que la diferencia en respuesta de sistemas relajados y restringidos es pequeña y que de hecho es menor que la diferencia en los valores estimados por diferentes autores para el mismo problema. En dos artículos de Werner y sus coautores (ref 29) y de Luco y Wong (ref 30), en donde sintetizan los resultados de trabajos previos, ellos pueden formular y resolver el problema de definir la respuesta de puentes sobre pilas y de estructuras de edificios respectivamente, con cimentaciones superficiales de forma arbitraria, sometidos a la acción de ondas sísmicas incidentes inclinadas respecto a la vertical.

El problema de la respuesta dinámica de cimentaciones ha sido ampliamente estudiado por medio de modelos discretos. Los métodos más ampliamente usados han sido el método de elementos finitos (MEF) y el método de diferencias finitas (MDF); el primero de ellos ha sido el más popular.

En principio, el MEF se aplica a problemas de interacción

El trabajo de Veletsos y Verbic (ref. 60) probablemente representa el primer esfuerzo para encontrar la formulación en el dominio del tiempo, del problema de interacción suelo-estructura, aunque el trabajo se limita a estudiar cimentaciones circulares y usa funciones de respuesta impulsivas en una formulación de convolución con lo que establece las bases para extender el método a casos de suelos no lineales.

Karabalis y Beskos (ref 61) extienden el método a cimentaciones de forma arbitraria. Su método reduce las dimensiones del problema y toma automáticamente en consideración los efectos de radiación, eliminando la necesidad de frontera no reflejantes comunmente usadas en el MEF o en MDF.

Finalmente cabe mencionar el tratamiento de problemas de interacción suelo-estructura mediante el MEF en conjunción con resortes independientes de la frecuencia y amortiguadores para representar la rigidez del suelo. El procedimiento permite la formulación en el dominio del tiempo, tal como se menciona en las refs 1, 62 y 63. Sin embargo, este procedimiento, que representa ventajas de economía y conveniencia, resulta ser un procedimiento aproximado, generalmente restringido a problemas bidimensionales, que requiere un amplio juicio ingenieril para seleccionar a los resortes y a los amortiguadores apropiados para una buena solución.

En el campo de las cimentaciones profundas ha existido un amplio trabajo de investigación por diversos autores.

Se pueden mencionar las aportaciones originales presentadas por Novak (ref 63 y 64) así como las aportaciones de Poulos y Davis (ref 65), quienes mediante el manejo de la solución de Mindlin a problemas de semi-espacios, resuelven el problema de grupos de pilotes con diversas configuraciones, sometidos a movimientos horizontales, verticales, de rotación y torsión, mediante enfoques de carácter estático. Así mismo los estudios de Benarjee y Butterfield (ref 66) sientan las bases para estudiar problemas viscoelásticos en grupos de pilotes.

En nuestro medio, existen algunos trabajos de Rodríguez Cuevas (ref 67 y 68) en los que mediante simplificaciones que reducen el tiempo de máquina, se logra calcular las constantes de rigidez y establecer las bases para poder estudiar las condiciones de estabilidad de estructuras esbeltas, desplantadas sobre grupos de pilotes de fricción.

En la versión en estudio del Reglamento de Construcciones, se establecen algunas consideraciones simplistas para considerar los efectos de rotación de la base de estructuras sobre pilotes de fricción, asociándolos a bases rígidas sobre semiestratos, sin considerar la presencia de pilotes, pero alterando los coeficientes que aparecen en la literatura.

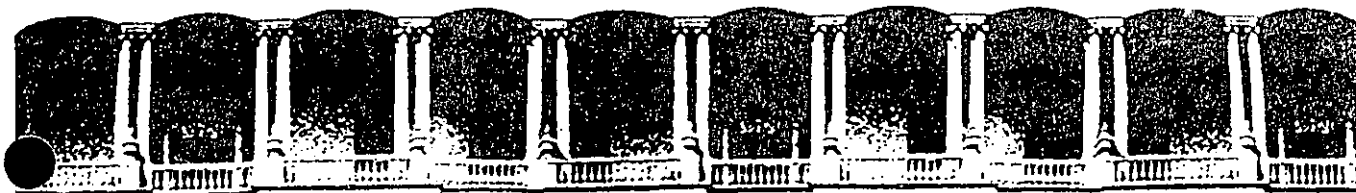
Es de notar el trabajo realizado por Wolf (ref 69), quien en su libro presenta un resumen importante de procedimientos desarrollados en Europa para considerar los efectos de interacción suelo-estructura.

1. ANTECEDENTES

En aquellas ciudades en las que el subsuelo presenta alta compresibilidad, como sucede en la ciudad de México, la construcción de estructuras esbeltas introduce la posibilidad de inestabilidad por falta de rigidez angular o lineal de la cimentación sobre la que se apoya la estructura.

La inestabilidad se manifiesta al presentarse una perturbación importante de la estructura, inducida por sismos, viento o cualquier sollicitación lateral, durante la vida útil de la estructura.

Existe evidencia clara de este problema en edificios antiguos, como la torre inclinada de Pisa, en Italia, que experimentó movimientos laterales importantes causados por la consolidación no uniforme de arcillas existentes en el subsuelo.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

**MEDICION DE PROPIEDADES DINAMICAS DE ESTRUCTURAS
ESBELTAS PARA ANLISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

JULIO-1992

MEDICION DE PROPIEDADES DINAMICAS DE ESTRUCTURAS ESBELTAS
PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO

Neftalí Rodríguez Cuevas
Coordinador de Estructuras
y Materiales del Instituto de Ingeniería

Profesor Titular de la División de Estudios de Posgrado
de la Facultad de Ingeniería de la UNAM

R E S U M E N

La perturbación del equilibrio de estructuras esbeltas desplantadas sobre terreno compresible puede inducir el volteo de ellas, si no se generan las condiciones de cimentación que proporcionen la rigidez angular suficiente para evitar dicho fenómeno.

En este escrito se revisa un modelo matemático para estudiar la pérdida de estabilidad de una estructura regular, provocada por las características del subsuelo, el tipo de cimentación y las cargas que soporta la estructura.

Se proponen procedimientos programables en micro ordenadores digitales de fácil manejo, para modelar a la estructura y la cimentación.

Se propone un procedimiento que utiliza mediciones de vibración ambiental, para identificar la impedancia angular asociada a cada uno de los modos de vibración de la estructura y evaluar así el margen de seguridad que previene el inicio de la inestabilidad de estructuras esbeltas, apoyadas en terreno de baja calidad.

Se mencionan los resultados de aplicar dicho procedimiento a varias estructuras de la ciudad de México, que sirvieron para establecer la confiabilidad del método que se propone en este trabajo.

Los sismos de 1985 en la ciudad de México provocaron el rápido movimiento de edificios esbeltos, y se hicieron evidentes condiciones de inestabilidad que, en algunos casos (figs 1 a 4), provocaron el colapso de las estructuras al generarse rotaciones no controladas de la cimentación.

La inestabilidad de estructuras esbeltas se puede analizar con el método de equilibrio, el cual estima el valor crítico de las cargas que actúan sobre una estructura esbelta apoyada en un terreno cuya rigidez no presenta valores suficientes para impedir que se generen grandes desplazamientos que pueden llevar al colapso total de la estructura, como sucedió en algunos edificios de la ciudad de México, cuando el valle de México fue perturbado por las ondas sísmicas generadas en la costa sur de nuestro país.

El método de equilibrio, que simplifica el enfoque matemático para estudiar el fenómeno, proporciona valores de límite superior. Existe evidencia experimental que muestra cómo la inestabilidad se puede iniciar a niveles de carga inferiores a aquellos calculados por el método de equilibrio (ref 1).

En este escrito se presenta un modelo simplificado de una estructura esbelta apoyada sobre terreno deformable que permite calcular el nivel de rigidez angular de la base de la cimentación necesario para provocar la inestabilidad de la estructura, cuando soporta las cargas provocadas por el uso de la

edificación. Estos valores críticos de rigidez angular establecen un límite inferior de la rigidez en la base de la estructura; imperfecciones y defectos de construcción pueden hacer que estructuras con niveles de rigidez mayor presenten signos claros de inestabilidad.

En este trabajo se busca establecer los márgenes de seguridad que pueden existir en estructuras esbeltas contra volteo y se calibran con los datos de estructuras de la ciudad de México que experimentaron rotaciones importantes de sus cimentaciones, durante la perturbación sísmica de septiembre de 1985. Resulta obvio que un modelo simplificado omite algunos aspectos importantes del fenómeno de inestabilidad, pero los resultados obtenidos de su aplicación sistemática a edificios han mostrado su posible utilidad para estimar el inicio de inestabilidad y por ello, permite al ingeniero en estructuras, contar con un método para evitar la aparición de signos de inestabilidad en las estructuras que diseñó.

Es posible recurrir a un procedimiento de mediciones de campo en estructuras sin daño, para estimar si las condiciones de rigidez de la cimentación son suficientes para impedir la inestabilidad. Se recurre a la medición de características cinemáticas del edificio en pequeños movimientos, normalmente inducidos por el tránsito de vehículos en sus calles aledañas, lo que permite identificar modos y frecuencias de vibrar de éste. La aparición de diversas frecuencias permite detectar las

características de rigidez angular lineal de la cimentación, las cuales son dependientes del modo y de la frecuencia correspondientes. Por ello, se utiliza el concepto de impedancia, similar al empleado en circuitos eléctricos cuando se cambia de corriente directa a corriente alterna de frecuencia conocida. Así, en lo que sigue, se usa el término rigidez cuando se habla de fenómenos de frecuencia nula, mientras que se menciona impedancia, cuando la rigidez es dependiente de la frecuencia del modo de vibrar de la estructura y el suelo.

2. MODELO MATEMATICO QUE SE PROPONE PARA EL ANALISIS DE INESTABILIDAD

En 1983, en la ciudad de Querétaro, se presentó un modelo matemático para analizar el inicio de inestabilidad de estructuras esbeltas (ref 2) a la consideración de los miembros de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

En la fig 5 se muestran las características del modelo, el cual consiste fundamentalmente en una columna prismática de rigidez constante, apoyada en su base en seis resortes, representativos de la rigidez de la cimentación al existir seis grados de libertad en la base inferior de la columna. En su extremo superior, se aplica una carga concentrada coaxial con el eje vertical de la columna, que se considera de magnitud P constante. En la ref 2 se muestra que es posible estimar la rigidez de la cimentación, al inducirse movimientos unitarios

en dirección de cada uno de los grados de libertad, para cimentaciones de diverso tipo.

El método de equilibrio establece la existencia de inestabilidad (fig 5), cuando la rigidez angular de un resorte angular de la cimentación adquiere el valor:

$$(KR)_{\text{crít}} = \sqrt{PEI} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \quad (2.1)$$

donde:

$(KR)_{\text{crít}}$	rigidez angular crítica de la cimentación alrededor de un eje horizontal
P	carga axial aplicada en el extremo de la columna
EI/L	rigidez de la columna
L	longitud de la columna

Así, al definir la carga que soporta una estructura y su rigidez EI/L, es posible conocer el valor de la rigidez angular de la cimentación que induce la inestabilidad de la estructura.

La aplicación de este modelo a estructuras esbeltas regulares requiere criterios para llegar a conocer la carga equivalente P, asociada a la carga aplicada en diversos niveles de una estructura tridimensional; la rigidez EI/L equivalente y la longitud L, para definir la rigidez angular crítica con el fin de comparar este valor, con el correspondiente a la cimentación

real.

Es por ello necesario establecer modelos matemáticos, para la estructura y la cimentación, que permitan obtener los parámetros que definen la condición crítica para el inicio de inestabilidad.

3. CARGA Y COLUMNA EQUIVALENTE PARA REPRESENTAR A UNA ESTRUCTURA

En lo que sigue se considera que una estructura es regular cuando su planta permanece prácticamente constante en todos sus niveles. Si la altura sobre nivel de banqueta L , es mayor a dos veces el ancho más pequeño de la base aproximadamente rectangular, se considera que la estructura es esbelta.

A fin de estimar el valor de EI de la columna del modelo matemático, se procede de la siguiente manera:

- a) Se aplica una carga unitaria horizontal H , en la parte superior del modelo matemático que representa a la estructura
- b) Se obtiene el desplazamiento horizontal Δ en el punto de aplicación de la carga
- c) Se iguala el desplazamiento Δ al de una columna de sección transversal constante y de material homogéneo (EI constante) de igual altura, L , a la del edificio y se obtiene

$$(EI)_{\text{equivalente}} = \frac{HL^3}{3\Delta} \quad (3.1)$$

Al aplicar el procedimiento anterior a varios edificios de la ciudad de México, se observó que los valores de EI se encontraban dentro del intervalo 10^6 y 10^8 ton-m².

Este resultado permitió observar que en la expresión (2.1), el argumento de la tangente resulta ser extraordinariamente pequeño, por lo que el ángulo se confunde con la tangente lo cual permite reducir (2.1) a:

$$(KR)_{\text{crít}} = \sqrt{PEI} \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} = PL \quad (3.2)$$

lo que simplifica notablemente el cálculo de la rigidez angular crítica.

Puesto que en los edificios reales, la carga se encuentra distribuida a lo alto de la estructura, es posible demostrar que la carga distribuida produce los mismos efectos que una carga P_{eq} aplicada en la parte superior del modelo, definida por

$$P_{\text{eq}} = \frac{P_1 h_1 + P_2 h_2 + \dots + P_n h_n}{L} \quad (3.3)$$

donde

P_i carga vertical aplicada en el i -ésimo nivel del edificio

h_n altura del i -ésimo nivel sobre la base

L altura total del edificio

Por tanto, para edificios con n pisos

$$(KR)_{\text{crít}} = P_1 h_1 + P_2 h_2 + \dots + P_n h_n \quad (3.4)$$

Este resultado coincide con la solución del mismo problema por el método dinámico, para estudiar inestabilidad de columnas rígidas.

Al aplicar sistemáticamente este procedimiento a edificios regulares esbeltos, y al considerar los planteamientos energéticos descritos en las refs 3 y 4, se obtuvieron cargas equivalentes siempre menores a aquellos que se obtienen de sumar las cargas verticales que actúan en una estructura reticular.

En la tabla 1 se resumen datos obtenidos al analizar algunos edificios esbeltos en la ciudad de México. Se muestran porcentajes de carga vertical que representan la carga equivalente, así como los datos que se obtienen del análisis modal de las estructuras, para definir sus frecuencias naturales en flexión y torsión, al aceptar que su base está empotrada.

4. CRITERIOS PARA ESTIMAR LA IMPEDANCIA DE LA CIMENTACION, CUANDO VARIAN LAS VELOCIDADES DE ONDAS DEL SUBSUELO

En diversos modelos matemáticos (refs-5 a 7), se proporcionan expresiones matemáticas para evaluar la rigidez de cimentaciones, para aquellos casos en los que se recurre a cimentaciones

superficiales; y aquellas apoyadas en pilotes de fricción o en pilotes de punta.

En todas ellas se indica la necesidad de conocer el valor del módulo al cortante G del suelo, el cuál se idealiza como un semiespacio elástico lineal.

Se acepta que dicho módulo G se puede relacionar con la velocidad de ondas de cortante (V_S) en el suelo, mediante la expresión:

$$G = V_S^2 \rho \quad (4.1)$$

donde:

- G módulo de rigidez al cortante
- ρ densidad de masa del suelo
- V_S velocidad de ondas de cortante en el medio

En la fig 6a se muestran las características del perfil de velocidad de ondas de cortante en un punto localizado en la Alameda de la ciudad de México.

Resulta evidente la existencia de un valor medio \bar{V}_S y de un coeficiente de variación CV , que en el sitio en estudio resultaron ser $\bar{V}_S = 93.6$ m/s y $CV = 52$ por ciento respectivamente.

Así, resulta necesario conocer el valor del módulo de rigidez correspondiente a diversos tipos de suelo, para definir la rigidez de las cimentaciones cuando el suelo presenta diversas

velocidades de ondas de cortante, asociadas a diversas longitudes de onda y frecuencias correspondientes.

Se puede así establecer la impedancia de la cimentación, que corresponde a cada velocidad media de ondas de cortante en el suelo. En la fig 6b se muestran las características de curvas de impedancia de un edificio, correspondientes a diversas velocidades de ondas de cortante.

Normalmente se aprecia un cambio importante en la variación de impedancia a medida que la velocidad de ondas de cortante resulta ser inferior a 600 m/s, en suelos cuya densidad se encuentre comprendida entre 1.0 y 2.

La impedancia es también dependiente del tipo de cimentación. En estructuras apoyadas en pilotes de fricción paralelos, un modelo de la Mecánica de Continuos, considera interacción entre ellos (fig 7) muestra que la longitud de los pilotes, su diámetro, la separación entre ellos y su distribución en planta, son parámetros importantes para conocer la impedancia de una cimentación.

En lo que sigue se consideran principalmente, estructuras apoyadas en pilotes de fricción, por lo que en la tabla 2 se condensan datos de dos modelos cuyas características se analizan en este trabajo.

Cabe destacar que la rigidez de la cimentación, comparada con

la rigidez de la estructura, es altamente significativa para definir las frecuencias naturales de vibración de la estructura. En la fig 8 se muestra la influencia de los parámetros $i = KR/EI/L$; $j = KD/EI/L^3$, que definen la relación de rigideces de la estructura y el suelo.

Se observa claramente que para valores de i y j mayores de 100, el efecto de la interacción entre suelo y estructura es despreciable en el cálculo de la frecuencia del primer modo.

Sin embargo, para valores pequeños de i y j , los periodos se vuelven altamente dependientes de i y j .

Por ello, se consideró necesario establecer un procedimiento confiable para medir periodos de una estructura, tomando en cuenta la interacción con el suelo; estos valores se podrían comparar con aquellos que se obtienen de considerar valores infinitos para i y j .

Así, la medición de periodos reales permite definir la impedancia de la cimentación correspondiente a cada modo.

Es aquí prudente señalar que la existencia de carga axial puede modificar también el valor de los periodos de una estructura. Así, en la siguiente expresión se resume el cambio en periodos provocados por la existencia de carga axial P

$$\omega_p = w \sqrt{1 - \frac{P}{P_c}} \quad (4.2)$$

donde:

ω_p frecuencia modificada por la existencia de P

w frecuencia natural sin carga P

P_c carga crítica en la columna empotrada en su base

En la fig 9 se muestra la importancia de incrementar la carga axial, en una columna cuyos parámetros i y j son conocidos. Se observa en la figura que al incrementar la fuerza axial se incrementan los factores de amplificación que se obtienen bajo excitación horizontal senoidal. El efecto es muy notable en valores pequeños de i y j.

En estructuras sometidas a carga axial, con resortes representativos de la rigidez lineal y angular de la cimentación, sus frecuencias naturales de vibración son altamente dependientes de los parámetros i y j, cuando estos adquieren valores pequeños como es el caso de edificios esbeltos desplantados en el subsuelo de la ciudad de México.

La frecuencia de una columna equivalente se puede encontrar a partir de expresiones del tipo:

$$\omega_p = \frac{P^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \sqrt{1 - \frac{PL^2}{D^2 EI}} \quad (4.3)$$

donde

ω_p frecuencia, en s^{-1}

- p parámetro adimensional descrito en la fig 7, dependiente de i , j y del modo de vibrar de la estructura
- L altura de la columna equivalente
- μ densidad de masa de la columna
- P carga axial aplicada a la columna
- D parámetro que considera el cambio de cargas y escuadras de un edificio en el cálculo de la carga crítica equivalente; para una columna de sección constante, $D = 0.5$

Los resultados previos indican que es posible evaluar las impedancias de una estructura por medio de sus frecuencias naturales de vibrar, mientras la geometría, masa y cargas que actúan en ella permanezcan constantes.

5. VIBRACION AMBIENTAL PARA IDENTIFICAR LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE UNA ESTRUCTURA SUJETA A PEQUEÑOS DESPLAZAMIENTOS.

En publicaciones previas (refs: 8 y 9) se ha descrito y probado un procedimiento de medición del movimiento causado por vibración ambiental, en estructuras desplantadas en la zona del lago del valle de México.

Existe evidencia experimental (ref 10) que indica que el subsuelo del valle de México se encuentra en continuo movimiento.

En la fig 10 se muestra el resultado de mediciones de la velocidad del suelo en diversas partes del valle. Se observa

$$I_i = A_i^{1/N_i} \sqrt[N_i]{\frac{w_{iBE}}{w_{pi}}} \quad (6.6)$$

donde A_i , N_i se obtienen siguiendo la secuencia descrita en el inciso 6.5.

Conocida la expresión 6.5 para los modelos de estructura y cimentación de un edificio, se puede calcular la impedancia asociada a cada modo recurriendo a las frecuencias medidas con vibración ambiental en cada modo de la estructura, w_{iAM} y al dividir las entre la frecuencia correspondiente al i ésimo modo de vibrar de la estructura cuando su base esté impedida de girar y desplazarse, w_{iBE} , se pueden conocer los cocientes w_{iAM}/w_{iBE} correspondientes a cada modo. Los valores de la impedancia asociada a cada modo, se obtienen de aplicar repetidas veces la expresión 6.6, sustituyendo w_{pi} por w_{iAM} .

En el estudio sobre varios edificios de la ciudad de México se observó que cuando se consideran simultáneamente la existencia de los resortes de rigidez lineal y angular en la base de la estructura, y se obtienen los valores correspondientes de curvas de interacción en las cuales hace variar la rigidez angular y lineal en función del cociente (w_{pi}/w_{iBE}) , estas curvas difieren en menos de dos por ciento de aquellas obtenidas al considerar únicamente la impedancia angular de la cimentación (fig 12 b. y d).

La afirmación anterior no es válida cuando se comparan curvas

de impedancia lineal con aquellas correspondientes a la interacción simultánea de los resortes angulares lineales. Para este caso las diferencias son muy apreciables (fig 12 a y c).

Por todo lo anterior es posible obtener los valores de impedancia angular correspondientes a los primeros modos de vibrar, a partir de la expresión 6.6 y los resultados obtenidos de mediciones de vibración ambiental.

Conocidos estos valores se comparan con aquellos descritos por la expresión 3.4 y se establece el cociente $I_1 / (KR)_{crít} = FSV$ que mide a un factor de seguridad contra volteo de una estructura esbelta por existencia de inestabilidad.

Es evidente que si en una estructura real FSV resulta igual o menor que la unidad, la estructura es necesariamente inestable, según lo establece el método de equilibrio.

Cuando FSV es mayor que la unidad, y la estructura y el suelo no son comparables con lo establecido por los modelos representativos de la estructura y la cimentación en la ref 2 se propone que si FSV es inferior a 1.7, la estructura presenta signos claros de inicio de inestabilidad.

7. APLICACION A ALGUNOS EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MEXICO

Se seleccionaron edificios regulares apoyados sobre pilotes de fricción, en la zona del lago del valle de México. Algunos de ellos no experimentaron daño durante los sismos de septiembre

de 1985. Otros experimentaron rotación muy notable en su base y se incluyó el edificio mostrado en la fig 4, el cual giró sobre su base, al provocarse el colapso.

En la tabla 3 describen algunas características del comportamiento de los edificios estudiados durante los sismos de 1985.

Se generaron modelos matemáticos de la estructura de cada edificio, mediante el programa Super E Tabs para representar a la superestructura. La cimentación se modeló siguiendo dos modelos:

- a) El señalado en las normas del Distrito Federal, que considera la existencia de contacto de la losa inferior del edificio con el suelo
- b) Un modelo obtenido de la Mecánica de Continuos, en el que se supone que el edificio solo se apoya sobre los pilotes de fricción, sin que exista contacto entre la losa y el terreno natural

Las principales características de los modelos matemáticos aparecen en la tabla 2 del apéndice.

En la fig 14 se condensan parte de los resultados obtenidos al aplicar el modelo de la Mecánica de Continuos, para calcular la constante de rigidez angular R , para el grupo de pilotes que soporta a cada edificio, en función del número de pisos y del número de pilotes.

Destaca la existencia de una línea de ajuste para correlacionar el valor de R con el número de pilotes, con un coeficiente de correlación igual a 0.95, en aquellos edificios en los cuales los sismos de 1985 no provocaron grandes rotaciones de la base.

La fig 14 también muestra puntos fuera y abajo de la línea de correlación, que representan los valores de la constante R correspondiente a los edificios B, G y Z, en los cuales se apreciaron signos de inestabilidad, al presentar rotaciones apreciables a simple vista en su cimentación.

Los cálculos que se efectuaron para conocer el parámetro R_r , que define a la rigidez lineal de la base de todos los edificios estudiados, indicaron que su valor osciló entre 0.089 y 0.142, a pesar del cambio en la distribución de los pilotes en todos los edificios.

Para calcular la rigidez angular de la base de los edificios, se consideró que los pilotes se encontraban unidos a la cimentación y que los parámetros $I_p = 0.07$, $I_H = 0.11$ e $I_{\theta M}$ tendía a infinito.

Se conocieron los datos de dimensiones, diámetro y propiedades de los pilotes de cada edificio, los cuales se usaron para calcular la rigidez angular de los grupos de pilotes bajo cada uno de los edificios. Siempre se consideró que el módulo de rigidez a la compresión simple del suelo, en prueba estática,

E_s , fuese igual a 500 ton/m^2 .

Se aceptó en todos los edificios estudiados que existía una fuerza cortante en la base de los edificios, igual a veinte por ciento del peso total del edificio sobre la cimentación, a fin de simular la acción de la perturbación sísmica de septiembre de 1985. Esta fuerza cortante basal H , disminuye notablemente la rigidez angular, a medida que su valor aumenta. Cabe destacar que en las recomendaciones contenidas en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal no se establece ninguna consideración respecto a la influencia del cortante basal H , en la rigidez angular de la cimentación.

Conocidas las rigideces angulares de la cimentación, se compararon con la rigidez angular crítica obtenida de 3.4, y con aquella obtenida de vibración ambiental de cada edificio, a fin de juzgar las similitudes y diferencias existentes. En la tabla 4 se condensan algunos de los resultados obtenidos, así como el factor de seguridad contra volteo, FSV.

En la ref 2 se establece que el FSV debe ser necesariamente mayor a 1.7 para evitar problemas de inestabilidad. Los cálculos realizados mostraro lo siguiente:

- a) En el edificio Z, mostrado en la fig 4, se encontró que $FSV = 1.6 < 1.7$, a diferencia del resto de los edificios, para que los que se calcularon valores mayores de FSV.

- b) En el edificio G, $FSV = 1.89$, mayor que 1.7, se observaron rotaciones importantes del edificio, sin que se presentara el colapso de la estructura. La medición de vibración ambiental indicó valores muy altos de impedancia angular, atribuible a la posible penetración de los pilotes en la periferia de la cimentación, lo cual apoyó la losa inferior de la cimentación contra el terreno. Esto incrementó notablemente su rigidez angular, así como el apoyo proporcionado por una construcción vecina contra la cual chocó durante los sismos de 1985
- c) En el edificio B, que experimentó una gran rotación de la base, el FSV resultó superior a 1.7, pero no presentó colapso. La medición de vibración ambiental indicó un alto valor de la rigidez angular, también atribuible al posible apoyo del edificio en el terreno y en la atagüa circundante
- d) En la tabla 4 destacan los FSV muy grandes del edificio T1, en comparación con los demás edificios. Esto se atribuye a las características peculiares de la cimentación, formada por contratraves labradas dentro del terreno y a la existencia de una losa que las conectaba, así como a la distribución de los pilotes de fricción en la periferia del edificio.

La evidencia que se presenta en la tabla 4 muestra claramente

que el modelo de Mecánica de Continuos permite identificar factores de seguridad contra volteo que detectan la inestabilidad de los edificios, cuando FSV se encuentra en la vecindad de 1.7.

Por otra parte, al considerar el apoyo en toda el área y despreciar la existencia de los pilotes y su distribución, se obtienen factores de seguridad contra volteo que no permiten identificar la posible existencia de colapso.

La medición de vibración ambiental, asociada a modelos matemáticos, indicó altos factores de seguridad, después de que los sismos de 1985 alteraron las condiciones de cimentación y propiciaron la penetración de pilotes en el suelo.

Es necesario señalar que las mediciones se efectuaron sin que existiera fuerza cortante horizontal, que es un factor importante para reducir la capacidad de las cimentaciones, desde el punto de vista de rigidez angular crítica.

8. RECOMENDACIONES PARA EL USO DEL MODELO EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

La cuidadosa modelación tridimensional de un edificio, que tome en consideración a la estructura reticular, miembros no estructurales y propiedades reales de los materiales es recomendable para el buen uso del modelo propuesto en la ref. 2.

Así mismo, el empleo de programas que evalúen los parámetros

del modelo de la subestructura de una estructura esbelta, y que consideren el efecto de interacción entre pilotes, es recomendable para lograr una alta coherencia con mediciones experimentales.

Medición de la velocidad de propagación de ondas de cortante en el subsuelo contribuyen a corroborar las propiedades del subsuelo. Un sistema de medición de aceleraciones en un edificio, producidas por vibración ambiental, que permita obtener espectros estadísticos del movimiento de una estructura, mediante la transformación rápida de Fourier, es útil para identificar las frecuencias de los modos de vibrar de un edificio.

Se recomienda completar la información que se presenta en este trabajo, a fin de definir valores estadísticos que simplifiquen el cálculo numérico de los parámetros involucrados.

9. COMENTARIOS FINALES

La investigación realizada mostró la posibilidad de aplicar el modelo descrito en la ref 2 (fig 5) para evaluar las características de estabilidad de edificios apoyados sobre pilotes de fricción en el valle de México.

La rigidez angular crítica $(KR)_c$ de un edificio depende únicamente de la distribución de las cargas verticales y de su altura sobre la base del edificio, y es independiente de su rigidez.

La impedancia de la cimentación a la rotación depende de las propiedades del suelo, la distribución, número y características de los pilotes, la conexión de estos a la base del edificio y el nivel de fuerza cortante horizontal que se presente en la base del edificio.

Cuando solo se considera el área de contacto entre el suelo y la base del edificio (ref 5) se sobrestima el valor de la impedancia angular de la cimentación, en un orden de la magnitud.

Pruebas de vibración ambiental, aunadas al desarrollo de buenos modelos matemáticos de la super y subestructura del edificio, permiten identificar con facilidad la impedancia de la cimentación, cuando no existen sollicitaciones laterales en la estructura durante la medición.

Las frecuencias naturales de la estructura son altamente dependientes de las características de impedancia angular de la cimentación, y del nivel de carga que soporta.

La evidencia mostrada en este trabajo indicó que el factor de seguridad contra volteo debe ser necesariamente mayor a 1.7, según el sistema de cálculo que se desarrolló durante esta investigación, a fin de evitar la inestabilidad de una estructura.

10. RECONOCIMIENTO

La valiosa colaboración de Ricardo González Alcorta, técnico

académico del Instituto de Ingeniería, en el manejo de información numérica y su trabajo durante las pruebas de campo, contribuyó de manera significativa a la terminación de este trabajo.

Los trabajos de investigación de Gabriel Hernández Hernández y Jorge Arboleda Villagómez, aportaron pruebas de corroboración a los desarrollos emprendidos en este trabajo.

Raúl Maldonado Alanís, técnico de instrumentación del Instituto de Ingeniería, se encargó de la buena operación del sistema experimental de medición.

Alfonso Gutiérrez y el departamento de dibujo del Instituto de Ingeniería realizaron las figuras de este escrito.

11. REFERENCIAS

1. Gregory, M: "Elastic Instability". SPON's Civil Engineering Series, Londres. 1967. Capítulo 3
2. Rodríguez Cuevas, N.: "Estabilidad de estructuras esbeltas". XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Querétaro, Qro. 198, pp
3. Timoshenko, S: "Theory of Elastic Stability". McGraw Hill, Nueva York 1936
4. Belluzzi, O: "Scienza delle Costruzione". Nicola Zanichelli Editore. Bollogna, 1955

6. Richart, FE; Hall, JR y Woods, RD.: "Vibrations of Soil and Foundations". Prentice Hall International Series. Englewood Cliffs, NJ, 1970
7. Poulos, HG y Davis, EH.: "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley, Nueva York, 1980
8. Rodríguez Cuevas, N.: "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver. Mayo 1986, pp B8-01 a B8-11
9. Rodríguez Cuevas, N.: "Análisis experimental de vibraciones de edificios". Presentado al Departamento del Distrito Federal. Informe final. Instituto de Ingeniería, UNAM. Enero de 1987
10. Masaki, K.: Comunicación personal. México, 1987.

APENDICE

Tablas y figuras que se mencionan en el texto.

TABLA 1. CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS OBJETO DE ESTA INVESTIGACION

Edificio	No. niveles	No. pilotes	Altura (m)	Esbeltez H/B	P _{eq} /W (%)	Periodo de vibración del 1er modo(s)				Tipo de estructura
						Flexión X	Flexión Y	Torsión	Bamboleo	
A	11	144	37.4	2.25	57	1.56	2.08	0.53	0.35	2
AD	13	75	45.0	1.42	52	2.50	2.50	0.63	0.44	1
B	13	49	42.9	3.66	54	1.14	1.67	0.69	0.42	1
E	9	26	23.4	2.44	56	0.77	1.14	---	0.28	2
G	10	47	30.05	2.21	57	0.93	1.14	0.66	0.38	1
O	8	61	23.0	1.74	58	0.78	1.14	0.63	0.52	2
T ₁	9	21	24.5	2.54	49	0.89	1.56	0.54	0.34	3
T ₂	9	21	24.5	2.54	48	1.14	0.69	0.36	0.50	4
Z	10	22	27.0	1.96	48	----	----	----	----	2

H altura total del edificio
 B ancho mínimo de la base
 P_{eq} carga equivalente definida en (33)
 W peso total del edificio

Tipos de estructura

1. Estructura de concreto reforzado con muros sísmicos
2. Estructura de concreto reforzado
3. Planta baja dúctil y muros de tabique en niveles superiores
4. Macromarcos de concreto reforzado

TABLA 2. MODELOS MATEMATICOS PROPUESTOS PARA CALCULAR RIGIDECES
CIMENTACIONES APOYADAS EN PILOTES DE FRICCION

Rigidez	NORMAS DEL DISTRITO FEDERAL		Mecánica de continuos	
	Tipo	Valores propuestos	Tipo	Valores propuestos
Lineal	Horizontal	$D \leq 1m$ $6.7 \frac{G R_{x1}}{S}$ $D \leq 3m$ $6.3 \frac{G R_{x1}}{S}$	Horizontal	$\frac{LE_s}{R_{r2} I_H}$
	Vertical	$D \leq 1m$ $16.2 \frac{G R_{x1}}{S}$ $D \leq 3m$ $24.0 \frac{G R_{x1}}{S}$	Vertical	$R_{r2} LE_s$
Angular	Ejes x ó y	$D \leq 1m$ $7.3 \frac{G R_{r1}^3}{S}$ $D \geq 3m$ $10.9 \frac{G R_{r1}^3}{S}$	Ejes x ó y	$R \frac{E d^3}{I_p} - NL(R_{r2} H + \frac{E L}{I_{\theta M}})$
Torsional	Eje vertical	No se propone ningún valor	Eje vertical	$(CTX + CTY) \frac{LE_s}{I_H} + CTT $

D profundidad de desplante
G módulo de rigidez al cortante del suelo en condiciones dinámicas
 E_s módulo de rigidez a compresión simple del suelo, en prueba estática
L longitud de los pilotes
d diámetro de los pilotes
N número de pilotes
H fuerza horizontal

R_{x1} cantidad dependiente del área RDF
 R_{r1} cantidad dependiente del área RDF
 R_{r2} coeficiente de rigidez lineal
R coeficiente de rigidez angular
CTX, CTY, CTT coeficiente de rigidez torsional
 $I_H, I_p, I_{\theta M}$ coeficientes adimensionales

TABLA 3. COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS Y DAÑO CAUSADO POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

Edificio	Periodo medido			Daño observado después de los sismos
	Periodo con base empotrada			
	Flexión X	Flexión Y	Torsión	
A	1.73	1.37	0.42	Se observó daño en losas de vigueta y bovedilla. Los nudos de la estructura presentaron daño severo. Daño severo en elementos no estructurales
AD	1.33	1.0	----	Daño en entrepiso reticular cerca de capiteles. Lige- ra rotación de la base. Daño en un muro sísmico
B	1.90	1.45	----	Daño ligero en la estructura. Rotación importante de la base al hundirse una esquina
E	0.99	0.98	----	Daño en muros de tabique. La estructura no experimen- tó daño. No se observó rotación de la base
G	1.57	1.43	1.29	Estructura de concreto intacta. Giró apreciablemente, hasta apoyarse en una construcción vecina
O	1.42	1.37	1.61	Daño ligero en una columna por irregularidad en la es- tructuración
T ₁	2.28	1.79	0.83	Planta baja intacta. Pisos superiores con daño severo por carecer de estructura. No se detectó rotación de la base
T ₂	2.71	1.35	0.92	Es el mismo edificio anterior reforzado con macromar- cos en la dirección flexible. Se modificó la estruc- turación
Z	----	----	----	Estructura de concreto relativamente intacta, pero se daño al chocar con el suelo por el colapso total.

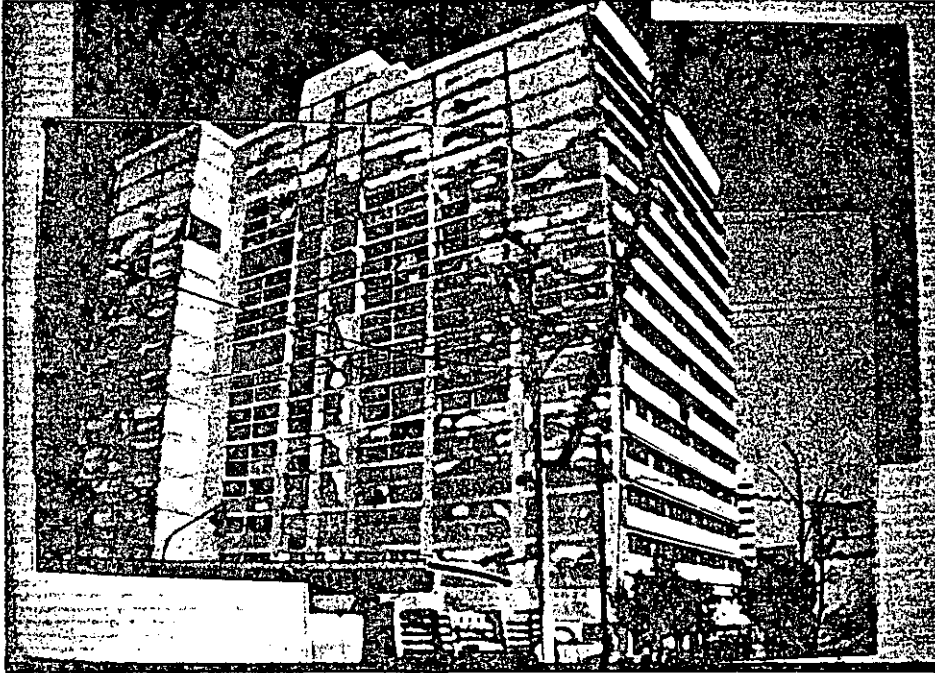
TABLA 4. RIGIDECES ANGULARES DE LA CIMENTACION Y FACTOR DE SEGURIDAD
CONTRA VOLTEO DE EDIFICIOS CON SIGNOS DE INESTABILIDAD

Edificio	RIGIDEZ ANGULAR MENOR			RIGIDEZ ANGULAR CRITICA 10 ⁵ ton-m/radian	FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO		
	10 ⁵ ton-m/radian				Solo por pilotes	Apoyo to- da área	De medición**
	Debida a pilotes	Apoyo con suelo*	Medida**				
B	1.90	27.0	55.0	0.732	2.60	36.9	75.14
G	0.89	43.2	131	0.471	1.89	91.7	194.89
T ₁	2.72	164	5.67	0.158	17.22	161.6	605.51
Z	0.309	20.6	0	0.193	1.60	106.7	0

Las mediciones se efectuaron durante 1986. Se atribuye una rigidez nula al edificio Z por haber experimentado colapso total durante los sismos de 1985.

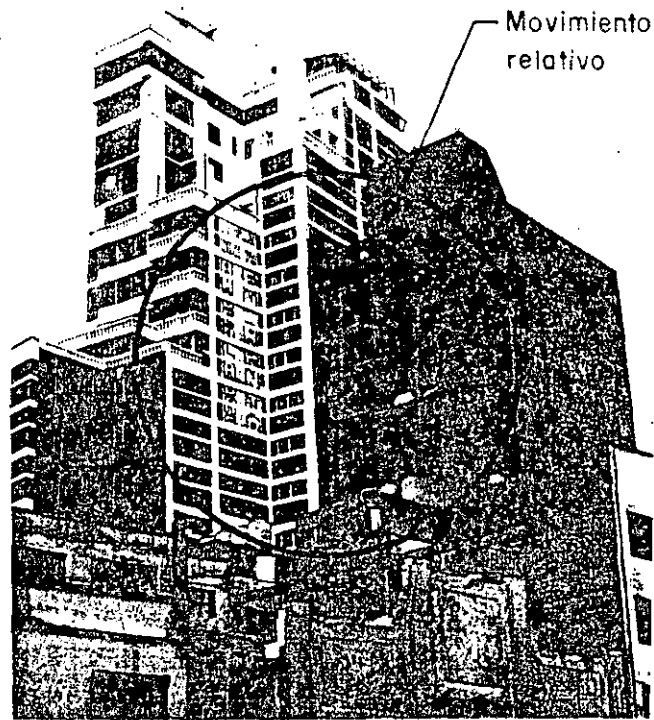
*obtenida con el modelo RDF con $v_s = 70$ m/seg

**la cimentación se modeló con el modelo del RDF

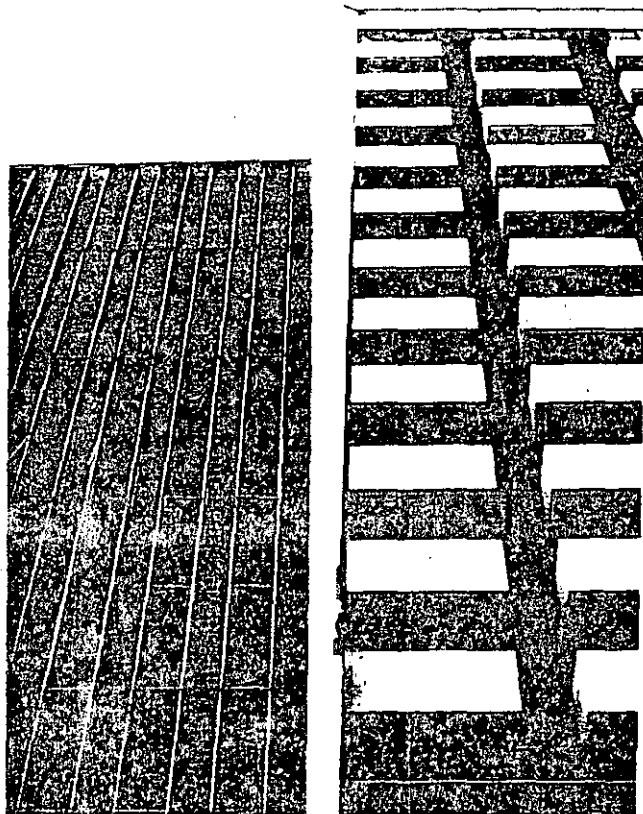


- a) Se notó un hundimiento relativo de 13.2 cm en la esquina SW, respecto a la NE
- b) El edificio experimentó daño severo en los niveles 11 a 14
- c) Los muros de concreto en zona de elevadores se dañaron en el nivel 2
- d) Los muros de lindero experimentaron daño severo

Fig 1 Edificio inestable, cimentado sobre pilotes de fricción (SA) dañado durante los sismos de 1985

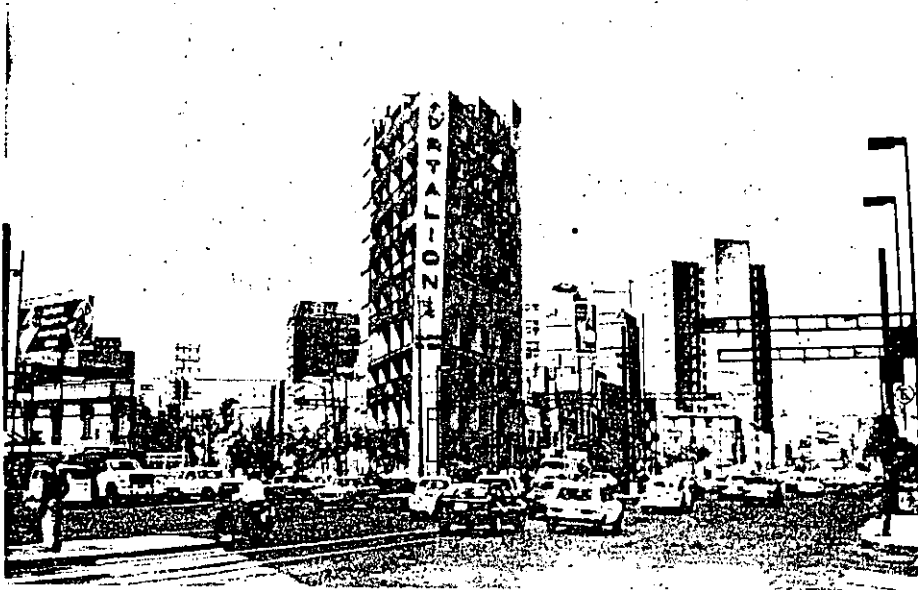


a) Vista desde el suroeste

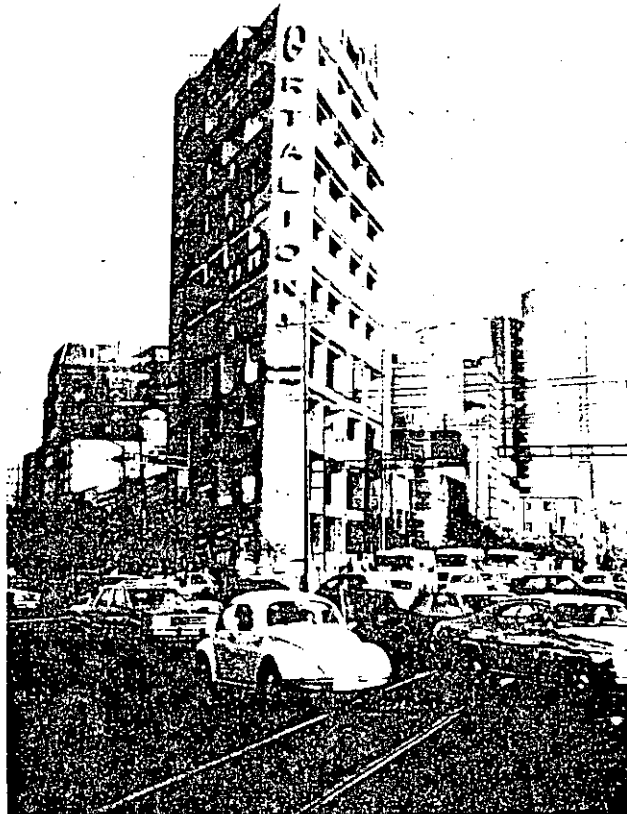


b) Vista desde el este

Fig 2 Separación de edificios provocada por el efecto de hundimiento relativo de sus bases durante los sismos de 1985



a) Vista desde el sureste

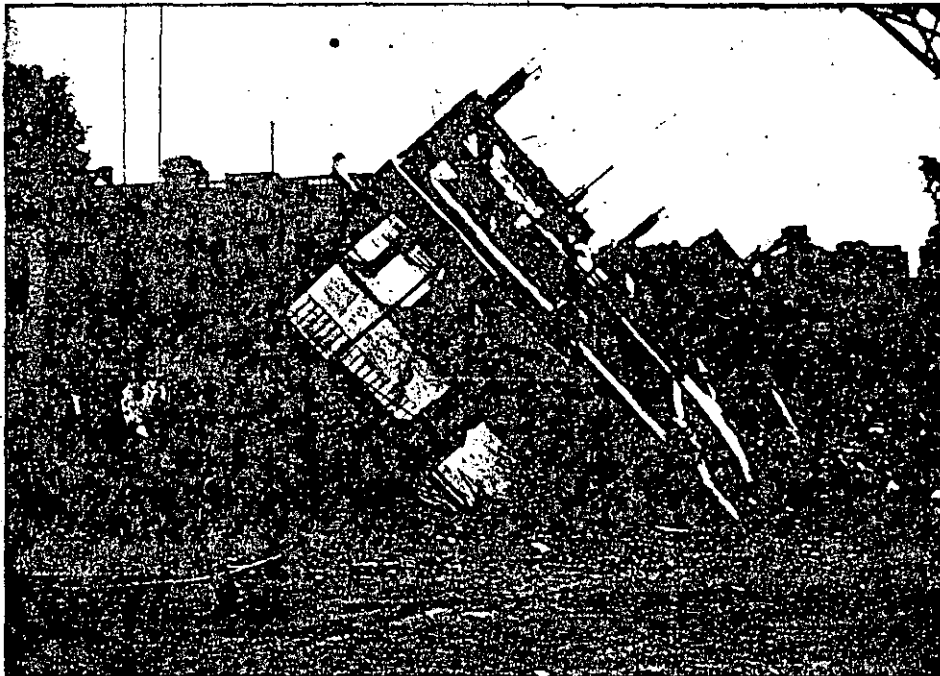


b) Acercamiento para mostrar detalles del movimiento

Fig 3 Edificio desplomado por movimiento de su base durante los sismos de 1985

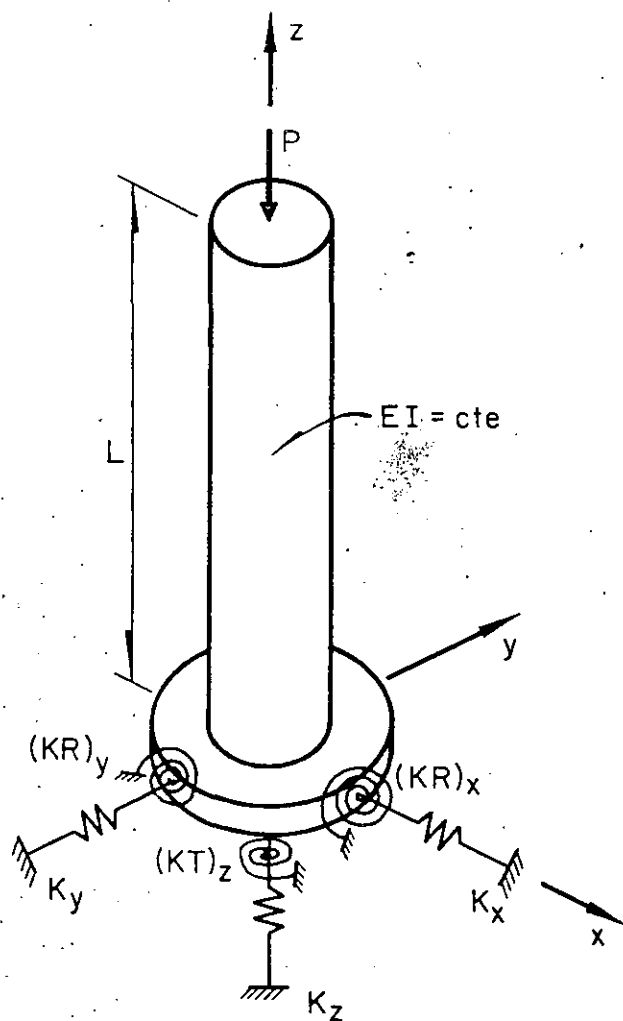


a) Vista desde el suroeste



b) Vista desde el norte. Se observa la gran rotación de la base

Fig 4 Edificio Z después del colapso originado por la perturbación sísmica de septiembre de 1985



Ecuación característica, en el plano xz

$$\left[\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{u^6}{L^6} \right] \operatorname{sen} u + \left[\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{(KR)_y}{(EI)_y} \frac{u^5}{L^5} \right] \operatorname{cos} u = 0$$

$$\text{siendo } u = \frac{L}{J} = L \sqrt{\frac{P}{(EI)_y}}$$

Simplificando

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_y L}{(EI)_y}$$

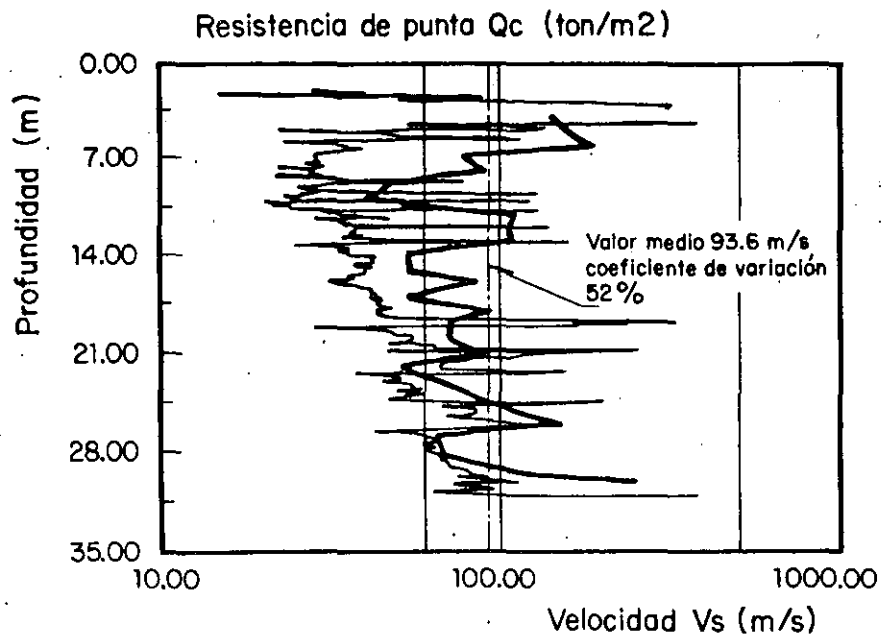
Por tanto, el valor crítico de la rigidez angular $(KR)_y$ será

$$\left[(KR)_y \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_y}}$$

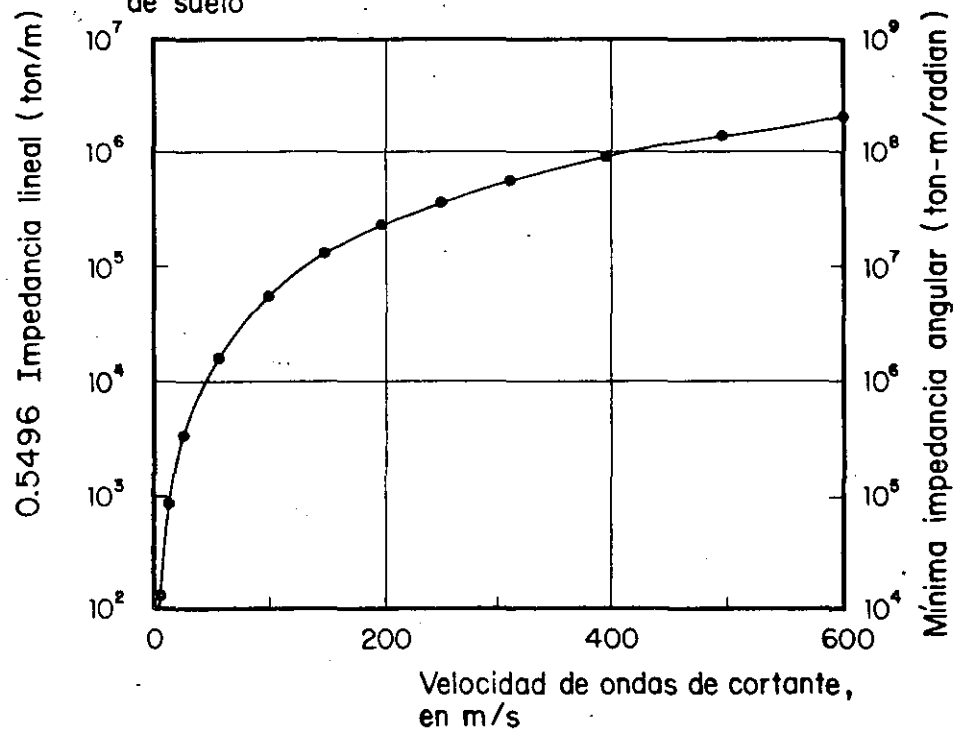
Por un planteamiento similar, en el plano yz

$$\left[(KR)_x \right]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_x}}$$

Fig 5 Valores críticos de las rigideces angulares de los resortes que estabilizan una estructura esbelta

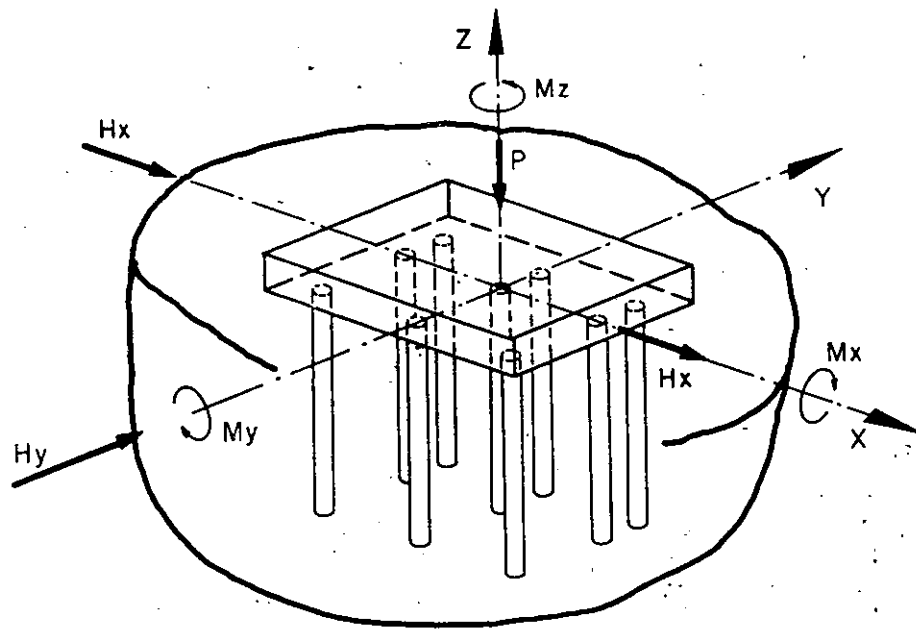


a) Distribución de velocidades de las ondas en la masa de suelo

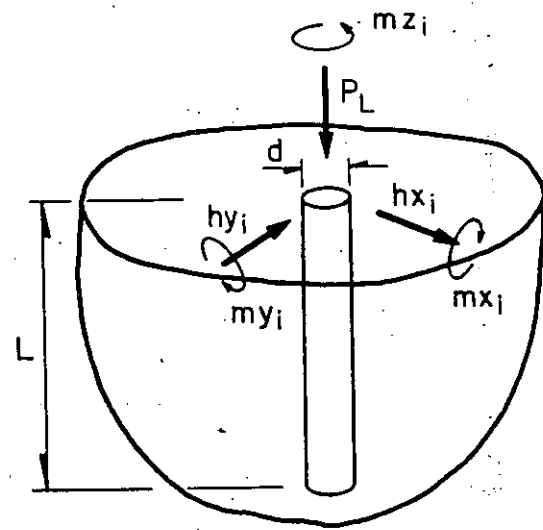


b) Variación de impedancias con la velocidad de ondas en el suelo

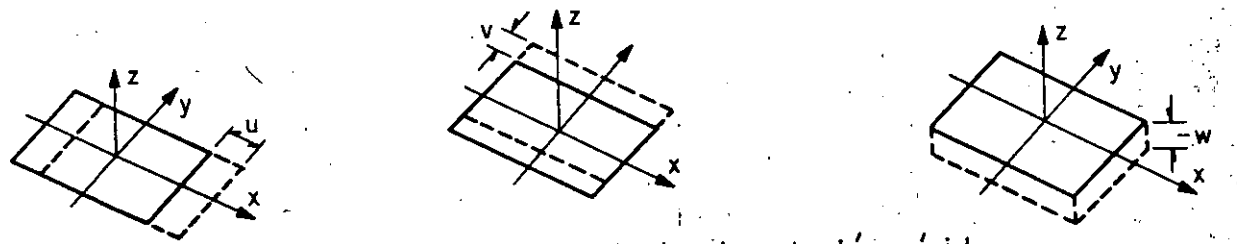
Fig 6 Influencia del perfil de velocidades en las impedancias de la cimentación de un edificio en la zona del lago



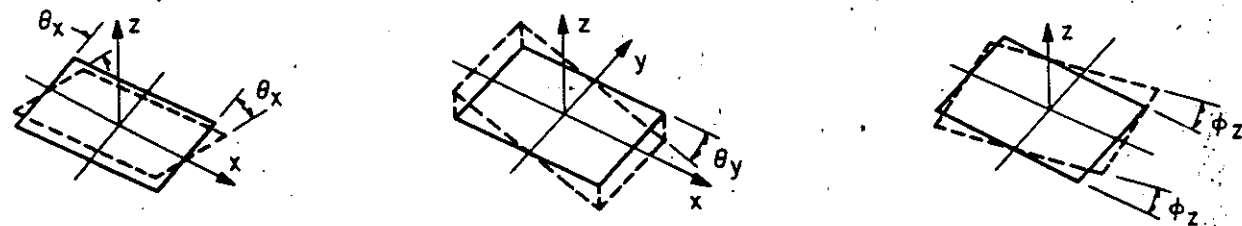
a) Elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación rígida



b) Elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote



c) Translaciones que experimenta la cimentación rígida



d) Rotaciones que se provocan en la cimentación

Fig 7 Acciones que provoca en una cimentación sobre pilotes de fricción, una estructura esbelta sometida a una perturbación

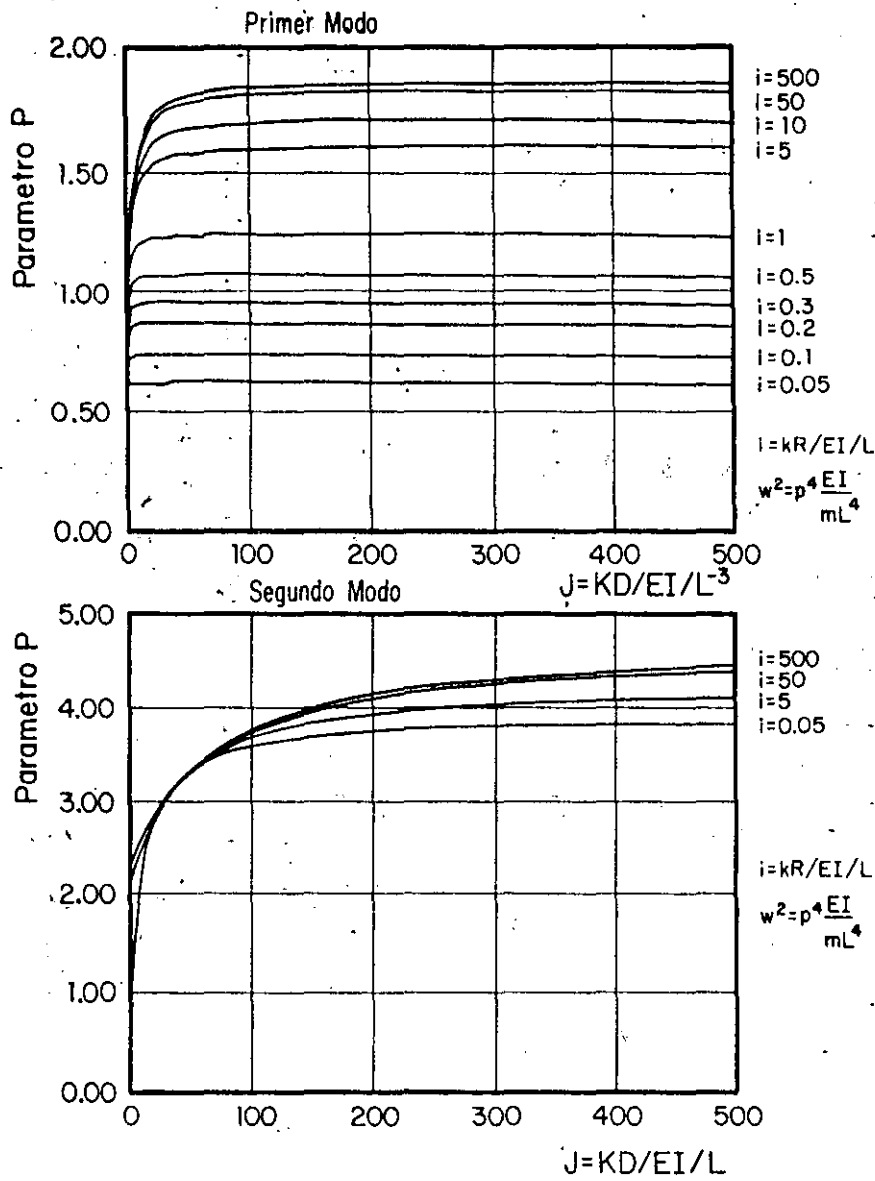
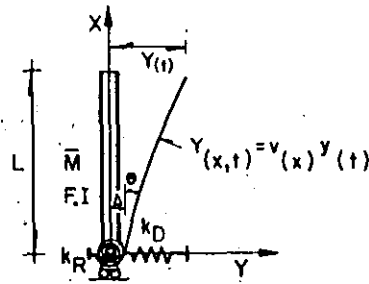


Fig 8 Cambio en la frecuencia de los modos de vibrar de una estructura apollada en resortes

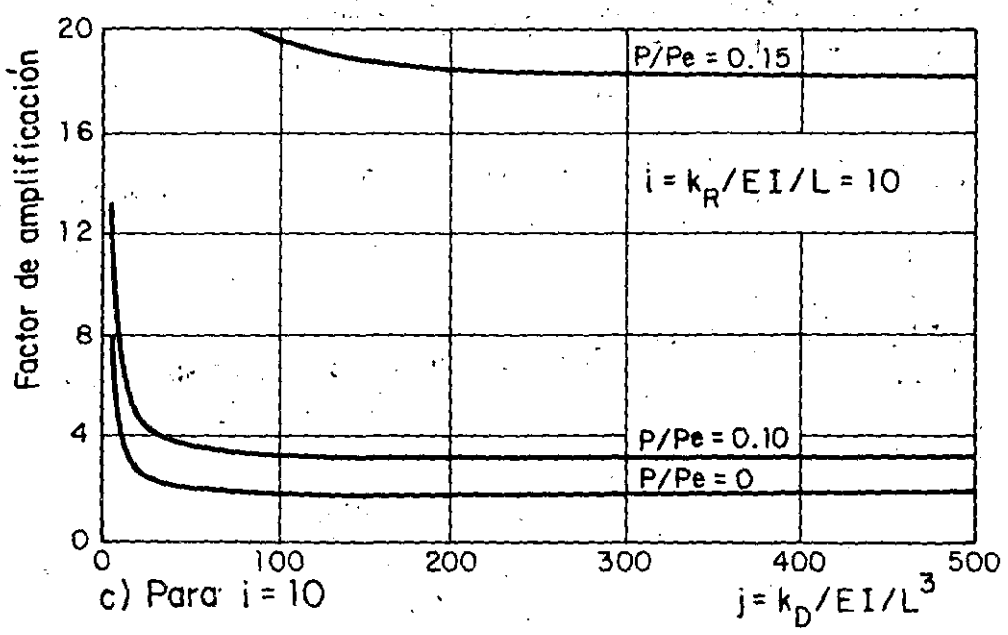
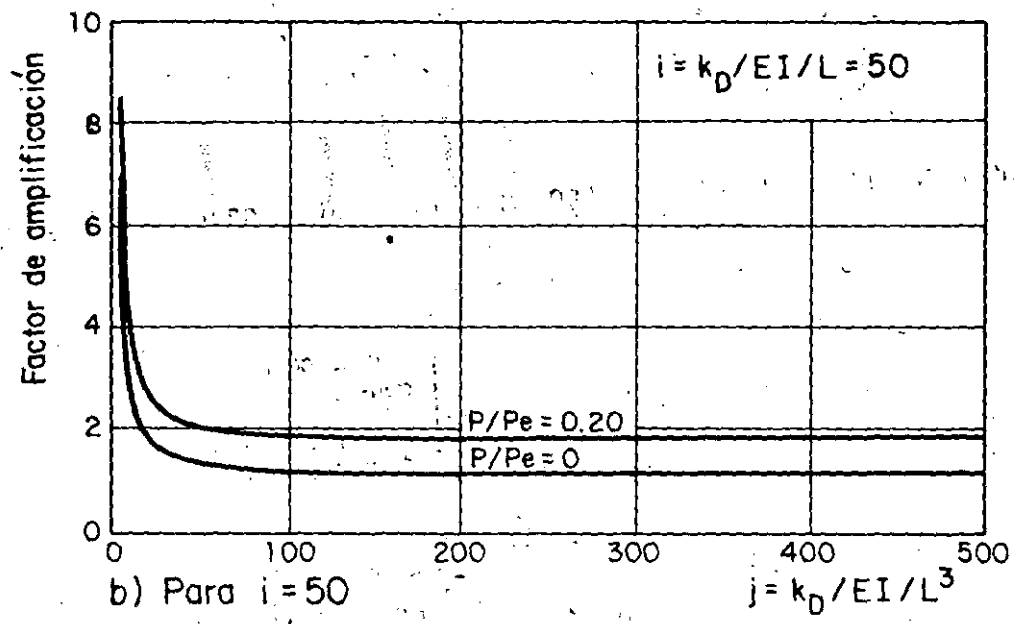
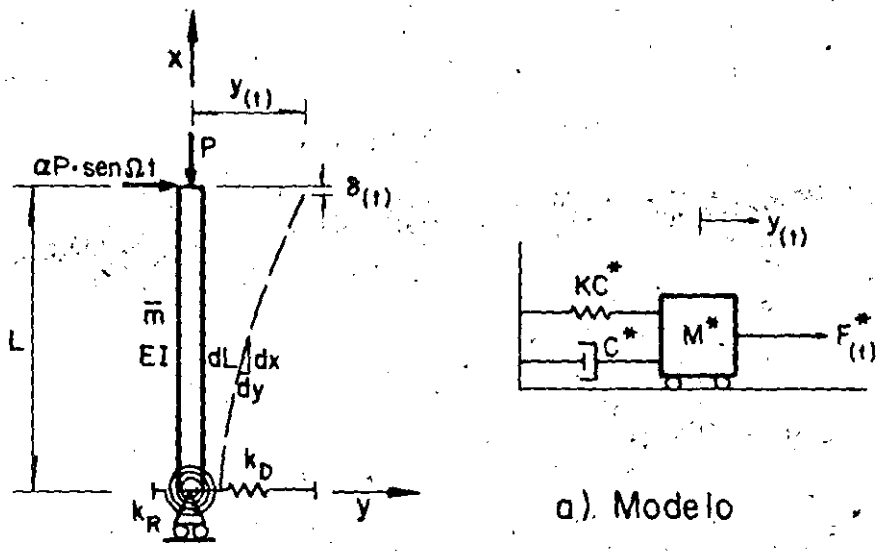
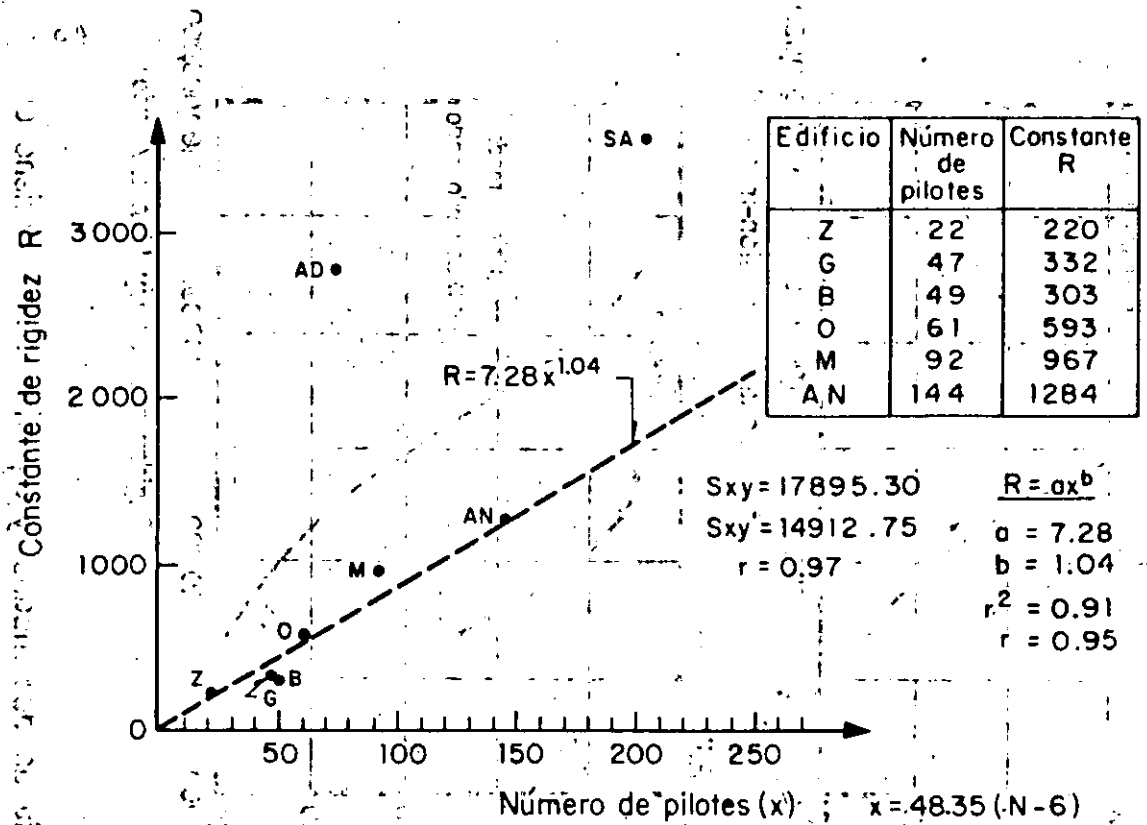
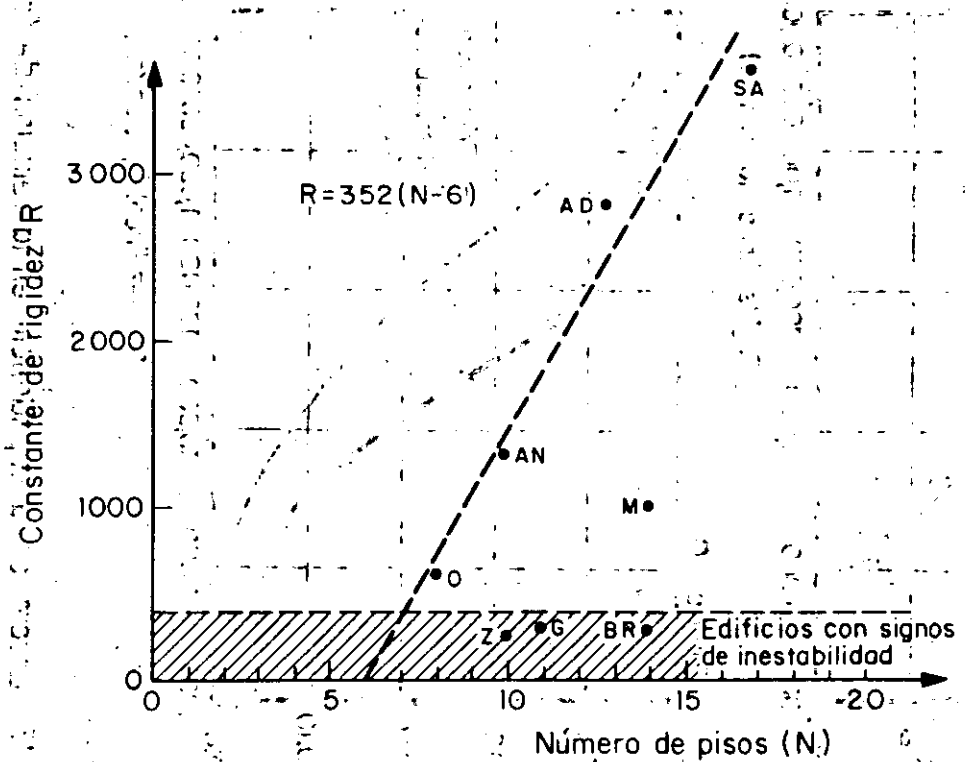


Fig 9 Influencia de la carga axial, de la rigidez de la estructura y del suelo en la amplificación dinámica de respuesta

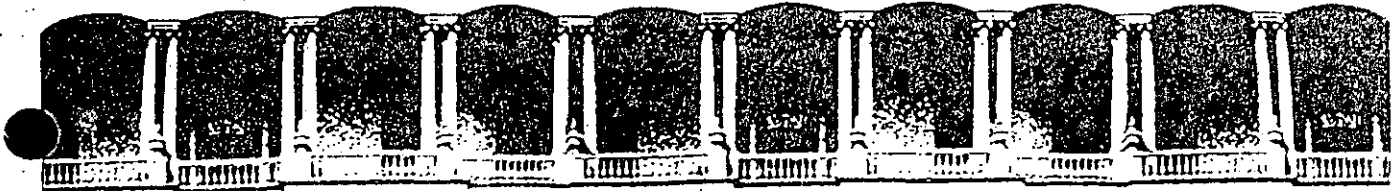


a) Relación entre número de pilotes y coeficiente de rigidez R



b) Relación entre número de pisos y coeficiente de rigidez R

Fig 14 Resultados obtenidos del estudio de cimentaciones



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

DYNAMIC STIFFNESS AND DAMPING OF PILES

AUTOR:

MILOS NOVAK

JULIO-1992

Dynamic Stiffness and Damping of Piles

MILOS NOVAK

Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario, London, Ontario N6A 3K7

Received, February 6, 1974

Accepted June 4, 1974

Dynamic response of footings and structures supported by piles can be predicted if dynamic stiffness and damping generated by soil-pile interaction can be defined. An approximate analytical approach based on linear elasticity is presented, which makes it possible to establish the dimensionless parameters of the problem and to obtain closed-form formulas for pile stiffness and damping. All components of the motion in a vertical plane are considered; that is, horizontal as well as vertical translations and rotation of the pile head. The stiffness and damping of piles are defined in such a way that the design analysis of footings and structures resting on piles can be conducted in the same way as is applied in the case of shallow foundations.

La réponse dynamique de semelles et de structures supportées par des pieux peut être prédite si la rigidité dynamique et l'amortissement produits par l'interaction sol-pieu peut être définie. Une méthode analytique approchée, basée sur l'hypothèse d'élasticité linéaire, est présentée, qui permet d'établir les paramètres adimensionnels du problème et d'obtenir des formules condensées pour la rigidité et l'amortissement du pieu. Toutes les composantes du déplacement dans un plan vertical sont considérées, c'est-à-dire les translations verticale et horizontale et la rotation de la tête du pieu. La rigidité et l'amortissement des pieux sont définies de telle façon que l'analyse de semelles et de structures fondées sur pieux puisse être conduite de la même manière que pour les fondations superficielles.

[Traduit par la Revue]

Introduction

Dynamics of piles has been receiving attention mainly due to its applications in machinery foundations and structures exposed to dynamic loads such as wind or earthquake. However, the dynamic behavior of piles is far from completely understood as the soil-pile interaction is very complex. There are no readily applicable methods available that would include this interaction and as a result of this, it is not uncommon to ignore the soil entirely and to attribute all the foundation stiffness to the stiffness of the piles. On the other hand, some approaches are used in which the horizontal and rotational stiffness of piles are ignored and all the dynamic stiffness is attributed to the soil. Damping derived from piles is in practice only guessed.

More rigorous approaches were applied by Tajimi 1966, who used a linear elastic medium model, and by Penzien, 1970 who assumed a lumped mass model which made it possible to incorporate soil nonlinearity. These sophisticated solutions deal with earthquake excitation and their complexity makes them accessible to researchers rather than to practicing engineers.

The objective of this paper is to examine an

alternative approach which would approximately account for soil-pile interaction in a relatively simple manner. Such an approach can be based on the same assumption as that quite successfully applied to embedded footings (Baranov 1967; Novak and Beredugo 1972; Novak and Sachs 1973; Novak 1974); it is assumed that the soil is composed of a set of independent infinitesimally thin horizontal layers that extend to infinity.¹ This model can be viewed as a generalized Winkler's medium which possesses inertia and the capability to dissipate energy. It is further assumed that the piles are vertical, do not affect each other, and that the motion of the pile is harmonic and limited to a vertical plane. Then, both the dynamic soil reactions per unit length of the pile and the solution of the pile response can be described by closed form formulas.

Though the derivation of the approach requires a certain amount of theoretical analysis, the practical application of it can be very simple. The reader interested in design analysis need only refer to the chapter on response of pile foundations.

¹For some mathematical features of this model see Novak and Sachs 1973.

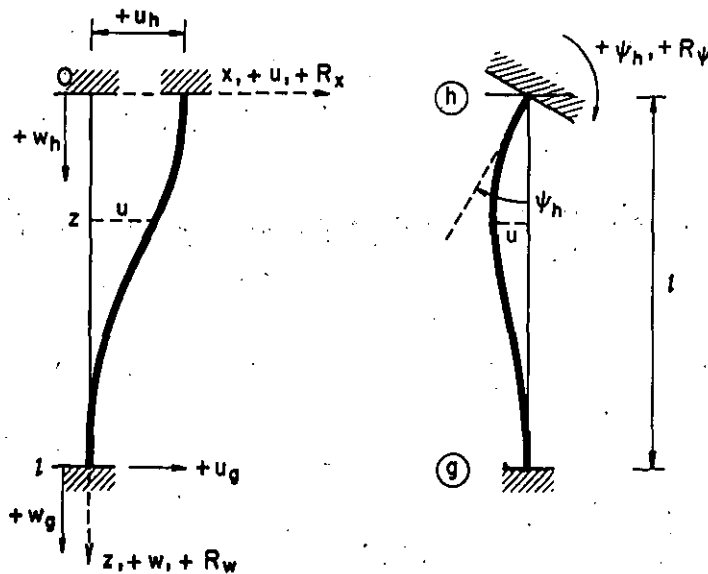


FIG. 1. Displacements and reactions of piles.

Horizontal Translation and Rotation in the Vertical Plane

Consider first the cases in which the pile is excited by horizontal translation of its head or lower end and by rotation of its head in the vertical plane (Fig. 1). Only lateral displacement of pile elements is considered. The effect of the static axial force is not accounted for in the first part of the paper but is considered separately later.

When a pile element dz undergoes a complex horizontal displacement $u(z, t)$ at height z , it will meet a horizontal soil reaction which with the above assumptions is equal to

$$[1] \quad G(S_{u1} + iS_{u2})u(z, t)dz$$

in which G = shear modulus of soil and $i = \sqrt{-1}$. Parameters S_{u1} and S_{u2} are functions of dimensionless frequency $a_0 = r_0\omega\sqrt{\rho/G}$, depend on Poisson's ratio ν , and are the real and imaginary parts of the complex function

$$[2] \quad S_u(a_0, \nu) = G[S_{u1}(a_0, \nu) + iS_{u2}(a_0, \nu)] = 2\pi G a_0$$

$$\times \frac{1}{\sqrt{q}} \frac{H_2^{(2)}(a_0)H_1^{(2)}(x_0) + H_2^{(2)}(x_0)H_1^{(2)}(a_0)}{H_0^{(2)}(a_0)H_2^{(2)}(x_0) + H_0^{(2)}(x_0)H_2^{(2)}(a_0)}$$

where r_0 = pile radius, ω = frequency, and ρ = mass density of soil.

In Eq. [2], $q = (1 - 2\nu)/2(1 - \nu)$, $x_0 = a_0\sqrt{2}$ and $H_n^{(2)}$ = Hankel functions of the second kind of order n . Equation [2] was derived by Baranov 1967. Parameters S_{u1} and S_{u2} were calculated for several values of Poisson's ratio in Beredugo and Novak 1972, in which polynomial approximations to them are also given. The parameters S are shown in Fig. 2.

With soil reaction given by Eq. [1], the differential equation of the pile horizontal damped vibration is

$$[3] \quad \mu \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} + G(S_{u1} + iS_{u2}) \times u(z, t) + E_p I \frac{\partial^4 u(z, t)}{\partial z^4} = 0$$

in which μ = mass of the pile per unit length, c = coefficient of pile internal damping, and $E_p I$ = bending stiffness of the pile.

Assume a harmonic motion induced through the pile ends.

Then a steady-state (particular) solution to Eq. [3] can be written as

$$[4] \quad u(z, t) = u(z)e^{i\omega t}$$

where complex amplitude

$$[5] \quad u(z) = u_1(z) + iu_2(z)$$

Substitution of Eq. [4] into Eq. [3] yields an ordinary differential equation:

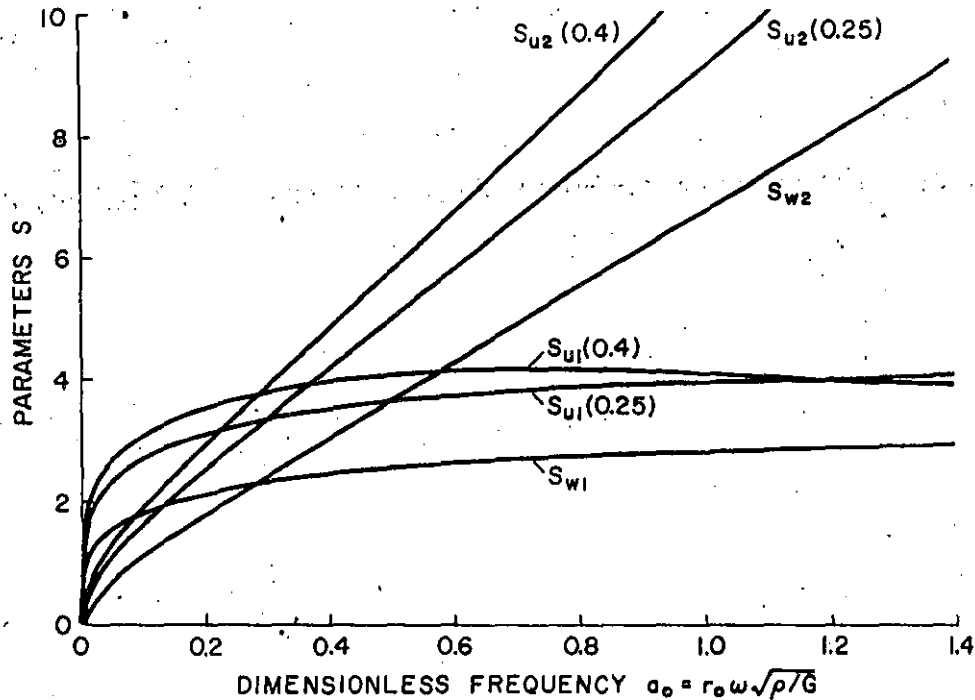


FIG. 2. Parameters S_{u1} , S_{u2} , S_{w1} , and S_{w2} , (Poisson's ratio given in brackets).

$$[6] \quad E_p I \frac{d^4 u(z)}{dz^4} + u(z)$$

$$\times [GS_{u1} - \mu\omega^2 + i(c\omega + GS_{u2})] = 0$$

The general solution to this equation is

$$[7] \quad u(z) = C_1 \cosh \lambda \frac{z}{l} + C_2 \sinh \lambda \frac{z}{l} \\ + C_3 \cos \lambda \frac{z}{l} + C_4 \sin \lambda \frac{z}{l}$$

in which complex frequency parameter

$$[8] \quad \lambda = l \sqrt[4]{\frac{1}{E_p I} [\mu\omega^2 - GS_{u1} - i(c\omega + GS_{u2})]}$$

Note

$$[9] \quad \lambda_0 = l \sqrt[4]{\frac{\mu\omega^2}{E_p I}}, \quad L = \frac{l^4 G}{E_p I}$$

$$a = \lambda_0^4 - LS_{u1}$$

$$[10] \quad b = -L(c\omega \frac{1}{G} + S_{u2})$$

and

$$[11] \quad r = \sqrt{a^2 + b^2}, \quad \tan \phi = \frac{b}{a}$$

Then, parameter λ is more conveniently described as

$$[12] \quad \lambda = \lambda_1 + i\lambda_2$$

in which real and imaginary parts of λ are

$$[13] \quad \lambda_1 = \sqrt[4]{r} \cos \frac{\phi}{4}, \quad \lambda_2 = \sqrt[4]{r} \sin \frac{\phi}{4}$$

For a pile of circular cross section the parameters given by Eq. [9] are also

$$[14] \quad L = \frac{4}{\pi} \frac{G}{E_p} \left(\frac{l}{r_0}\right)^4 = \frac{4}{\pi} \frac{\rho}{\rho_p} \left(\frac{V_s}{v_c}\right)^2 \left(\frac{l}{r_0}\right)^4$$

and

$$[15] \quad \lambda_0 = \frac{l}{r_0} \sqrt[4]{4 \frac{\rho_p}{\rho} \frac{G}{E_p}} \sqrt{a_0} = \frac{l}{r_0} \sqrt[4]{2 \frac{V_s}{v_c}} \sqrt{a_0}$$

in which $V_s = \sqrt{G/\rho}$ = shear wave velocity of soil and $v_c = \sqrt{E_p/\rho_p}$ = longitudinal wave velocity in the pile. The dimensionless parameters

of the problem obviously are slenderness ratio l/r_0 , mass ratio ρ/ρ_p , and wave velocity ratio V_s/v_p .

Integration constants C are given by boundary conditions for whose application the displacement derivatives are also needed:

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{du(z)}{dz} &= \frac{\lambda}{l} \left(C_1 \sinh \lambda \frac{z}{l} + C_2 \cosh \lambda \frac{z}{l} - C_3 \sin \lambda \frac{z}{l} + C_4 \cos \lambda \frac{z}{l} \right) \\
 \frac{d^2u(z)}{dz^2} &= \frac{\lambda^2}{l^2} \left(C_1 \cosh \lambda \frac{z}{l} + C_2 \sinh \lambda \frac{z}{l} - C_3 \cos \lambda \frac{z}{l} - C_4 \sin \lambda \frac{z}{l} \right) \\
 \frac{d^3u(z)}{dz^3} &= \frac{\lambda^3}{l^3} \left(C_1 \sinh \lambda \frac{z}{l} + C_2 \cosh \lambda \frac{z}{l} + C_3 \sin \lambda \frac{z}{l} - C_4 \cos \lambda \frac{z}{l} \right)
 \end{aligned} \right\} [16]$$

With these derivatives the bending moments are as usual

$$[17] \quad M = -E_p I \frac{d^2u(z)}{dz^2}$$

and the shear forces

$$[18] \quad T = -E_p I \frac{d^3u(z)}{dz^3}$$

The dynamic stiffness of the pile can be determined as the end force producing a unit displacement of the pile head (or tip). This unit displacement and the other end conditions represent the boundary conditions from which the integration constants C can be established.

Equations [7] and [16] do not formally differ from those of ordinary prismatic bars and therefore, the integration constants that are actually functions of λ , are the same as with such bars. The effects of soil enter the problem only through the parameter λ .

To solve the response of footings and structures supported by piles it is necessary to know the relation between the pile reactions at the level of the pile head and the motions of the pile upper and lower ends² (Fig. 1). With the integration constants being formally the same as in absence of the soil, the end reactions are

²The motion of the pile lower end would come into play when considering earthquake excitation.

readily obtained from Eqs. [17] and [18]. Using the notation after Kolousek 1973, the horizontal pile head reaction R_x and the end moment reaction R_ψ are for both ends fixed:³

$$[19] \quad R_x(t) = -\frac{E_p I}{l^3} F_6(\lambda) u_h(t) - \frac{E_p I}{l^2} F_4(\lambda) \psi_h(t) - \frac{E_p I}{l^3} F_5(\lambda) u_g(t)$$

$$[20] \quad R_\psi(t) = -\frac{E_p I}{l^2} F_4(\lambda) u_h(t) - \frac{E_p I}{l} F_2(\lambda) \psi_h(t) - \frac{E_p I}{l^2} F_3(\lambda) u_g(t)$$

Here, u_h , ψ_h = the pile head translation and rotation, respectively, u_g = horizontal translation of the pile lower end and functions

$$\left. \begin{aligned}
 F_2(\lambda) &= -\lambda \frac{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda}{\cosh \lambda \cos \lambda - 1} = F_2(\lambda)_1 + iF_2(\lambda)_2 \\
 F_3(\lambda) &= -\lambda^2 \frac{\cosh \lambda - \cos \lambda}{\cosh \lambda \cos \lambda - 1} = F_3(\lambda)_1 + iF_3(\lambda)_2 \\
 F_4(\lambda) &= \lambda^2 \frac{\sinh \lambda \sin \lambda}{\cosh \lambda \cos \lambda - 1} = F_4(\lambda)_1 + iF_4(\lambda)_2 \\
 F_5(\lambda) &= \lambda^3 \frac{\sinh \lambda + \sin \lambda}{\cosh \lambda \cos \lambda - 1} = F_5(\lambda)_1 + iF_5(\lambda)_2 \\
 F_6(\lambda) &= -\lambda^3 \frac{\cosh \lambda \sin \lambda + \sinh \lambda \cos \lambda}{\cosh \lambda \cos \lambda - 1} = F_6(\lambda)_1 + iF_6(\lambda)_2
 \end{aligned} \right\} [21]$$

Subscripts 1 and 2 indicate the real and imaginary parts of functions F .

With the lower end pinned:

$$[22] \quad R_x(t) = -\frac{E_p I}{l^3} F_{11}(\lambda) u_h(t) - \frac{E_p I}{l^2} F_9(\lambda) \psi_h(t) - \frac{E_p I}{l^3} F_{10}(\lambda) u_g(t)$$

³The pile is rigidly connected to the footing (*i.e.* moments are transmitted) but translations and rotations of the ends are possible.

$$[23] \quad R_{\psi}(t) = -\frac{E_p I}{l^2} F_9(\lambda) u_h(t) \\ - \frac{E_p I}{l} F_7(\lambda) \psi_h(t) - \frac{E_p I}{l^2} F_8(\lambda) u_s(t)$$

in which

$$[24] \quad \left\{ \begin{array}{l} F_7(\lambda) = \\ \lambda \frac{2 \sinh \lambda \sin \lambda}{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda} = \\ F_7(\lambda)_1 + iF_7(\lambda)_2 \\ F_8(\lambda) = \\ \lambda^2 \frac{\sinh \lambda + \sin \lambda}{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda} = \\ F_8(\lambda)_1 + iF_8(\lambda)_2 \\ F_9(\lambda) = \\ -\lambda^2 \frac{\cosh \lambda \sin \lambda + \sinh \lambda \cos \lambda}{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda} = \\ F_9(\lambda)_1 + iF_9(\lambda)_2 \\ F_{10}(\lambda) = \\ -\lambda^3 \frac{\cosh \lambda + \cos \lambda}{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda} = \\ F_{10}(\lambda)_1 + iF_{10}(\lambda)_2 \\ F_{11}(\lambda) = \\ \lambda^3 \frac{2 \cosh \lambda \cos \lambda}{\cosh \lambda \sin \lambda - \sinh \lambda \cos \lambda} = \\ F_{11}(\lambda)_1 + iF_{11}(\lambda)_2 \end{array} \right.$$

In the above equations, reactions R , functions $F_j(\lambda)$ and displacements u and ψ are complex; functions $F_j(\lambda)_{1,2}$ are real.

For a set of typical dimensionless parameters, functions F relating to pile head motions are shown in Fig. 3. The notation is abbreviated as indicated. Subscript 1 denotes the part of F relating to dynamic stiffness; subscript 2 denotes the part relating to damping. The damping is caused by energy radiation from the pile into the soil. Internal damping of the pile was neglected ($c = 0$) in all numerical data given in this paper because it is much smaller than that of soil. The damping parts of F are shown in a reduced form as F_2/a_0 for reasons made apparent later herein.

With a particular pile, functions F strongly depend on the wave velocity ratio V_s/c (stiffness

of soil). This can be seen from Fig. 4 in which functions $F_{11}(\lambda)_1$ and $F_{11}(\lambda)_2/a_0$ are shown for a few values of the wave velocity ratio, all other parameters remaining the same as in Fig. 3.

The approach presented is approximate in its basic assumption and therefore a comparison with a more 'rigorous' approach is important. Such a comparison is made in Fig. 5 where the approximate solution for the most important function F_{11} is shown together with the results obtained by T. Nogami and the author using a more rigorous theory. The latter theory assumes a homogeneous stratum overlying a rigid bedrock and the results are obtained by means of modal analysis. In this approach the theory, used first by Tajimi, 1966, was modified and extended. (The more rigorous solution is not quite exact because the boundary conditions on the soil surface are not completely satisfied and the convergence of the results is slow.)

The differences between the two solutions appear acceptable and diminish with increasing frequency. The approximate solution does not yield the peaks caused by soil layer resonances. The sharpness of the peaks strongly depends on soil viscosity and the peaks can actually vanish with higher viscosity. There are no experiments known to the author which would prove the existence of such peaks in pile stiffness and damping parameters. The rigorous solution yields slightly larger stiffness and hence, the approximate solution is on the safe side because there is no perfect bond between the pile and the soil as the theory assumes.

Functions F could be used as they are defined. However, it will be seen later that the results can be presented in a modified form that eliminates the need for their calculation in most practical applications.

Vertical Vibrations

The dynamic reactions of the pile pertinent to vertical motion of the pile head can be obtained using the same assumptions for soil as in the previous case. Assume further that the lower end of the pile is fixed.

Then, the vertical soil reaction acting at height z on pile element dz is (Baranov 1967; Novak and Beredugo 1972):

$$[25] \quad G(S_{w1} + iS_{w2})w(z, t) dz$$

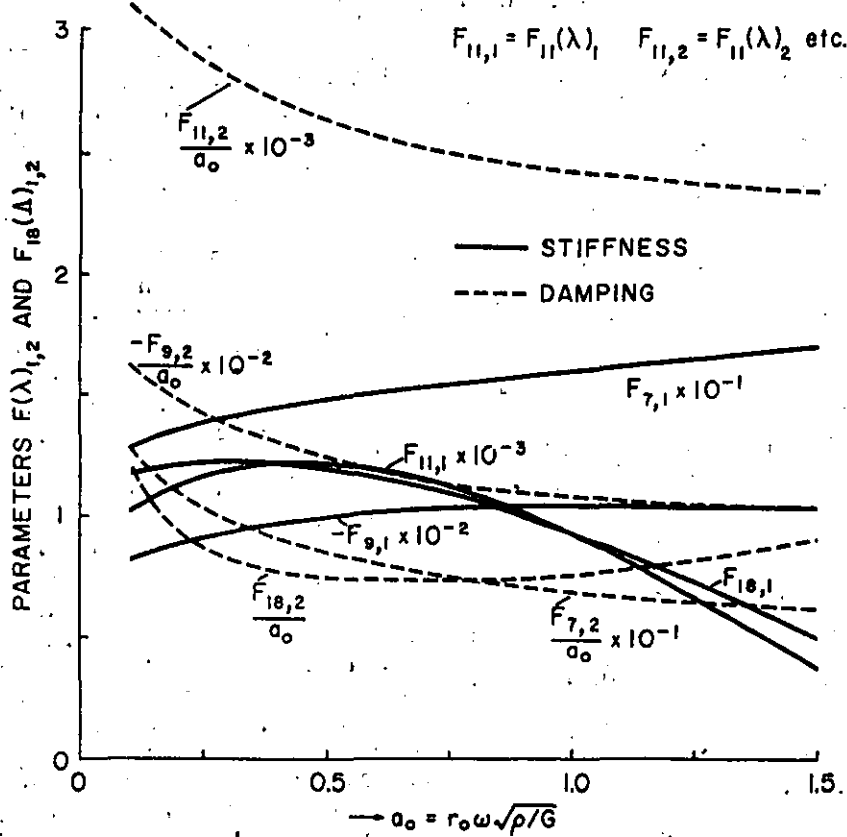


FIG. 3. Functions F for dynamic stiffness and geometric damping of piles for a typical set of dimensionless parameters, ($l/r_0 = 40$, $V_1/v_c = 0.003$, $\rho/p_s = 0.7$, $\nu = 0.4$).

0.03

in which

$$[26] \quad S_{w1} = 2\pi a_0 \frac{J_1(a_0)J_0(a_0) + Y_1(a_0)Y_0(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)}$$

$$[27] \quad S_{w2} = \frac{4}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)}$$

Herein $J_0(a_0)$, $J_1(a_0)$ = Bessel functions of the first kind of order zero and one, respectively, and $Y_0(a_0)$, $Y_1(a_0)$ = Bessel functions of the second kind of order zero and one. Functions S_{w1} and S_{w2} are shown in Fig. 2.

With the soil reactions defined by Eq. [25], the differential equation of damped axial vibration $w(z, t)$ of the pile is:

$$[28] \quad \mu \frac{\partial^2 w(z, t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial w(z, t)}{\partial t} - E_p A \frac{\partial^2 w(z, t)}{\partial z^2} + G(S_{w1} + iS_{w2})w(z, t) = 0$$

in which A = area of the pile cross section.

With a harmonic motion (induced through boundary conditions) displacement

$$[29] \quad w(z, t) = w(z)e^{i\omega t}$$

and Eq. [28] yields an ordinary differential equation

$$[30] \quad w(z)[- \mu \omega^2 + ic\omega + G(S_{w1} + iS_{w2}) - E_p A \frac{d^2 w(z)}{dz^2}] = 0$$

The solution to this equation is

$$[31] \quad w(z) = C_5 \cos \Lambda \frac{z}{l} + C_6 \sin \Lambda \frac{z}{l}$$

in which the complex frequency parameter is in this case

$$[32] \quad \Lambda = \sqrt{\frac{1}{E_p A} [\mu \omega^2 - GS_{w1} - i(c\omega + GS_{w2})]}$$

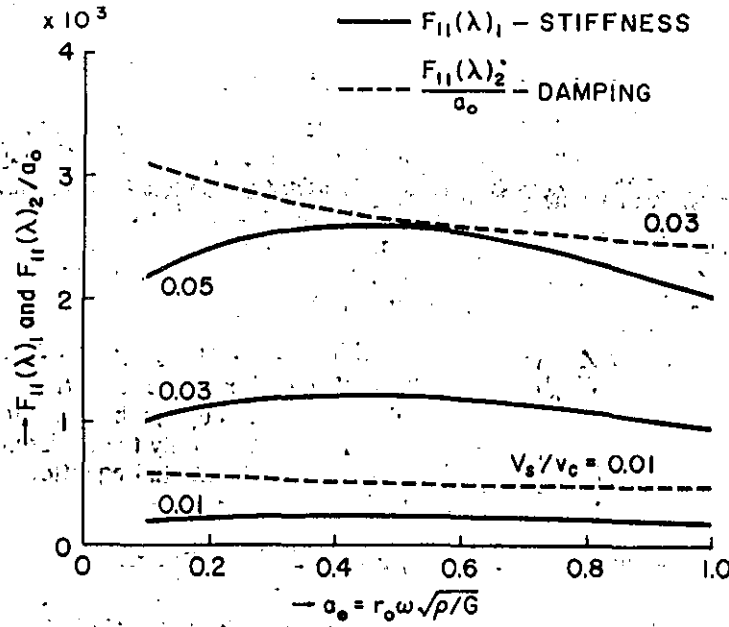


FIG. 4. Variations of function $F_{11}(\lambda)$ with frequency α_0 and wave velocity ratio V_s/v_c (stiffness of soil), ($l/r_0 = 40, \rho/\rho_p = 0.7, \nu = 0.4$).

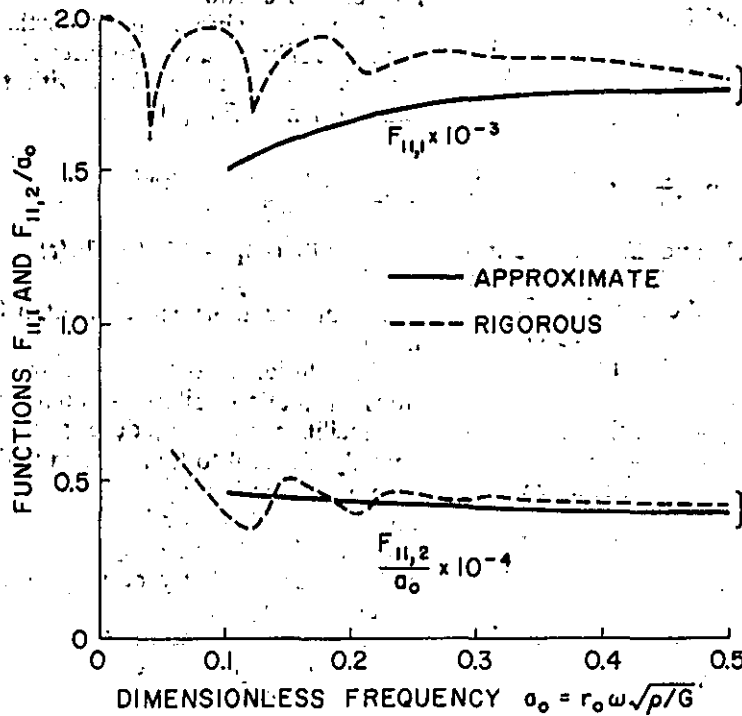


FIG. 5. Comparison of results obtained by approximate solution and by more rigorous solution, ($l/r_0 = 38.5, V_s/v_c = 0.044, \rho/\rho_p = 0.625, \nu = 0.4$).

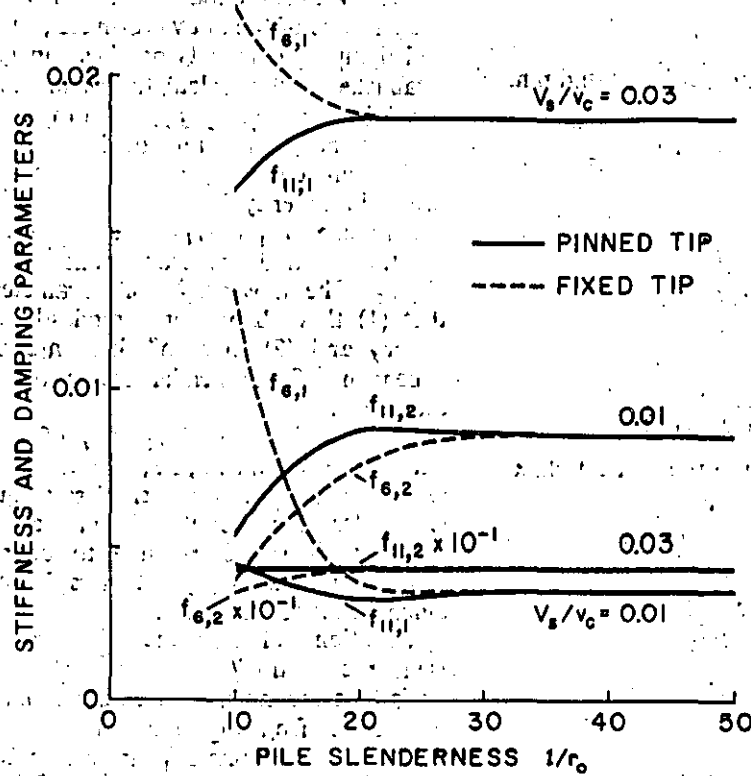


FIG. 6. Variations of stiffness and damping parameters with slenderness for pinned tip and fixed tip piles, ($\rho/\rho_s = 0.7, \nu = 0.4, a_0 = 0.3$).

given for the same input parameters as Table 1. Parameters f_{18} are independent of Poisson's ratio and can be read from Fig. 9 for a large range of slenderness and wave velocity ratios.

Table 1 and Fig. 9 make it easy to estimate the dynamic stiffness of piles and the geometric damping resulting from energy radiation.

Both stiffness and damping may be somewhat affected by pile grouping. Some considerations of this effect can be found in Barkan 1962 and Poulos 1971. No damping is, of course, obtained from a static solution (Poulos 1971).

Stiffness and Damping Constants of the Footing

The above formulas for stiffness and damping constants pertinent to the individual displacements of the pile head can be used to obtain all the stiffness and damping constants including the coupled ones needed to solve the coupled response of footings and structures supported by piles.

For example, the stiffness constant for footing rocking is composed of components produced by

head rotation; vertical translation—and if the reference point lies above the pile heads, also by head horizontal translation (Fig. 10).

With rigid bodies such as footings, it is advantageous to choose the centroid for the reference point. Then the stiffness and damping constants are defined as forces that must act at the centroid to produce a sole unit displacement or unit velocity at the reference point. From this definition, the stiffness constants of the footing are

$$\begin{cases}
 k_{zz} = \sum_r k_{zz}^1 \\
 k_{xx} = \sum_r k_{xx}^1 \\
 k_{\psi\psi} = \sum_r (k_{\psi\psi}^1 + k_{zz}^1 x_r^2 + k_{xx}^1 z_c^2 - 2k_{x\psi}^1 z_c) \\
 k_{x\psi} = k_{\psi x} = \sum_r (k_{x\psi}^1 - k_{xx}^1 z_c)
 \end{cases}
 \quad [61]$$

The damping constants of the footing are

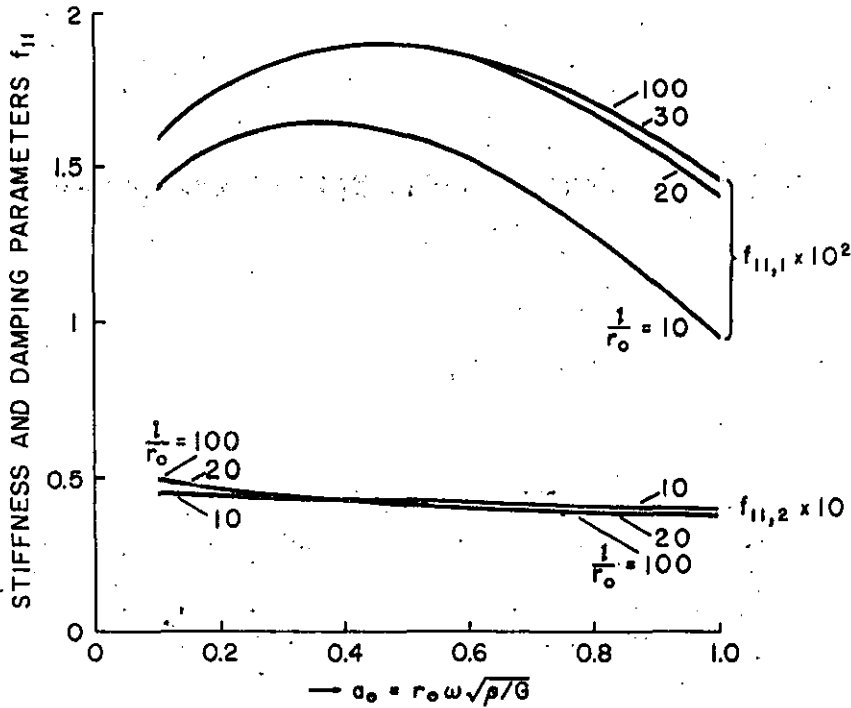


FIG. 7. Variations of stiffness and damping parameters $f_{11,1}$ and $f_{11,2}$ with frequency α_0 and slenderness ratio l/r_0 , ($V_s/v_c = 0.03$, $\rho/p_p = 0.7$, $\nu = 0.4$).

TABLE 1. Stiffness and damping parameters f_7, f_9, f_{11} for concrete and wooden piles with $l/r_0 > 25$.

ν	$\frac{\rho}{p_p}$	$\frac{V_s}{v_c}$	Stiffness parameters			Damping parameters		
			$f_{7,1}$	$f_{9,1}$	$f_{11,1}$	$f_{7,2}$	$f_{9,2}$	$f_{11,2}$
0.4	0.7 (Concrete)	0.01	0.202	-0.0194	0.0036	0.139	-0.0280	0.0084
		0.02	0.285	-0.0388	0.0100	0.200	-0.0566	0.0238
		0.03	0.349	-0.0582	0.0185	0.243	-0.0848	0.0438
		0.04	0.403	-0.0776	0.0284	0.281	-0.1130	0.0674
		0.05	0.450	-0.0970	0.0397	0.314	-0.1410	0.0942
0.4	2.0 (Wood)	0.01	0.265	-0.0336	0.0082	0.176	-0.0466	0.0183
		0.02	0.374	-0.0673	0.0231	0.249	-0.0932	0.0516
		0.03	0.459	-0.1010	0.0425	0.305	-0.1400	0.0949
		0.04	0.529	-0.1350	0.0654	0.352	-0.1860	0.1466
		0.05	0.592	-0.1680	0.0914	0.394	-0.2330	0.2040
0.25	0.7 (Concrete)	0.01	0.195	-0.0181	0.0032	0.135	-0.0262	0.0076
		0.02	0.275	-0.0362	0.0090	0.192	-0.0529	0.0215
		0.03	0.337	-0.0543	0.0166	0.235	-0.0793	0.0395
		0.04	0.389	-0.0724	0.0256	0.272	-0.1057	0.0608
		0.05	0.435	-0.0905	0.0358	0.304	-0.1321	0.0850
0.25	2.0 (Wood)	0.01	0.256	-0.0315	0.0074	0.169	-0.0434	0.0165
		0.02	0.362	-0.0630	0.0209	0.240	-0.0868	0.0465
		0.03	0.444	-0.0945	0.0385	0.293	-0.1301	0.0854
		0.04	0.512	-0.1260	0.0593	0.339	-0.1735	0.1315
		0.05	0.573	-0.1575	0.0828	0.379	-0.2168	0.1838

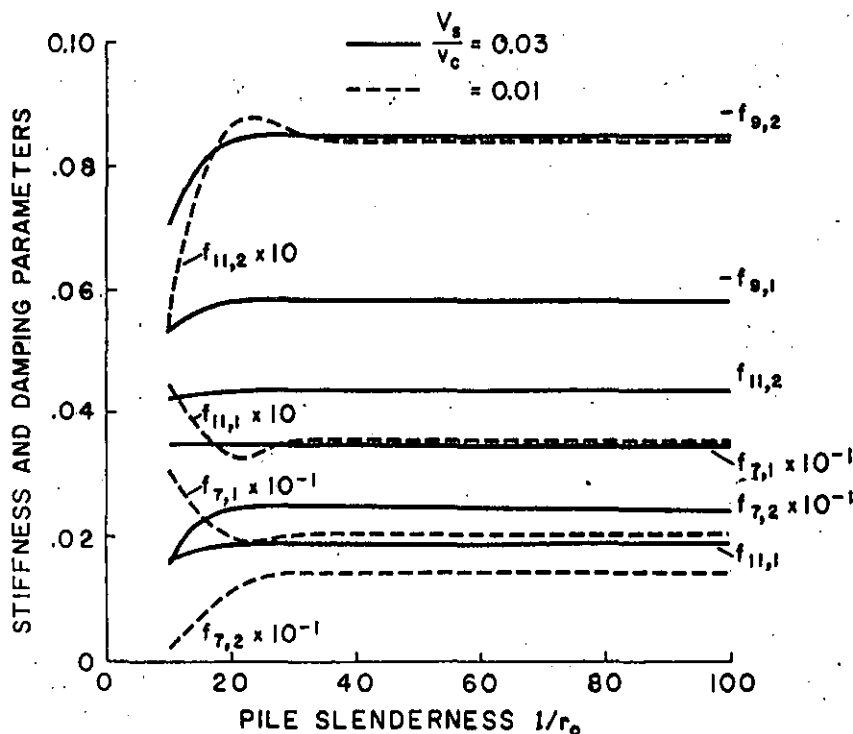


FIG. 8. Variations of stiffness and damping parameters of horizontal response with pile slenderness l/r_0 for two stiffnesses of soil, ($\rho/\rho_s = 0.7$, exact for $a_0 = 0.3$).

$$[62] \begin{cases} c_{zz} = \sum_r c_{zz}^1 \\ c_{xx} = \sum_r c_{xx}^1 \\ c_{\psi\psi} = \sum_r (c_{\psi\psi}^1 + c_{zz}^1 x_r^2 + c_{xx}^1 z_c^2 - 2c_{x\psi}^1 z_c) \\ c_{x\psi} = c_{\psi x} = \sum_r (c_{x\psi}^1 - c_{xx}^1 z_c) \end{cases}$$

The summation is taken over all the piles.

Effect of Footing Embedment

The pile-supported footing is often partially embedded as shown in Fig. 11. As a result of it, there are also soil reactions acting on the vertical sides of the footing. (The soil reactions acting on the base area need not be considered as the contact there may be lost due to soil settlement.)

The side reactions result in additional stiffness and damping constants to be added to those derived from piles and given by Eqs. [61] and [62]. The additional stiffness and damping constants of piled footings due to embedment

can be obtained from formulae developed by Beredugo and Novak 1972 and Novak and Beredugo 1972 and summarized by Novak 1974 (Eqs. [1]–[6]). In those formulae all C and \bar{C} must be taken as zero, $G = G_s$ and $\rho = \rho_s$ to describe the properties of the backfill and equivalent radius r_0 must represent the footing not the piles. Full soil reaction in the base can, of course, be considered with equal ease if required.

Response of Pile Foundations

With the stiffness and damping constants defined by Eqs. [61] and [62], the response of footings to dynamic loads can be readily predicted from formulae valid for shallow foundations.

The vertical response to sinusoidal loads can be obtained by means of Eqs. [15]–[18] in Novak and Beredugo 1972.

The response of footings to horizontal excitation and to moments in a vertical plane is always coupled and is characterized by two components, i.e. horizontal translation, and

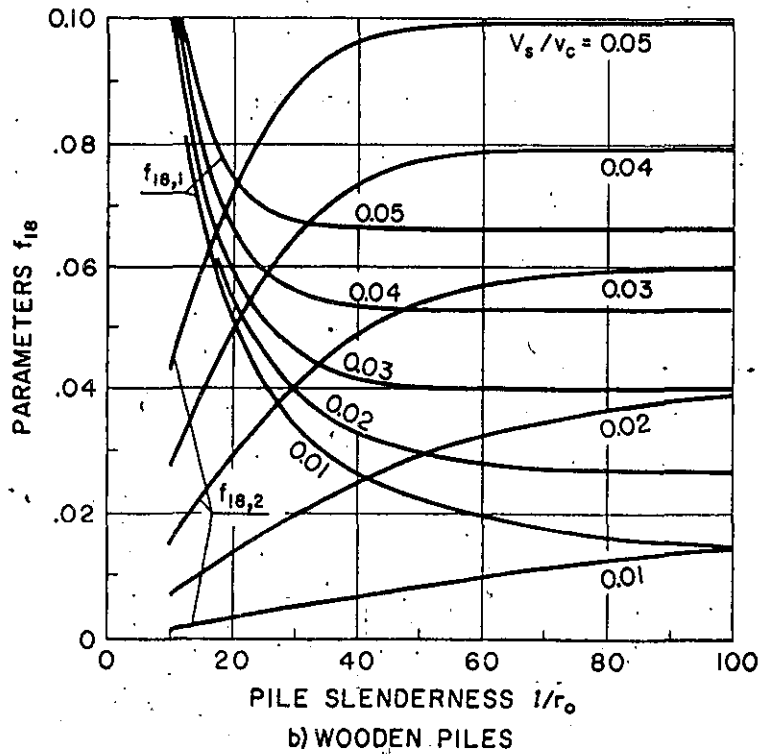
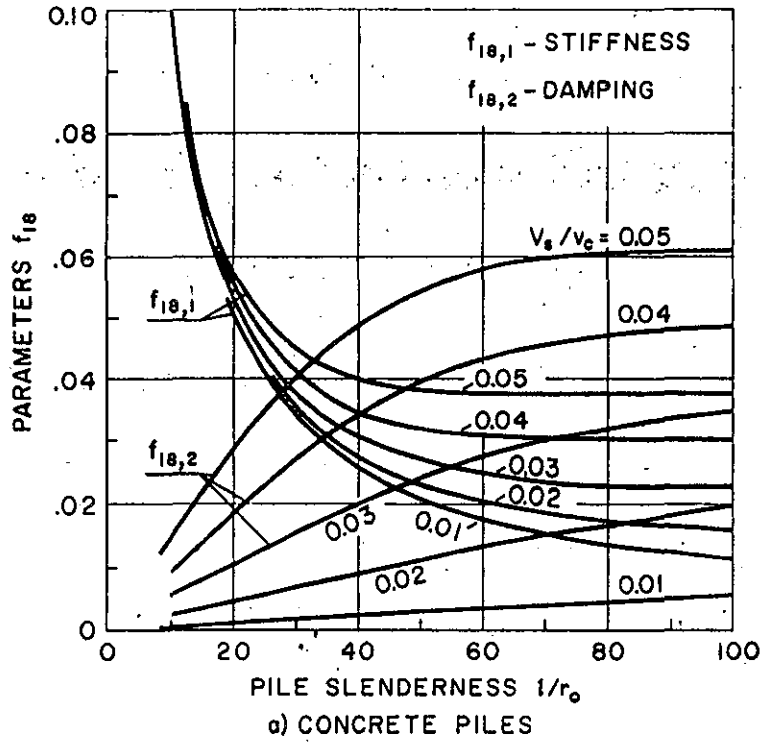


FIG. 9. Stiffness and damping parameters of vertical response of (a) reinforced-concrete piles ($\rho/\rho_p = 0.7$), and (b) wooden piles ($\rho/\rho_p = 2.0$).

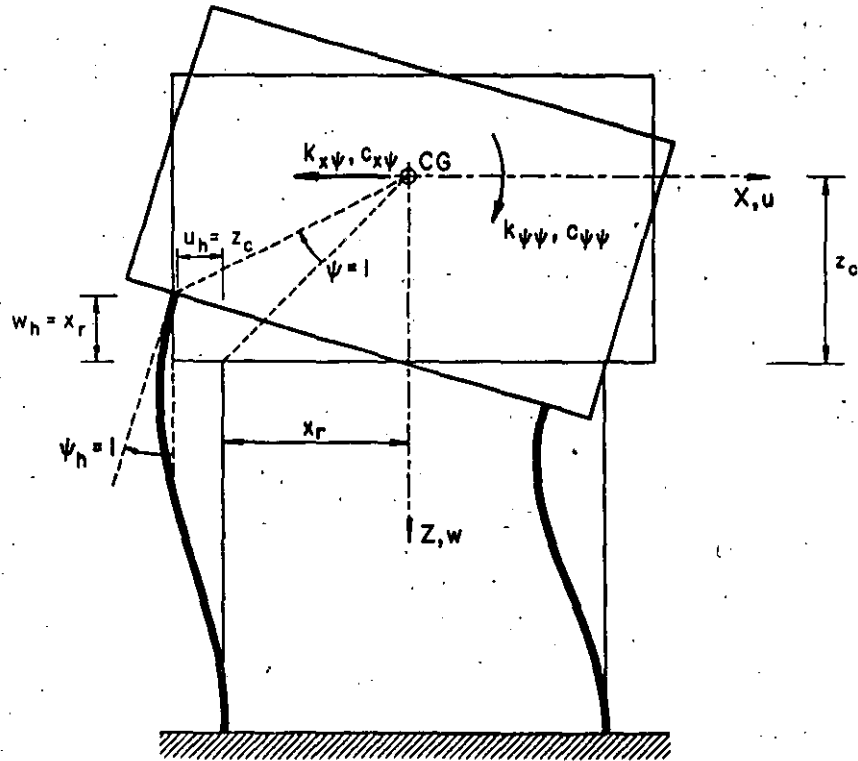


FIG. 10. Pile displacements for determination of footing stiffness and damping constants related to rotation ψ

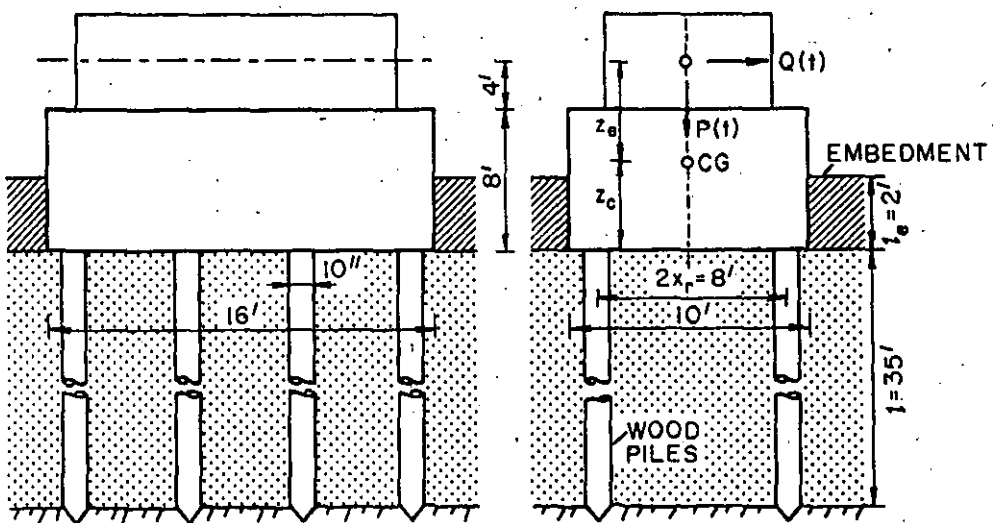


FIG. 11. Dimensions of pile foundation.

rotation in the vertical plane (rocking). The amplitudes of the two components u_0 and ψ_0 follow from Eq. [17] in Beredugo and Novak 1972. With variable frequency of excitation, complete response curves can be obtained.

An alternative approach is to solve the coupled response by means of modal analysis. This approach is outlined in Appendix II where all the formulae needed are given together with the formulae for the natural frequencies and the modal damping pertinent to the two vibration modes of the coupled motion.

Example

The above theory is applied to predict the dynamic response of the machine foundation shown in Fig. 11. The footing is supported by end bearing piles. For comparison, the response is also predicted assuming that the footing rests directly on soil. The effect of a possible embedment is also examined. The following input data are assumed.

The Machine

Total weight = 20 000 lb

Exciting forces due to rotor unbalances act in vertical as well as horizontal directions and are

$$P(t) = m_e \omega^2 \cos \omega t, \quad Q(t) = m_e \omega^2 \sin \omega t,$$

where m_e = the mass of the rotor, e = rotor eccentricity, and ω = frequency of rotation. (The true values of $m_e e$ are not chosen as the results will be given in a dimensionless form.) The height of the horizontal excitation = 12 ft which is also the height of the machine centroid.

The Footing

Reinforced concrete, density = 150 lb/ft³, dimensions as shown in Fig. 11.

Embedment depth $l_c = 2$ ft

The Soil⁴

Bulk density = 100 lb/ft³ ($\rho = 3.11$ slugs/ft³)

Shear wave velocity $V_s = 220$ ft/s ($V_s = \sqrt{G/\rho}$)

Poisson's ratio $\nu = 0.25$

The Backfill

Mass density $\rho_s = 0.75 \rho$

Shear modulus $G_s = 0.5G$

⁴Dynamic properties of soil can be established experimentally or estimated by means of published data (see e.g. Richart *et al.* 1970, Vibrations of soil and foundations, Prentice-Hall Inc., Eaglewood Cliffs, N.J.).

The Piles:⁵

8 soft wood piles

Density = 48 lb/ft³ ($\rho_p = 1.49$ slugs/ft³)

Pile length $l = 35$ ft

Effective radius $r_0 = 5$ in. ($A = 78.54$ in.², $I = 490.9$ in.⁴)

Young's modulus $E_p = 1.2 \times 10^6$ p.s.i. (1.728×10^8 lb/ft²)

Hence, longitudinal wave velocity $v_c = \sqrt{E_p/\rho_p} = 10\,769$ ft/s

Pile eccentricity $x_r = 4$ ft.

With the weights of the footing and the machine, the height of the centroid of the system $z_c = 4.75$ ft, total mass $m = 6583.9$ slugs and the total mass moment of inertia with respect to the centroid $I_\psi = 117\,490.8$ slugs ft².

The wave velocity ratio $V_s/v_c = 0.02$. The slenderness ratio $l/r_0 = 84$ is much larger than 25. Therefore all the pile parameters f can be read from Table 1 for the given Poisson's ratio, material ($\rho/\rho_p \approx 2$) and the wave velocity ratio, with the exception of parameters f_{18} that are obtained from Fig. 9b as $f_{18,1} = 0.0266$ and $f_{18,2} = 0.037$.

The constants of one pile are calculated from Eqs. [45] through [60] and with them, the stiffness and damping constants follow from Eqs. [61] and [62].

Then, the response curves are calculated from the formulae given in the references and referred to above. The displacements obtained are those of the centroid.

The response curves of the pile foundation are shown in a dimensionless form in Figs. 12-14 as case A. The crosses (+) indicate approximate resonant amplitudes established by means of simplified modal analysis (Eq. [87], Appendix II). The natural frequencies (Eq. [75]) and modal damping ratios (Eq. [81]) are given in Table 2. Subscript zero denotes the vertical response, subscripts 1 and 2 denote the first and second modes of the coupled response involving horizontal translation and rocking.

Also shown are results calculated for piles and embedment (case B), direct foundation on the soil surface (case C) and for an embedded footing without piles (case D).

When considering the effect of embedment or of soil, the equivalent radii of a circular footing must be used. These can be established from the

⁵Properties of wood piles can be found in Timber Piles, Canadian Institute of Timber Construction, 1962.

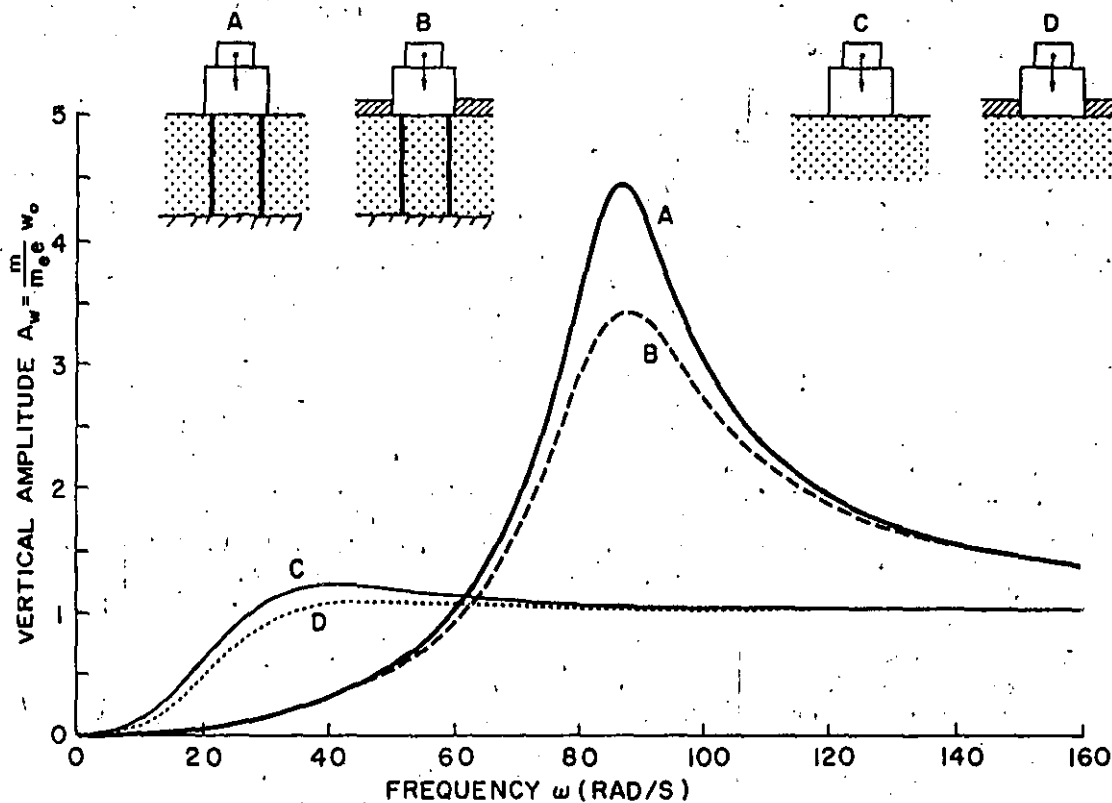


FIG. 12. Vertical response of (A) pile foundation, (B) embedded pile foundation, (C) shallow foundation, and (D) embedded shallow foundation. ($B_x = m/\rho R_x^3 = 5.81$).

equality of the base areas for constants relating to translations (i.e. $R_x = 7.14$ ft). For constants relating to rocking, the equivalent radius follows from the equality of the moment of inertia of the base area (i.e. $R_\psi = 6.42$ ft).

Several observations can be made from Figs. 12-14 and from Table 2.

The vibration pattern of pile foundations can considerably differ from that of shallow foundations. The difference is particularly marked in the natural frequencies, resonant amplitudes, and the rocking component of the second mode.

The foundation on piles is more rigid and less damped than that on soil. The resonant amplitudes of the pile foundation can be higher than those of the foundation resting on soil; however, there are frequency regions where the shallow foundation can yield higher amplitudes. The effect of embedment can be very beneficial. Though the piles usually provide the required bearing capacity and reduce permanent settlements, they cannot exclude vibrations.

Effect of Static Axial Load

There is one more aspect which should be considered.

With heavy pile loading and very soft soils, the pile stiffness and damping related to horizontal excitation can be affected by the static load N_{st} the pile carries. This effect brings another parameter into the problem and can be examined as follows:

With soil reaction given by Eq. [1] and the static compressive force $N_{st} > 0$, the differential equation of the pile lateral motion $u(z, t)$ is

$$\begin{aligned}
 [63] \quad & \mu \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} \\
 & + G(S_{u1} + iS_{u2})u(z, t) \\
 & + N_{st} \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} + E_p I \frac{\partial^4 u(z, t)}{\partial z^4} = 0
 \end{aligned}$$

in which μ = mass of the pile per unit length,

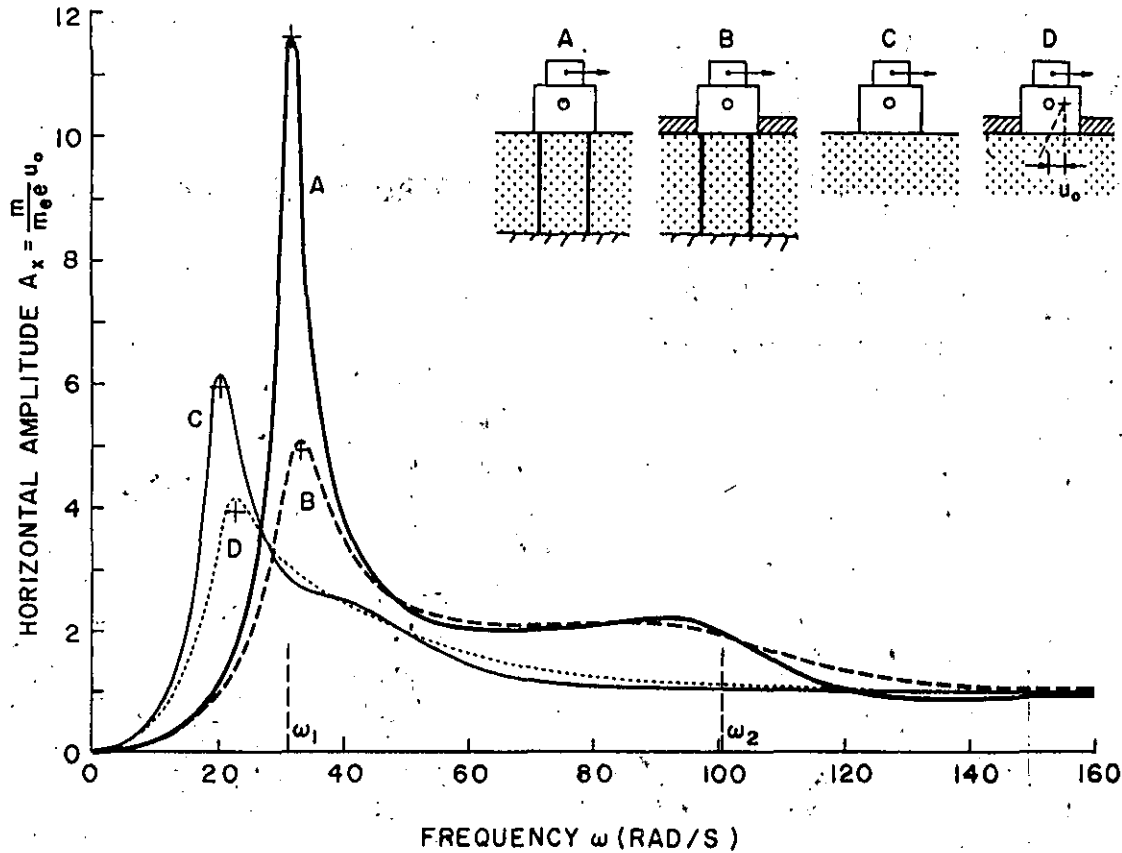


FIG. 13. Horizontal component of coupled footing response to horizontal load: (A) pile foundation, (B) embedded pile foundation, (C) shallow foundation, and (D) embedded shallow foundation, ($B_x = m/\rho R_s^3 = 5.81$, $B_\psi = I_\psi/\rho R_s^5 = 3.46$; (+) = modal analysis).

c = coefficient of pile internal damping, $E_p I$ = bending stiffness of the pile and N_{st} = static axial force (load of the pile).

Assume a harmonic motion (induced through the boundary conditions)

$$[64] \quad u(z, t) = u(z)e^{i\omega t}$$

in which complex amplitude

$$[65] \quad u(z) = u_1(z) + iu_2(z)$$

Substitution of Eq. [65] into Eq. [63] yields an

ordinary differential equation

$$[66] \quad E_p I \frac{d^4 u(z)}{dz^4} + N_{st} \frac{d^2 u(z)}{dz^2} + u(z)[GS_{u1} - \mu\omega^2 + i(c\omega + GS_{u2})] = 0$$

The complete integral of this equation is

$$[67] \quad u(z) = C_1 \cosh \lambda \frac{z}{l} + C_2 \sinh \lambda \frac{z}{l} + C_3 \cos \bar{\lambda} \frac{z}{l} + C_4 \sin \bar{\lambda} \frac{z}{l}$$

$$[68] \quad \lambda, \bar{\lambda} = \frac{\pi}{\sqrt{2}} \left\{ \mp \frac{N_{st}}{N_E} + \sqrt{\left(\frac{N_{st}}{N_E}\right)^2 - \frac{4E_p I}{N_E^2} [GS_{u1} - \mu\omega^2 + i(c\omega + GS_{u2})]} \right\}^{1/2}$$

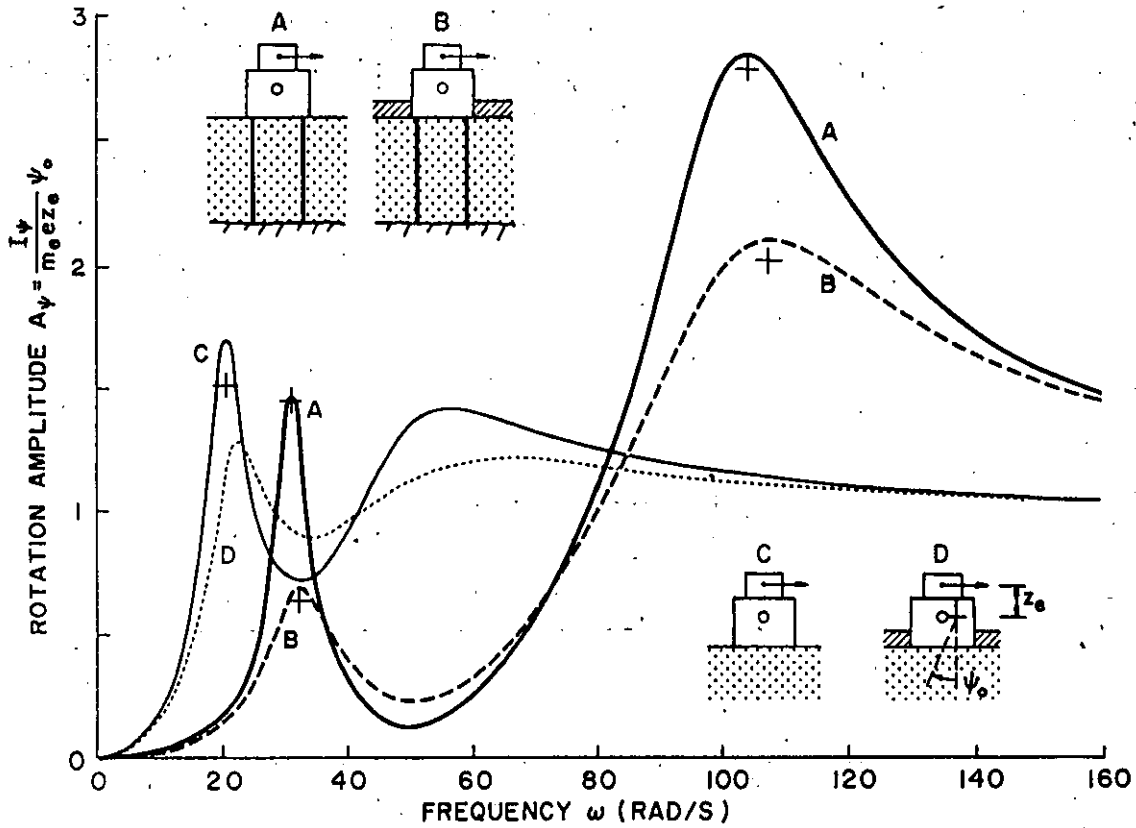


FIG. 14. Rocking component of coupled footing response to horizontal load. (A) pile foundation, (B) embedded pile foundation, (C) shallow foundation, and (D) embedded shallow foundation, ($B_x = 5.81$, $B_\psi = 3.46$, (+) = modal analysis).

and

[69]
$$N_E = \frac{\pi^2 E_p I}{l^2}$$

Note

[70]
$$\begin{cases} L = \frac{l^4 G}{E_p I}, & \lambda_0 = l \sqrt[4]{\frac{\mu \omega^2}{E_p I}} \\ a = \frac{\pi^4}{4} \left(\frac{N_{s1}}{N_E} \right)^2 + \lambda_0^4 - L S_{u1} \\ b = -L \left(c \omega \frac{1}{G} + S_{u2} \right) \\ r = \sqrt{a^2 + b^2}, & \tan \phi = \frac{b}{a} \\ \bar{a} = \sqrt{r} \cos \frac{\phi}{2} \mp \frac{N_{s1} \pi^2}{N_E} \end{cases}$$

In the last equation, as well as in Eq. [68], the

minus sign applies for λ and the plus sign belongs to $\bar{\lambda}$. If further

[71]
$$\bar{b} = \sqrt{r} \sin \frac{\phi}{2}, \quad r = \sqrt{\bar{a}^2 + \bar{b}^2}, \quad \tan \phi = \frac{\bar{b}}{\bar{a}}$$

then more conveniently

[72]
$$\lambda, \bar{\lambda} = \lambda_1 + i \lambda_2$$

in which

[73]
$$\lambda_1 = \sqrt{r} \cos \frac{\phi}{2}, \quad \lambda_2 = \sqrt{r} \sin \frac{\phi}{2}$$

The application of the boundary conditions to the calculation of the integration constants C and pile end reactions is almost the same as in the previous case. The differences are only due to the two parameters λ and $\bar{\lambda}$ appearing in the solution in place of a single one. Therefore,

TABLE 2. Natural frequencies and damping ratios of footing with various types of foundation

Case	Type of foundation	Natural frequency (rad/s)*			Damping percentage*		
		ω_0	ω_1	ω_2	D_0	D_1	D_2
A	Piles	85.5	30.9	100.3	11.2	5.9	15.0
B	Piles and embedment	85.9	31.8	101.5	14.7	14.0	21.0
C	Soil	29.1	19.8	48.7	45.4	13.3	30.5
D	Soil and embedment	30.2	21.0	51.1	54.0	20.3	43.1

*Subscript zero denotes vertical vibration, subscripts 1 and 2 denote the first and second modes of the coupled response.

the pile end forces and moments are again described by Eqs. [19], [20], [22], and [23], in which the functions of argument λ are replaced by somewhat modified functions of two arguments λ and $\bar{\lambda}$. These modified functions do not differ from those for a bare beam (Kolousek 1973) because the effect of soil is confined to the two arguments λ and $\bar{\lambda}$. For the pile having the lower end pinned and the upper end fixed, the following functions apply:

$$\begin{aligned}
 [74] \quad & F_7(\lambda, \bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi_1} (\lambda^2 + \bar{\lambda}^2) \sinh \lambda \sin \bar{\lambda} = \\
 & \quad \quad \quad F_{7(\lambda, \bar{\lambda})_1} + iF_{7(\lambda, \bar{\lambda})_2} \\
 & F_8(\lambda, \bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi_1} \lambda \bar{\lambda} (\lambda \sinh \lambda + \bar{\lambda} \sin \bar{\lambda}) = \\
 & \quad \quad \quad F_{8(\lambda, \bar{\lambda})_1} + iF_{8(\lambda, \bar{\lambda})_2} \\
 & F_9(\lambda, \bar{\lambda}) = \frac{-1}{\phi_1} \lambda \bar{\lambda} (\bar{\lambda} \cosh \lambda \sin \bar{\lambda} \\
 & + \lambda \sinh \lambda \cos \bar{\lambda}) = F_{9(\lambda, \bar{\lambda})_1} + iF_{9(\lambda, \bar{\lambda})_2} \\
 & F_{10}(\lambda, \bar{\lambda}) = \frac{-1}{\phi_1} \lambda \bar{\lambda} (\lambda^2 \cosh \lambda \\
 & + \bar{\lambda}^2 \cos \bar{\lambda}) = F_{10(\lambda, \bar{\lambda})_1} + iF_{10(\lambda, \bar{\lambda})_2} \\
 & F_{11}(\lambda, \bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi_1} \lambda \bar{\lambda} (\lambda^2 + \bar{\lambda}^2) \cosh \lambda \cos \bar{\lambda} = \\
 & \quad \quad \quad F_{11(\lambda, \bar{\lambda})_1} + iF_{11(\lambda, \bar{\lambda})_2}
 \end{aligned}$$

in which

$$\phi_1 = \lambda \cosh \lambda \sin \bar{\lambda} - \bar{\lambda} \sinh \lambda \cos \bar{\lambda}$$

Similar functions can be found for the other boundary conditions.

Stiffness and damping coefficients of piles are obtained by the substitution of the real and imaginary parts of functions $F(\lambda, \bar{\lambda})$ in

Eqs. [49]–[60] in place of functions $F(\lambda)$ having the same subscripts.

An example of the static load effect is shown in Fig. 15. It can be seen that the general effect of the static load is to reduce the stiffness and damping parameters with the exception of $f_{7,2}$ that increases and $f_{9,1}$ and $f_{11,2}$ that remain almost independent of N_{st} .

The magnitude of the variations due to N_{st} depends primarily on soil stiffness (wave velocity ratio) and on the slenderness ratio. With increasing soil stiffness, the effect of the static load diminishes; it is negligible for wave velocity ratio = 0.03 and with all the other parameters remaining the same as in Fig. 15.

The effect of a certain N_{st} should also diminish with decreasing slenderness. For slenderness ratios greater than 30, the parameter variations with a certain N_{st} should be about the same as for $l/r_0 = 30$ because any further increase in pile length changes the stiffness and damping parameters only very slightly. In most practical cases the effect of N_{st} will be negligible. (N_B is very large in the shown case.)

Summary and Conclusions

The dynamic stiffness and geometric damping of piles depend on soil-pile interaction and are governed by the following dimensionless parameters: specific mass of the soil over specific mass of the pile (mass ratio), shear wave velocity in the soil over longitudinal wave velocity in the pile (wave velocity ratio), length of the pile (thickness of the soil layer) over pile radius (slenderness ratio), pile static load over Euler's buckling load (load ratio), and the dimensionless frequency.

The most important parameters are the wave velocity ratio and the slenderness ratio.

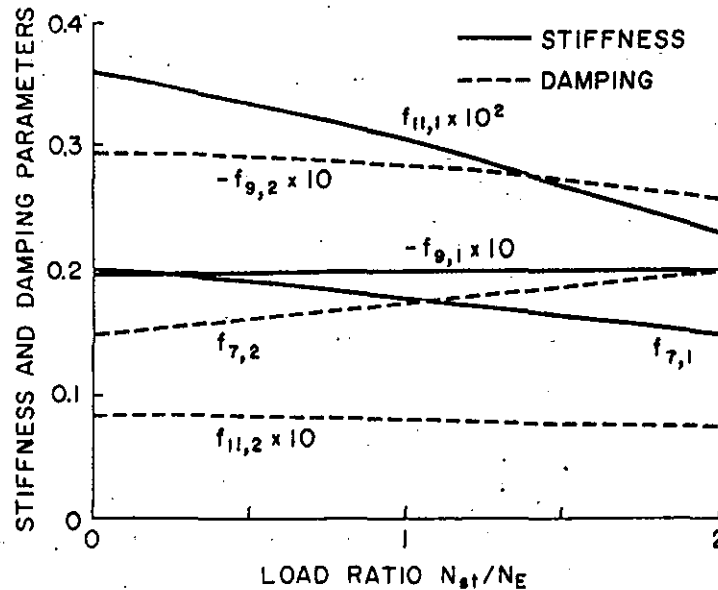


FIG. 15. Variations of stiffness and damping parameters with static load, ($l/r_0 = 30$, $\nu_s/\nu_c = 0.01$, $\rho/\rho_p = 0.7$, $\nu = 0.4$, $a_0 = 0.3$).

Both pile stiffness and damping increase with increasing wave velocity ratio and with horizontal excitation are very sensitive to the pile length for a slenderness l/r_0 smaller than about 25, and practically independent of the pile length for l/r_0 greater than this limit. Above the same limit, the influence of the end condition at the pile tip vanishes; this means that there is no appreciable difference between a pinned tip and a fixed tip and that further increase in pile length does not affect the dynamic stiffness and the damping. The limit to the effect of the pile length is somewhat dependent on the stiffness of the soil. The relatively low limit to the effect of the pile length makes it possible to present numerical values of stiffness and damping parameters valid for most practical situations.

In the vertical direction, the effect of pile length does not diminish within the practical range of slendernesses, because the stiffness of the pile alone compares more favourably with that of soil than is the case with horizontal excitation. However, the stiffness and damping parameters for the vertical direction are given in a graphical form to cover most practical applications.

The effect of the static load can be significant only with extremely poor soils. The static

load reduces most stiffness and damping parameters, but increases damping due to rotation.

For all possible displacements the pile stiffness and geometric damping can be readily established; hence, the response of footings or structures supported by piles can be obtained by the same procedure as is applied with shallow foundations.

Pile foundations can have higher natural frequencies, smaller damping and larger resonant amplitudes than footings founded directly on soil.

The piles can eliminate or reduce permanent settlements; however, they cannot eliminate vibrations. Dynamic analysis is just as important with pile foundations as it is with shallow foundations.

The approach presented is approximate and yields somewhat lower stiffnesses and damping than the more rigorous elastic model. This may be considered on the safe side as the bond between the pile and the soil is not perfect as is assumed in the dynamic elastic solution.

The approximate analytical solution may help to specify the dimensionless parameters and to indicate appropriate ranges for more rigorous approaches where much higher computing costs will be involved.

Experiments are needed to verify the theory and to estimate the effect of pile grouping and other components of damping acting jointly with the geometric damping considered in this paper.

Acknowledgments

This study was supported by a research grant from the National Research Council of Canada. The assistance of T. Nogami is gratefully acknowledged.

- BARANOV, V. A. 1967. On the calculation of excited vibrations of an embedded foundation. (*in Russian*). Voprosy Dynamiki Prochnosti, No. 14, Polytech. Inst. Riga, pp. 195-209.
- BARKAN, D. D. 1962. Dynamics of bases and foundations. McGraw-Hill Book Company, New York, N.Y.
- BEREDUGO, Y. O., and NOVAK, M. 1972. Coupled horizontal and rocking vibration of embedded footings. Can. Geotech. J. 9(4), pp. 477-497.
- KOLOUSEK, V. 1973. Dynamics in engineering structures. Halsted Press, a Division of John Wiley and Sons, New York, N.Y.
- NOVAK, M., and BEREDUGO, Y. O. 1972. Vertical vibration of embedded footings. J. Soil Mech. Found. Div., A.S.C.E., 12, pp. 1291-1310.
- NOVAK, M., and SACHS, K. 1973. Torsional and coupled vibrations of embedded footings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn., J. Wiley and Sons, 2(1), pp. 11-33.
- NOVAK, M. 1974. Effect of soil on structural response to wind and earthquake. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn., J. Wiley and Sons, 3(1), pp. 79-96.
- PENZIEN, J. 1970. Soil-pile foundation interaction. In Earthquake engineering. Edited by Wiegel, R. L. Prentice-Hall, Inc., Eaglewood Cliffs, N.J., pp. 349-381.
- POULOS, H. G. 1971. Behavior of laterally loaded piles: II. Piles groups. J. Soil Mech. Found. Div., A.S.C.E., 97(SM5), pp. 733-751.
- POULOS, H. G. 1973. Behavior of laterally loaded piles: III. Socketed piles. J. Soil Mech. Found. Div., A.S.C.E., 98(SM4), pp. 341-360.
- RAUSCH, E. 1959. Maschinenfundamente. VDI-Verlag GmbH., Düsseldorf, Ger. (*in German*).
- TAJIMI, H. 1966. Earthquake response of foundation structures. Report of the Faculty of Science and Engineering, Nihon University, Tokyo City, Jap., pp. 1.1-3.5 (*in Japanese*).

Appendix I - Notation

The following symbols are used in this paper:

- A = area of pile cross section
 A_i = dimensionless amplitude of footing in direction i
 a = parameter
 $a_0 = r_0 \omega \sqrt{\rho/G}$ = dimensionless frequency
 b = parameter
 C_i = integration constant

- D = damping ratio of footing
 c = coefficient of pile internal viscous damping
 $c_{i,j}$ = damping constant of footing
 $c_{i,j}^1$ = damping constant of one pile
 E_p = Young's modulus of pile
 F_i = frequency functions
 e = eccentricity of unbalanced mass
 $f_{j,1}$ = stiffness parameters of pile
 $f_{j,2}$ = damping parameters of pile
 G = shear modulus of soil
 I = moment of inertia of pile cross section
 I_ψ = mass moment of inertia of footing
 $i = \sqrt{-1}$ = imaginary unit
 K = dimensionless parameter
 $k_{i,j}$ = stiffness constant of footing
 $k_{i,j}^1$ = stiffness constant of one pile
 L = dimensionless parameter
 l = length of pile, thickness of soil layer
 l_e = foundation embedment
 M = bending moment of pile
 m = mass of footing
 m_e = unbalanced mass
 N = axial (normal) force in pile
 N_E = Euler's buckling load
 N_{st} = static load of the pile
 R_i = pile reaction in direction i
 $R_{x,\psi}$ = equivalent footing radius for directions x or ψ respectively
 r_0 = radius of pile, equivalent radius of pile for noncircular piles
 S_{u1} = real part of layer reaction in horizontal direction
 S_{u2} = imaginary part of layer reaction in horizontal direction
 S_{w1} = real part of layer reaction in vertical direction
 S_{w2} = imaginary part of layer reaction in vertical direction
 T = shear force in pile
 t = time
 u = horizontal translation of pile
 u_h = horizontal translation of pile head
 u_g = horizontal translation of pile tip
 u_0 = amplitude of horizontal vibration of footing
 $u_{1,2}$ = real and imaginary parts of u
 $V_s = \sqrt{G/\rho}$ = shear wave velocity of soil
 $v_c = \sqrt{E_p/\rho_p}$ = longitudinal wave velocity in pile
 w = vertical displacement of pile
 w_h = vertical displacement of pile head
 w_g = vertical displacement of pile tip

w_0 = amplitude of vertical vibration of footing
 x_r = horizontal distance of pile from reference point
 z = vertical coordinate
 z_c = height of centroid above base
 z_e = height of excitation above centroid
 Λ = frequency parameter for vertical response
 Λ_0 = frequency parameter of pile alone
 $\Lambda_{1,2}$ = real and imaginary parts of Λ
 λ = frequency parameter for horizontal excitation
 $\lambda_{1,2}$ = real and imaginary parts of λ
 ρ = mass density of soil
 ρ_p = mass density of pile
 ψ = rotation in vertical plane
 ψ_h = rotation of pile head in vertical plane
 ψ_0 = amplitude of footing rocking
 ω = circular excitation frequency
 ω_0 = natural frequency of vertical vibration
 $\omega_{1,2}$ = natural frequencies of coupled motion

Appendix II - Solution of Coupled Motion by Means of Modal Analysis

For practical predictions of amplitudes of the coupled motion involving sliding u and rocking ψ , modal analysis is very suitable. The method is described in general by Novak 1974. The main formulae applicable to footings are summarized below.

With stiffnesses given by Eqs. [49]-[58], the two natural frequencies follow from the formula

$$[75] \quad \omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{k_{xx}}{m} + \frac{k_{\psi\psi}}{I_\psi} \right) \mp \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{k_{xx}}{m} - \frac{k_{\psi\psi}}{I_\psi} \right)^2 + \frac{k_{x\psi}^2}{mI_\psi}}$$

and the two natural modes (ratios of displacements) are

$$[76] \quad a_j = \frac{u_j}{\psi_j} = \frac{-k_{x\psi}}{k_{xx} - m\omega_j^2} = \frac{k_{\psi\psi} - I_\psi\omega_j^2}{-k_{x\psi}} \quad \text{with } j = 1, 2.$$

(With correct values of ω_1 and ω_2 and constant parameters, both equations must give the same result which is a quick check.)

$$[86] \quad u_0 = \sqrt{(q_1 u_1 \sin \phi_1 + q_2 u_2 \sin \phi_2)^2 + (q_1 u_1 \cos \phi_1 + q_2 u_2 \cos \phi_2)^2}$$

and an analogous equation for ψ_0 .

Assume excitation by harmonic horizontal force $Q(t)$ and moment $M_e(t)$ (Fig. 11)

$$[77] \quad Q(t) = Q_0 (\sin \omega t)$$

$$[78] \quad M(t) = M_0 \sin \omega t = (Q_0 z_e + M_e) \sin \omega t$$

The generalized force amplitudes, producing response in one mode each, (Fig. 16), are

$$[79] \quad p_j = Q_0 u_j + M_0 \psi_j$$

and the generalized masses

$$[80] \quad M_j = m u_j^2 + I_\psi \psi_j^2$$

in which subscript $j = 1, 2$ denotes the mode and the corresponding frequency. The modal coordinates u_j and ψ_j can be chosen in an arbitrary scale; e.g. $\psi_j = 1$ and thus from Eq. [76], $u_j = a_j$.

The two modal damping ratios pertinent to the vibration modes are from Eq. 21 in Novak 1974

$$[81] \quad D_j = \frac{1}{2\omega_j M_j} (c_{xx} u_j^2 + c_{\psi\psi} \psi_j^2 + 2c_{x\psi} u_j \psi_j)$$

in which damping constants c are given by Eqs. [51]-[60]. Then the footing translation and rocking are

$$[82] \quad u(t) = \sum_{j=1}^2 q_j u_j \sin(\omega t + \phi_j)$$

$$[83] \quad \psi(t) = \sum_{j=1}^2 q_j \psi_j \sin(\omega t + \phi_j)$$

in which the amplitudes of the generalized coordinates

$$[84] \quad q_j = \frac{p_j}{M_j \sqrt{(\omega_j^2 - \omega^2)^2 + 4(D_j \omega_j \omega)^2}}$$

and the phase shifts

$$[85] \quad \phi_j = -a \tan \frac{2D_j \omega_j \omega}{\omega_j^2 - \omega^2}$$

With respect to the phase difference between ϕ_1 and ϕ_2 the true amplitudes of translation u_0 and rocking ψ_0 are the vector sum of the two modal components, i.e.

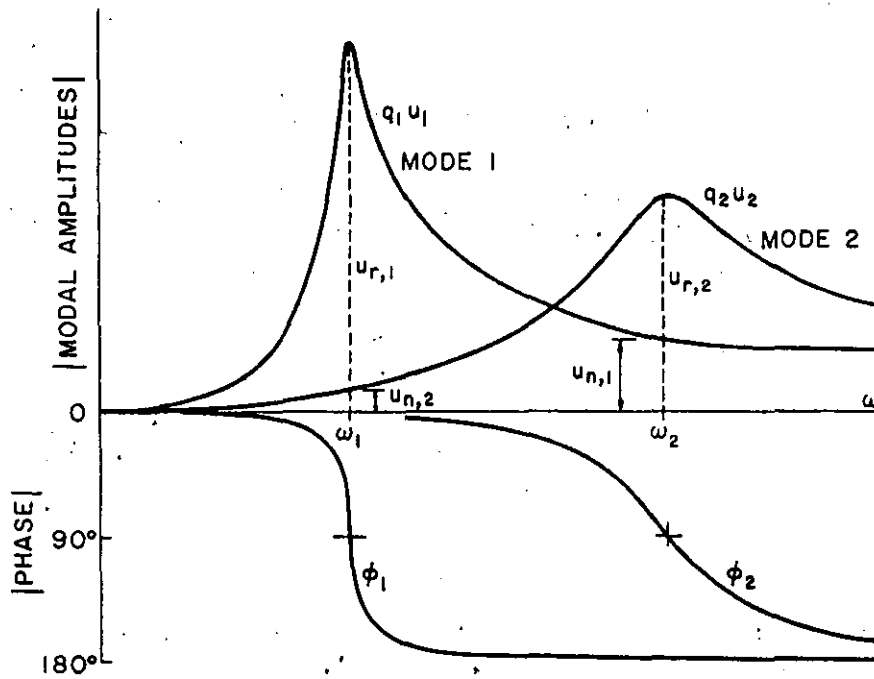


FIG. 16. Modal superposition of footing response, (excitation proportional to ω^2).

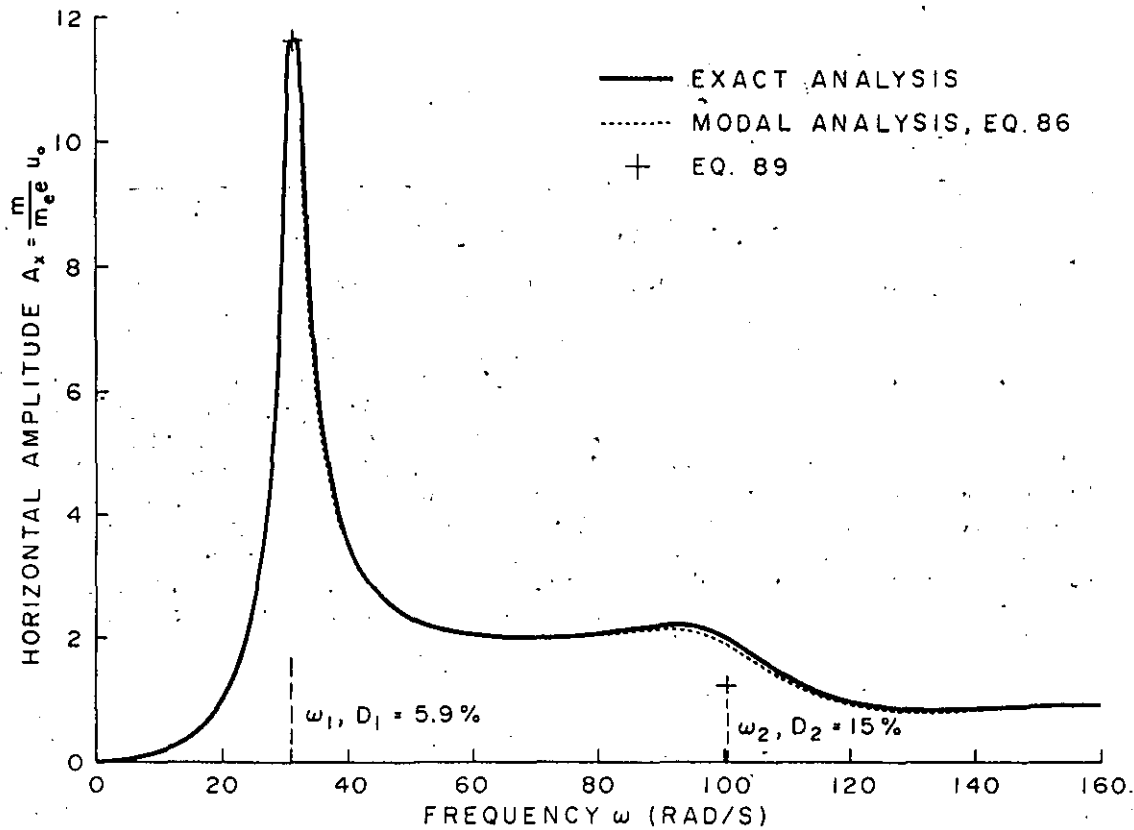


FIG. 17. Sliding component of coupled response computed directly (exactly) and by means of modal analysis, (for foundation shown in Fig. 11).

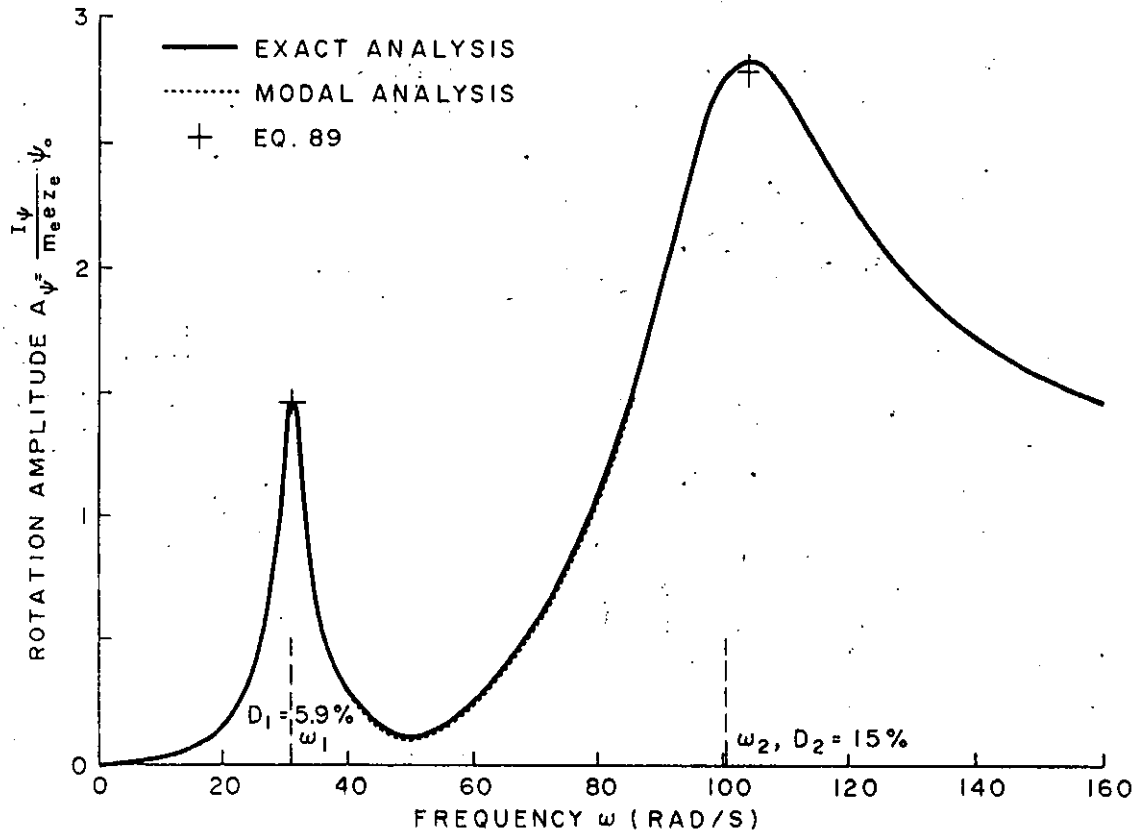


Fig. 18. Rocking component of coupled response computed directly (exactly) and by means of modal analysis, (for foundation shown in Fig. 11).

Equation [86] gives results usually very close to those obtained by direct calculation from Eq. 17 in Beredugo and Novak 1972 (Figs. 17 and 18).

A significant simplification can be achieved when calculating the maximum amplitude in the first or second resonant peaks of the coupled motion (Figs. 17 and 18). When the damping of the resonating mode is not too large and the response curve shows a peak, the contribution of the nonresonant modal component to the resonant amplitude can be neglected in most cases because it is small and the phase difference between the two components is close to 90° (see Fig. 16). Then the resonant amplitudes of the coupled motion at resonance j ($j = 1$ or 2) are approximately

$$[87] \quad \begin{aligned} u_{r,j} &= \frac{p_j u_j}{2D_j M_j \omega_j^2} \\ \psi_{r,j} &= \frac{p_j \psi_j}{2D_j M_j \omega_j^2} \end{aligned}$$

The resonant amplitudes calculated from the very simple Eqs. [87] are shown as crosses (+) in Figs. 13 and 14. The agreement between the accurate and approximate values is quite good. The agreement can be further improved by the vector addition of the nonresonating mode obtainable from Eq. [84]. With the omission of damping, possible with respect to large differences between ω_1 and ω_2 , the amplitudes of the nonresonating mode k at frequency ω_j are

$$[88] \quad \begin{aligned} u_{n,k} &= \frac{p_k u_k}{M_k(\omega_2^2 - \omega_1^2)} \\ \psi_{n,k} &= \frac{p_k \psi_k}{M_k(\omega_2^2 - \omega_1^2)} \end{aligned}$$

Because the phase shift between the resonating and nonresonating modes is close to 90°, the resonant amplitudes are approximately

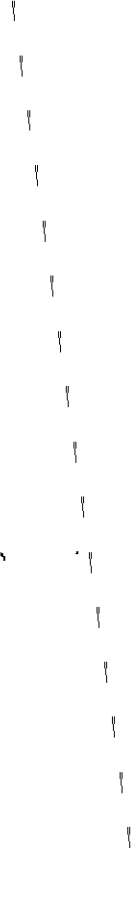
$$[89] \quad \begin{aligned} \alpha_j &= \sqrt{\frac{u_{r,j}^2 + u_{n,k}^2}{1 - D_j^2}} \\ \beta_j &= \sqrt{\frac{\psi_{r,j}^2 + \psi_{n,k}^2}{1 - D_j^2}} \end{aligned}$$

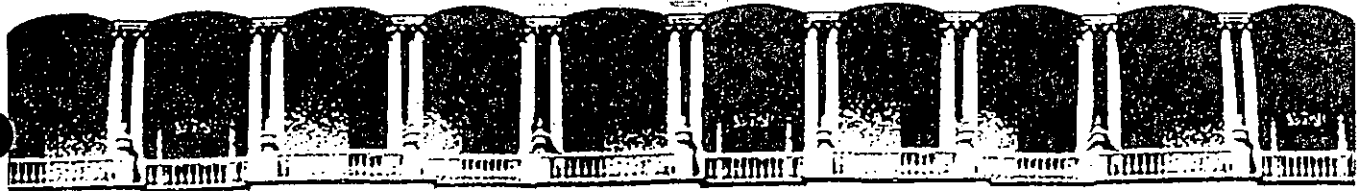
in which $k \neq j$.

The inclusion of the damping in the denominator yields the approximate value of the maximum resonant amplitude instead of the somewhat smaller amplitude at frequency ω_j . (The maximum amplitude does not appear exactly at ω_j .)

Equations [89] yield an even better estimate of the resonant amplitudes than Eqs. [87] alone. The amplitudes calculated from Eqs. [89] are shown in Figs. 17 and 18 where the complete response curves, obtained directly and by means of modal analysis, are also plotted. The agreement between the two approaches is very good.

The same modal approach can be used with shallow foundations. The only difference is in the stiffness and damping constants which can be obtained from Beredugo and Novak 1972 or Novak 1974.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

**ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS
SOBRE PILOTES DE FRICCION**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

JULIO-1992

ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN

N. Rodríguez Cuevas
Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

RESUMEN Estructuras esbeltas cimentadas sobre terrenos arcillosos de baja rigidez, pueden experimentar procesos inestables, que se manifiestan al ser solicitadas por acciones horizontales.

El uso de pilotes de fricción permite aumentar la rigidez a desplazamientos y rotaciones y mejorar las condiciones de estabilidad.

En el trabajo se resumen criterios para analizar la estabilidad de estructuras esbeltas colocadas sobre grupos de pilotes de fricción y se muestran resultados obtenidos de generar programas de análisis automático para definir la rigidez en la base de la estructura, tomando en consideración la distribución, diámetro y longitud de los pilotes así como las propiedades de un continuo que los contiene.

Se hace énfasis en la búsqueda de distribuciones óptimas de pilotes a fin de incrementar la estabilidad de la estructura apoyada sobre ellos.

1. INTRODUCCION

Las estructuras esbeltas cimentadas sobre terrenos arcillosos de baja rigidez, como las que se localizan en el subsuelo del Valle de México, o en terrenos arcillosos en zonas costeras con el tiempo se mueven con desplazamientos crecientes que provocan su hundimiento y pérdida de verticalidad bajo la acción de fuerzas verticales excéntricas; esto hace que se sobrepasen límites aceptables para el buen funcionamiento de la estructura, y aun pueden generar daño estructural. En adición, las estructuras deben soportar las perturbaciones provocadas por viento y sismo.

A fin de mantener los movimientos dentro de los límites aceptables, es común emplear pilotes de fricción como elementos auxiliares de cimentación para disminuir la probabilidad de inestabilidad o falla de la estructura.

En el presente trabajo se establecen criterios para analizar la estabilidad de estructuras esbeltas, apoyadas sobre cimentaciones rígidas colocadas sobre un grupo de pilotes de fricción distribuidos sobre el área de un semiespacio deformable.

Asimismo, se realizan análisis a fin de establecer criterios para revisar las condiciones en que se encuentre una cimentación, cuando esta se someta a la acción de los elementos mecánicos provocados por viento o sismo, valuando los elementos mecánicos que aparecen en la unión de los pilotes con la cimentación rígida, de manera que se asegure la existencia de estabilidad.

Finalmente, las ideas anteriores se aplican a un ejemplo específico común que después de ser analizado, se modifica a fin de mejorar el aprovechamiento de los pilotes que le sirven de cimentación, extrayendo conceptos que permiten iniciar la optimización de cimentaciones apoyadas en pilotes de fricción.

2. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS ESBELTAS APOYADAS EN UN SEMIESPACIO

Estructuras esbeltas, como chimeneas, tanques elevados, torres de control de vuelos y antenas de televisión, silos, edificios, plataformas de perforación, etc, presentan características de comportamiento diferentes a las que aparecen en estructuras cuya base de cimentación es amplia. Este comportamiento puede conducir a procesos inestables o aun a la falla, al cabo de algún tiempo de haberse construido sobre terrenos arcillosos con altos contenidos de humedad y relaciones de vacíos.

A fin de ilustrar ese comportamiento, se muestra una estructura cilíndrica esbelta, apoyada sobre un semiespacio viscoelástico (fig 1), cuyas propiedades puedan ser representativas de arcillas. Se considera que la carga vertical W presenta una excentricidad respecto al centroide de la base de cimentación de la estructura, cuya magnitud sea igual a un décimo del radio de la base.

Usando los procedimientos comunes en la mecánica de medios continuos, es posible calcular los hundimientos de la estructura, para materiales que representan el comportamiento de las arcillas. Así, en la misma figura se

muestra la evolución de los desplazamientos verticales del centroide del área de apoyo, a medida que transcurre el tiempo, lograda mediante el empleo de constantes viscoelásticas obtenidas de pruebas (ref 1).

Se observa que el rápido crecimiento de los hundimientos puede conducir a grandes desplazamientos, sobre todo en arcillas de alta compresibilidad. Al mejorar las propiedades de las arcillas, la velocidad de hundimiento decrece y se requiere mayor tiempo para alcanzar los hundimientos permitidos por las condiciones de funcionamiento de la estructura, pero continúa la tendencia a incremento de desplazamientos verticales.

Debido a la excentricidad de la carga y a su esbeltez, la estructura se inclina provocando desplazamientos horizontales de su parte alta, los cuales tienden a incrementarse con una velocidad 1.48 veces mayor que la del hundimiento vertical de la estructura (fig 2), lo que provoca pérdida de verticalidad, que se incrementa a medida que transcurre el tiempo.

Esos dos efectos combinados pueden alcanzar tal magnitud que limiten el funcionamiento de la estructura en el transcurso del tiempo, al interactuar con construcciones vecinas.

Al ocurrir una perturbación por acción de viento o sismo, aparece una tendencia a movimientos horizontales más acentuada, en frecuencias relativamente bajas, que puede ocasionar daños en la estructura y aumentar su inclinación.

Es común recurrir al empleo de pilotes de fricción bajo la cimentación para disminuir estos efectos, a fin de mejorar las condiciones de estabilidad bajo fuerzas verticales.

3. COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES RIGIDAS APOYADAS EN PILOTES DE FRICCIÓN

En mantos potentes de arcilla se utilizan pilotes de fricción de diversas secciones transversales, con longitudes y separación variables, formando grupos de pilotes que mejoran la estabilidad de la estructura. El análisis de este tipo de cimentación es el objeto principal de este trabajo, bajo condiciones de servicio, a fin de tener certidumbre del movimiento de estas estructuras y de su estabilidad.

Pruebas experimentales realizadas por Whitaker (ref 2) en grupos de pilotes de fricción bajo fuerzas verticales, indicaron el funcionamiento descrito en las figs 3 y 4, cuyos aspectos significativos son:

- a) En cimentaciones rígidas, al presentarse igual hundimiento aparecen fuerzas distribuidas en forma heterogénea, siendo los pilotes de borde y esquina los que soportan las mayores cargas, mientras el nivel de carga sea inferior a 50 por ciento del de ruptura.

- b) El suelo se hunde con los pilotes y se separa de la cimentación rígida, debido al efecto de las cargas transmitidas por los pilotes.

- c) Cuando se dan valores a las cargas superiores al 50 por ciento de falla, desaparece la linealidad en la respuesta y las fuerzas en los pilotes tiende a uniformarse, con un valor próximo al alcanzado por el pilote más cargado en condiciones lineales bajo 60 por ciento del valor último.

- d) La separación de los pilotes cambia la distribución de las cargas y el mecanismo de falla, pero cuando dicha separación es mayor de 2.5 diámetros, siempre se presentan condiciones similares de comportamiento durante todo el proceso de carga.

- e) Al sobrepasar el 50 por ciento del valor de falla, el comportamiento se vuelve no lineal y la cimentación tiende a penetrar en el suelo, empezando en los pilotes de esquina.

Los resultados de las pruebas (fig 5) indican que las fuerzas en los pilotes continúan desiguales y alcanzan niveles más altos en los pilotes de borde, en comparación con los centrales.

Para modelar el comportamiento de grupos de pilotes de fricción es posible recurrir a la dinámica de medios continuos, en la cual se acepte que las propiedades sean independientes de la frecuencia, si se consideran arcillas similares a las del Valle de México.

Para fines de estudio sobre estabilidad de estructuras, la existencia de amortiguamiento resulta poco significativa en el valor de la carga crítica, por lo que un estudio basado en un modelo elástico será representativo del comportamiento de estructuras cimentadas sobre grupos de pilotes de fricción. Esta consideración reduce notablemente el análisis de las cimentaciones en condiciones de servicio, dentro del intervalo de frecuencia de estructuras comunes de periodo alto, como son las estructuras esbeltas, cimentadas en pilotes de fricción. En la fig 6 se muestra el esquema de una cimentación rígida sobre pilotes de fricción sometida a las acciones que provoca una perturbación de su equilibrio, por la presencia de fuerzas horizontales, considerando que el medio es elástico lineal.

Aparecen tres fuerzas, una vertical y dos horizontales, así como tres momentos, dos flexionantes y uno torsionante. Estos elementos mecánicos producen los movimientos que se muestran en las figs 6c y d, los cuales deben calcularse de manera que se conozcan los elementos mecánicos que aparecen en la fig 6b, en cada uno de los pilotes, lo que permitirá revisar las condiciones en que se halla cada pilote de la cimentación. Asimismo, se podrán revisar las condiciones de interacción de cada pilote y el suelo para

juzgar si las condiciones de sustentación son satisfactorias.

Para el análisis de estabilidad es necesario valuar los desplazamientos u , v , w y las rotaciones que experimenta la cimentación, a fin de conocer los movimientos de los puntos más altos de las estructuras y revisar que el orden de magnitud de los desplazamientos horizontales sea comparables con los especificados en normas o reglamentos, para establecer los efectos que genera la perturbación sobre la estructura y tener las bases necesarias para evaluar las características del diseño seleccionado para la estructura y la cimentación.

4. ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS ESBELTAS

Las fuerzas laterales que actúan sobre una estructura esbelta, provocan una perturbación de la condición estacionaria de equilibrio y pueden generar una configuración adyacente fuera del entorno de estabilidad de la configuración inicialmente en equilibrio.

Estas configuraciones, sostenidas por las restricciones al movimiento impuestas en la base de la estructura, pueden ser representadas por los seis resortes viscoelásticos que aparecen en la fig 7. Al presentarse la perturbación, el equilibrio inicial se puede establecer, cuando la rigidez de los resortes es suficiente para evitar la aparición de configuraciones adyacentes fuera del entorno de estabilidad.

Si las perturbaciones son de frecuencias usuales en estructuras esbeltas, el comportamiento de resortes elásticos es adecuado para el estudio de estabilidad de construcciones esbeltas, sobre suelos cuyas propiedades sean similares a las del Valle de México; al aceptar que la estructura esbelta presenta una sección transversal de rigidez EI constante y que existen dos planos de simetría, las ecuaciones eulerianas que regulan el equilibrio se desacoplan y bastará analizar la inestabilidad en dos planos de simetría.

Si la estructura se somete a la acción de una fuerza vertical P , normalmente generada por la acción de la gravedad, la condición crítica queda definida por

$$v_{,zzzz} + \frac{1}{J^2} v_{,zz} = 0 \quad \frac{1}{J^2} = \frac{P}{EI} \quad (4.1)$$

donde v es el desplazamiento paralelo al eje y .

Si en los extremos de la estructura esbelta existen resortes que restringen el movimiento transversal v y la rotación angular $v_{,z}$ cuyas constantes sean $(K_x)_0$ y $(KR)_0$ en la base y $(K_x)_L$ y $(KR)_L$ en la parte superior, se establecen las siguientes condiciones de frontera:

$$z = 0 ; v_{,zzz}(0) + \frac{1}{J^2} v_{,z}(0) + \alpha_0 v(0) = 0$$

$$v_{,zz}(0) - \beta_0 v_{,z}(0) = 0$$

$$z = 0 ; v_{,zzz}(L) + \frac{1}{J^2} v_{,z}(L) - \alpha_L v(L) = 0$$

$$v_{,zz}(L) + \beta v_{,z}(L) = 0 \quad (4.2)$$

donde se han introducido los parámetros

$$\alpha_0 = \frac{(K_x)_0}{EI} \quad \beta_0 = \frac{(KR)_0 y_0}{EI}$$

$$\alpha_L = \frac{(K_x)_L}{EI} \quad \beta_L = \frac{(KR)_L y_L}{EI}$$

Así, el problema se reduce a uno de valores característicos, cuya condición de existencia queda definida por la configuración adyacente en equilibrio

$$v = A_1 \sin \frac{z}{J} + A_2 \cos \frac{z}{J} + A_3 z + A_4 \quad (4.3)$$

Al sustituir en las condiciones de frontera y al forzar la existencia de solución diferente de la trivial se obtiene la siguiente ecuación característica

$$\begin{aligned} & [-(\alpha_0 + \alpha_L) \frac{u^5}{L^5} + (\beta_0 \beta_L (\alpha_0 + \alpha_L) + \alpha_0 \alpha_L) \frac{u^4}{L^4} + \alpha_0 \alpha_L (\beta_0 + \\ & + \beta_L - \beta_0 \beta_L L) \frac{u^2}{L^2}] \sin u + [(\alpha_0 + \alpha_L) (\beta_0 + \\ & + \beta_L) \frac{u^3}{L^3} - \alpha_0 \alpha_L L (\beta_0 + \beta_L) \frac{u^2}{L^2} - 2\alpha_0 \alpha_L \beta_0 \beta_L L \frac{u}{L}] \cos u + \\ & + 2\alpha_0 \alpha_L \beta_0 \beta_L L \frac{u}{L} = 0 \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$\text{donde } u = \frac{L}{J}$$

Al obtener el valor de u más pequeño que satisface la ecuación anterior, u_{cr} , se obtiene el valor crítico

$$P_{crit} = \frac{u_{cr}^2 EI}{L^2} \quad (4.5)$$

Ahora bien, en estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción solo existen los parámetros α_0 y β_0 con valores diferentes de cero, mientras que α_L y β_L resultan ser nulos. En consecuencia, la ecuación característica se reduce a

$$[-\alpha_0 \frac{u^6}{L^6} \sin u + \alpha_0 \beta_0 \frac{u^5}{L^5} \cos u] = 0 \quad (4.6)$$

la cual es satisfecha si $\alpha_0 = 0$ o si

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_L y_L}{(EI) y} \quad (4.7)$$

lo que implica que la condición crítica depende de las características de la estructura y de las constantes K_x y $(KR)_y$; resulta interesante observar que al dar una rigidez diferente de cero al resorte K_x , la estabilidad de la estructura depende únicamente del valor de la rigidez angular del resorte de constante $(KR)_y$.

Es posible establecer expresiones similares para posibles configuraciones adyacentes en el plano yz , (fig 7).

Se debe observar que las condiciones de

estabilidad dependen de la rigidez de los resortes que restringen el movimiento de la base, y que para hacer inestable a una estructura sometida a una carga P conocida es necesario que la rigidez de los resortes tenga valores menores que los críticos que aparecen en la fig 7, definidos por relaciones no lineales que involucran las propiedades de la estructura y del suelo.

Así, en estructuras esbeltas cimentadas sobre pilotes de fricción, la estabilidad de ellas depende del valor de las constantes de los seis resortes que aparecen en la fig 7 y es necesario establecer algoritmos que permitan conocer la rigidez de ellos a fin de ser comparadas con sus valores críticos.

5. FORMULACION MATEMATICA PARA OBTENER LA RIGIDEZ DE UN GRUPO DE PILOTES

Para obtener la rigidez de un grupo de pilotes de fricción bajo una cimentación rígida, es necesario establecer sistemas de ecuaciones que relacionan los desplazamientos de los pilotes y las cargas que actúan en ellos, con el campo de desplazamientos u, v, w que se presenta en la cimentación.

A continuación se resume la formulación matemática de las condiciones que relacionan los campos de desplazamiento que corresponden a los seis movimientos mencionados en la fig 6:

- Desplazamiento vertical $w = \text{cte}$, bajo la acción de la fuerza vertical P
- Rotación que genera el campo $w = \theta_{xy}$, alrededor del eje centroidal y principal x
- Rotación alrededor del eje y, para definir desplazamientos $w = \theta_y x$
- Desplazamiento horizontal $u = \text{cte}$, en todos los pilotes, bajo la fuerza H_x
- Desplazamiento horizontal $v = \text{cte}$, bajo la acción de la fuerza H_y
- Giro de la cimentación ϕ_z , que genera el campo $\delta = +\phi_y i - \phi_x j + \phi_k$ por la acción de un momento torsionante M_T .

Se elaboraron algoritmos para obtener las fuerzas y desplazamientos en cada pilote; los tres primeros movimientos se establecieron con base en un sistema lineal de ecuaciones, cuya matriz fue $[a_{jk}]$; los tres últimos movimientos se resolvieron mediante sistemas de ecuaciones que se basan en la matriz $[\beta_{jk}]$.

$$[a_{jk}] \quad \text{y} \quad [\beta_{jk}]$$

son matrices formadas por los coeficientes de interacción entre los pilotes j-ésimo y k-ésimo; la primera matriz se basa en la interacción entre pilotes bajo cargas y desplazamientos verticales, mientras que $[\beta_{jk}]$ se basa en la existencia de desplazamientos horizontales (ref 3). Dado que en este tipo de movimientos se generan momentos flexionantes en la parte superior de los pilotes en con-

tacto con la base rígida, los coeficientes de influencia β_{jk} se obtuvieron considerando que la tangente a la elástica de la parte superior de los pilotes no gira, debido al empotramiento que comúnmente se encuentra en las cimentaciones de este tipo.

Al aceptar que en los seis movimientos anteriores los desplazamientos o rotaciones fuesen unitarias y que siempre exista equilibrio, se pueden conocer las fuerzas y momentos que actúan en la cabeza de cada pilote y sus resultantes en toda la cimentación. Estas fuerzas y momentos serán las rigideces lineales y angulares de la cimentación, mediante las cuales se pueden establecer las condiciones de estabilidad de la estructura que se apoya en ese grupo de pilotes.

Con base en los sistemas de ecuaciones descritos, se elaboraron dos programas para calculadora B 6700, cuya operación se logró con éxito.

Al resolver a esos sistemas de ecuaciones se obtienen las rigideces de la cimentación piloteada, mediante las siguientes expresiones:

a) Rigidez lineal vertical

Para calcular la constante K_z se puede emplear:

$$K_z = R_z L E_s \quad (5.1)$$

donde

R_z coeficiente adimensional obtenido del programa

L longitud del pilote

E_s módulo de Young del medio

b) Rigidez angular

Depende de la posición del eje de rotación y se calcula mediante la relación:

$$(KR) = R \frac{E d^3}{I_p} - nL(R_R H + \frac{E L}{I_{GM}}) \quad (5.2)$$

donde

R coeficiente adimensional obtenido del programa

d diámetro del pilote

I_p factor de influencia para un pilote aislado

n número de pilotes en el grupo

R_R coeficiente obtenido del programa

L longitud de los pilotes

H fuerza horizontal perpendicular al eje de rotación

E_s módulo de Young del medio

I_{GM} factor adimensional

El primer término se debe a la acción de las fuerzas verticales en los pilotes, mientras que el término que se sustrae se debe a la

aparición de momentos flexionantes en la cabeza de los pilotes.

c) Rigidez lineal

Para un grupo de pilotes,

$$K_x = K_y = \frac{LE_s}{R_H I_H} \quad (5.3)$$

donde

R_H factor adimensional obtenido del programa

I_H factor de influencia en un pilote aislado

L longitud de los pilotes

E_s módulo de Young del medio

d) Rigidez torsional

Está formada por la resistencia lateral de los pilotes y por su rigidez torsional; se calcula mediante

$$(KR)_z = (|CTX| + |CTY|) \frac{LE_s}{I_H} + (CTT) \quad (5.4)$$

donde

CTX , CTY factores obtenidos del programa

CTT rigidez debida a todos los pilotes, obtenida del programa

I_H factor de influencia bajo fuerzas horizontales

L longitud de los pilotes

E_s módulo de Young del medio

6. ANALISIS DE RESULTADOS

Se elaboraron programas para definir las rigideces, con ellos se procesó la información sobre diversos grupos de pilotes; el análisis de los resultados condujo a las siguientes observaciones.

6.1 Pilotes bajo fuerza vertical

- La influencia entre pilotes esbeltos idénticos es importante aun para espaciamentos grandes (50 diámetros). El módulo de Poisson es poco significativo, tendiendo a incrementarse la interacción si ν decrece
- Para cualquier grupo de pilotes, su hundimiento depende en gran parte del número de pilotes. Mientras mayor sea el número de pilotes, menor será el hundimiento y en consecuencia la rigidez del resorte K_z se incrementa al aumentar el número de pilotes
- La distribución de carga en los pilotes es heterogénea, soportando mayor carga los pilotes de esquina y los de borde. Para un espaciamento S dado, tiende a ser más heterogénea la distribución de la carga a medida que la relación L/d se incrementa
- La fig 8 muestra claramente la dependencia de la rigidez con las relaciones L/d y S/d . Se observa que mientras mayor sea el espaciamento y menor la longitud, para

un diámetro dado de los pilotes del grupo, la rigidez de la cimentación resulta mayor.

6.2 Pilotes bajo giro angular

La rigidez angular de la cimentación depende del número de pilotes, su longitud y su diámetro, así como el eje centroidal alrededor del cual gira la cimentación y la magnitud de la fuerza horizontal que perturba el equilibrio de la estructura.

- La fig 9 indica que la rigidez de la cimentación depende de las relaciones L/s y S/d . A mayor separación y menor longitud, la rigidez angular de la cimentación aumenta. Al colocar pilotes muy largos a pequeños espaciamentos, se alcanza el mínimo de la rigidez angular
- La rigidez angular varía con el ángulo que forma el eje de rotación centroidal con una dirección arbitraria. Su variación es similar a la del momento de inercia de los pilotes respecto al eje de rotación y coinciden los ejes principales de inercia con los de máxima y mínima rigidez angular
- La distribución de cargas en los pilotes es heterogénea, presentándose la máxima carga en los pilotes más alejados del eje. La distribución no es lineal, lo que impide aceptar la fórmula de la escuadría para definir las cargas de los pilotes. En grupos simétricos, la fuerza máxima en los pilotes se presenta en el más alejado del eje de rotación
- La fuerza horizontal H que actúa en la cimentación reduce notablemente la rigidez angular de una cimentación y podría anularla, cuando su magnitud sea grande. Siempre debe considerarse esta fuerza en el cálculo de la rigidez angular, ya que puede provocar inestabilidad en la estructura
- Los momentos inducidos en la cabeza de los pilotes por la rotación de la cimentación es poco significativa en la disminución de la rigidez angular

- Los pilotes cercanos al centroide contribuyen de manera poco efectiva en el cálculo de la rigidez angular

6.3 Desplazamiento horizontal de la cimentación

Bajo la acción de una fuerza horizontal centroidal, se presentan desplazamientos horizontales que dependen del número de pilotes y su distribución, de la dirección de la fuerza, de las relaciones L/d y S/d y de las propiedades del medio.

- El desplazamiento depende del ancho del grupo de pilotes en dirección normal a la de la fuerza, más que del número de pilotes que forman al grupo. Así, pilotes muy distantes darán la máxima rigidez a la cimentación

b) La distribución de la fuerza horizontal, H , es heterogénea. La fig 10 muestra la distribución de la fuerza en un grupo de nueve pilotes; se observa que los pilotes de esquina soportan el mayor nivel de carga. La dirección de la fuerza influye de manera significativa en la distribución de la carga H , (fig 10). Para cualquier dirección, el pilote central siempre soporta el mínimo porcentaje de carga

c) El desplazamiento horizontal genera momentos flexionantes en la cabeza de los pilotes proporcionales a la magnitud de la fuerza H que actúa en la cimentación, los cuales contribuyen de manera sensible a disminuir la rigidez angular de la cimentación.

d) La rigidez de la cimentación a desplazamiento horizontal es insensible a la dirección de la fuerza, por lo que se puede considerar que $K_x = K_y$ en cualquier análisis.

6.4 Rigidez torsional de un grupo de pilotes

La aplicación de un momento torsionante en la cimentación provoca fuerzas horizontales en cada pilote, así como de momentos flexionantes y torsionantes en la cabeza de los pilotes.

a) Las fuerzas en cada pilote dependen de su distancia al centro de giro. Los pilotes más alejados soportan mayores fuerzas debido a la existencia de torsión.

b) Los momentos flexionantes también dependen de su distancia al centro de giro de la cimentación, los mayores momentos se presentan en los puntos más alejados del centro de giro.

c) Los momentos torsionantes en cada pilote son prácticamente iguales, ya que la interacción es poco significativa. La suma de ellos contribuye a definir el momento resistente del grupo.

d) La rigidez torsional depende de la posición relativa de los pilotes en el grupo. Mientras más alejados se encuentran del centroide, aumenta la rigidez angular del grupo.

Debe hacerse hincapié en que todos los resultados anteriores son válidos mientras se considere al medio y a los pilotes como elásticos lineales, por lo cual deberá verificarse que el pilote más cargado mantenga su condición elástica al aplicar las fuerzas que perturban el equilibrio de la estructura cuya estabilidad se estudia en este trabajo. Este enfoque permite explicar la existencia de fenómenos no lineales en estructuras esbeltas en condiciones de servicio.

7. EJEMPLO ILUSTRATIVO

A fin de ilustrar el manejo de las ideas previas, se seleccionó la estructura cuyas

características aparecen en la fig 11; se aceptan los siguientes valores de las constantes que aparecen en las expresiones que definen la estabilidad.

Diámetro de los pilotes $d = 40$ cm
 Módulo de Young $E_s = 16 \text{ kg/cm}^2$, $\nu_s = 0.5$
 Número de pilotes $n = 40$
 Longitud de los pilotes $L = 28$ m
 Fuerza horizontal que perturbe la estabilidad $H = 70$ ton

En estas condiciones es posible calcular la rigidez angular de la cimentación definida por

$$(KR)_x = R \frac{E d^3}{I_p} - nL \left(R_R H + \frac{E L}{I_{GM}} \right) \quad (7.1)$$

Al efectuar operaciones y utilizar los resultados del programa, se obtienen

$K_R = 2.4 \times 10^{-5}$
 $R = 305.4$
 $R_R = 0.174$
 $I_p = 0.07$
 $I_{GM} = 3 \times 10^4$

Al sustituir en la ec 7.1, se obtiene

$$(KR)_x = 4.47 \times 10^9 - 1.36 \times 10^9 = 3.11 \times 10^9 \text{ kg cm}$$

Se observa que la influencia de la fuerza horizontal disminuye la rigidez de la cimentación en 30.5 por ciento.

Al calcular el valor crítico de la rigidez mediante la ec 4.8, se obtiene

$$(KR_x)_{crit} = 1.985 \times 10^9 \text{ kg cm. Este resultado implica un factor de seguridad igual a 1.567, que es bajo e implicaría comportamiento no lineal de la estructura.}$$

Por otra parte, al analizar la distribución de cargas en los pilotes bajo fuerza vertical y momento de volteo (fig 12), se observan concentraciones importantes de carga en los pilotes de borde y esquina, mientras que los interiores son solicitados por cargas muy bajas, lo cual implica desperdicio de pilotes, por la mala distribución de ellos bajo la cimentación.

Como una mejor alternativa, en la fig 13 se muestra una cimentación con 30 pilotes distribuidos sobre circunferencias concéntricas, que presenta la misma rigidez angular cuando la base no se desplaza. Sin embargo, al aceptar la existencia de la fuerza de perturbación, H , el factor de seguridad resulta igual a 1.738, lo que implica un aumento de 11 por ciento en comparación con la cimentación sobre cuarenta pilotes.

La distribución de cargas en los pilotes es más uniforme, aprovechándose mejor cada uno de ellos, sin que exista desperdicio.

Este ejemplo ilustra claramente la importancia de una buena distribución de pilotes en la estabilidad de una estructura esbelta, ya que al disminuir el número de pilotes al

setenta y cinco por ciento, se aumenta el factor de seguridad contra inestabilidad en 11 por ciento, se distribuye mejor la carga en ellos, y se obtiene mayor momento de volteo admisible en la estructura, al ser perturbado su equilibrio por la acción de fuerzas horizontales. Para aumentar aún más el factor de seguridad, hasta niveles mayores que eviten el comportamiento no lineal de la estructura, será necesario aumentar el diámetro de las circunferencias.

8. COMENTARIOS FINALES

La estabilidad de construcciones esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción depende de una buena selección de la distribución y número de pilotes que se coloquen bajo la cimentación. En esta se debe buscar separar al máximo los pilotes de fricción sobre circunferencias evitando el desperdicio de ellos en las zonas interiores o su sobrecarga excesiva cuando se utilizan áreas cuadradas.

Es posible valuar el factor de seguridad de una construcción esbelta mediante los procedimientos descritos en este trabajo.

Se deberá cuidar además que el pilote de fricción más cargado soporte los elementos mecánicos que le trasmite la cimentación, dentro de los límites de seguridad comunes.

Un aspecto importante desarrollado en este trabajo consiste en la posibilidad de obtener la distribución de las cargas y momentos que actúan sobre una cimentación sobre pilotes de fricción mediante programas, cuyos resultados son comparables a los que se obtienen experimentalmente, cuando solo actúa carga vertical.

Resultará interesante comprobar experimentalmente los resultados de los programas bajo momentos flexionantes, torsionantes y fuerzas horizontales, a fin de corroborar que en estas situaciones de carga prevalece la similitud con los resultados experimentales y que la carga de inestabilidad sea correctamente valuada por el procedimiento descrito en este trabajo.

9. RECONOCIMIENTO

La actividad desarrollada por Jorge Sánchez Sesma, quien programó los algoritmos mencionados en este trabajo, contribuyó de manera efectiva en este trabajo; asimismo se reconocen las facilidades dadas por el CSC de la UNAM, para el procesamiento de la información.

Se agradecen los juicios críticos de Oscar de Buen y Raúl J. Marsal durante la revisión del manuscrito.

10. REFERENCIAS

- Rodríguez Cuevas N. (1971), "Viscoelastic constants for a model representing the mechanical behavior of materials", Procs. Southampton 1969 Civil Engineering Materials Conference, Wiley-Interscience Parte 1, Londres, pp: 533-543
- Whitaker, T. (1957), "Experiments with model piles in groups", *Geotechnique*, Vol 7 pp. 147-167.
- Poulos, H.G., "Análisis of the settlement of pile groups", *Geotechnique*, Vol 18 pp. 449-471.

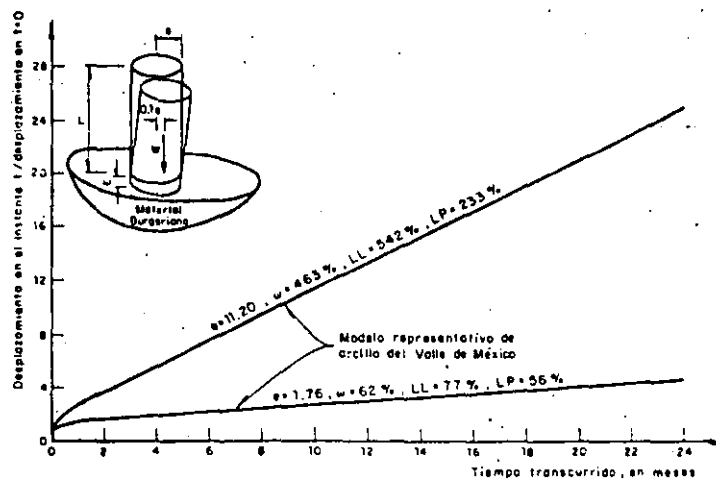


Fig 1. Movimiento vertical específico provocado por la fuerza vertical W

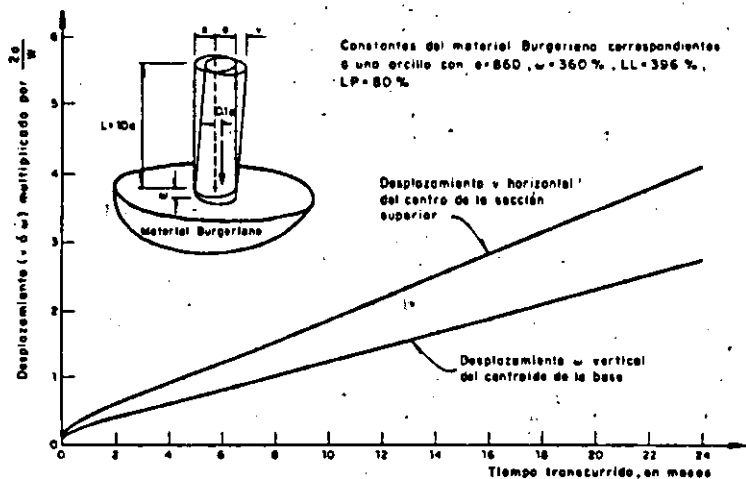
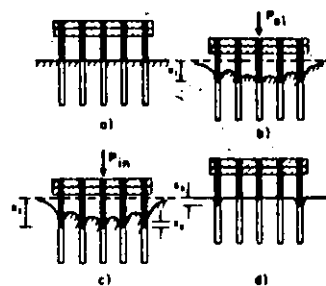


Fig 2. Desplazamiento vertical de la base y desplazamiento horizontal de la sección superior, de una construcción esbelta, de peso W , excéntricamente aplicado en la base



a) Pilotes de fricción antes de aplicar la carga vertical
 b) Grupo cargado para provocar un desplazamiento elástico X_1
 c) Pilotes sometidos a carga que provoca un desplazamiento X_2 , con componente inelástica en los pilotes laterales
 d) Condición después de quitar la carga, notándose que los pilotes laterales se penetran una cantidad X_2

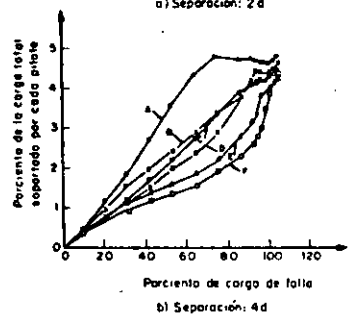
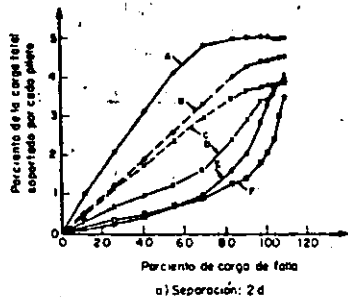


Fig 4. Comportamiento hasta la falla de un grupo de 25 pilotes de fricción uniformemente distribuidos bajo una cimentación rígida, bajo carga vertical

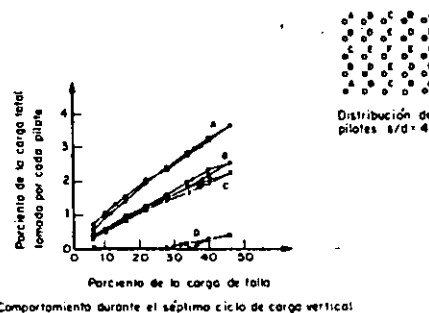
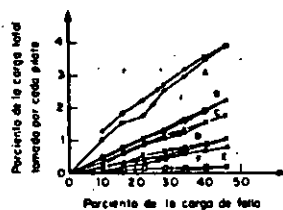
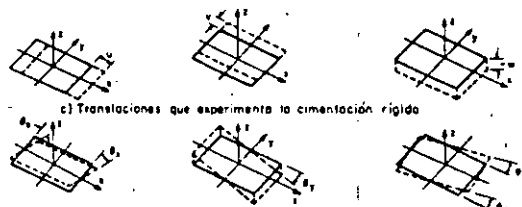
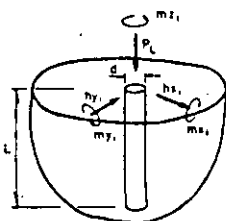
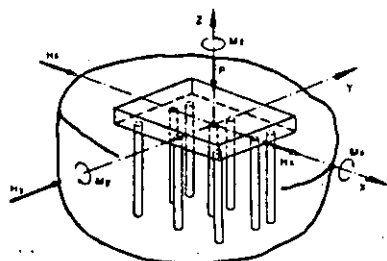
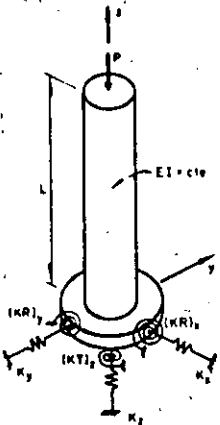


Fig 5. Distribución de la carga en un grupo de 25 pilotes de fricción, durante varios ciclos de carga vertical hasta la mitad de la carga de falla



d) Rotaciones que se provocan en la cimentación

Fig 6. Acciones que provoca en una cimentación sobre pilotes de fricción, una estructura esbelta sometido a una perturbación



Ecuación característica, en el plano xx

$$\left[-\frac{K_x}{(EI)_y} \frac{u^4}{L^4} \right] \operatorname{sen} u + \left[\frac{K_x (KR)_y}{(EI)_y (EI)_y} \frac{u^3}{L^3} \right] \operatorname{cos} u = 0$$

siendo $u = \frac{1}{J} = L \sqrt{\frac{P}{(EI)_y}}$

Simplificando

$$\frac{L}{J} \tan \frac{L}{J} = \frac{(KR)_y L}{(EI)_y}$$

Por tanto, el valor crítico de la rigidez angular $(KR)_y$ será

$$[(KR)_y]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{P}{(EI)_y}}$$

Por un planteamiento similar, en el plano yy

$$[(KR)_x]_{\text{crit}} = \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{P}{(EI)_x}}$$

Fig 7. Valores críticos de las rigideces angulares de los resortes que estabilizan una estructura esbelta

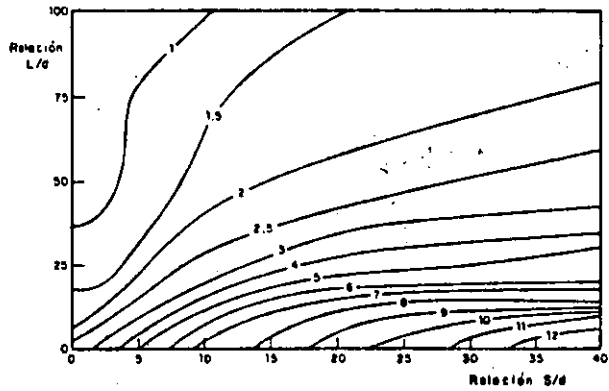


Fig 8. Número dimensional que multiplica a (LE_g) para obtener la rigidez vertical de una cimentación apoyada en 25 pilotes equidistantes

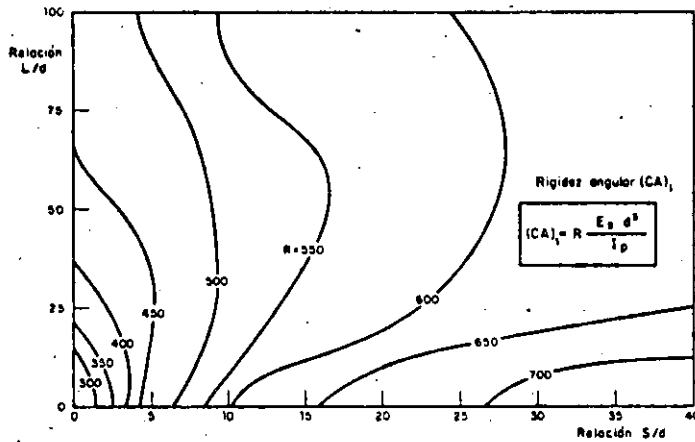
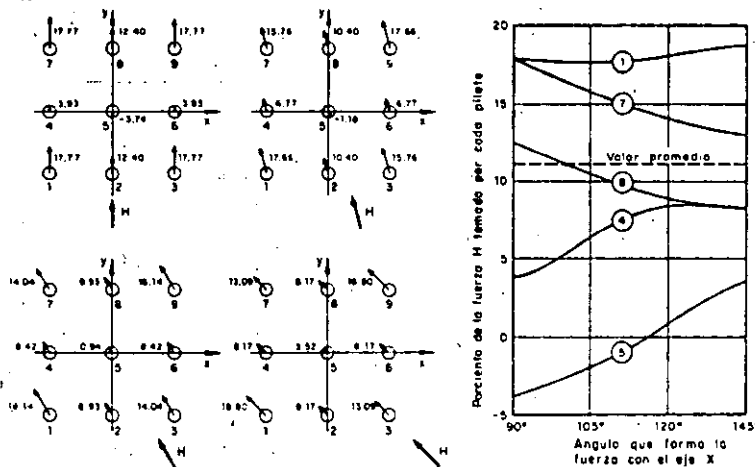


Fig 9. Variación del coeficiente R de parte de la rigidez angular de un grupo de 25 pilotes, uniformemente distribuidos en un área cuadrada, en función de su longitud y su espaciado



a) Porcentos de la carga H tomado por cada pilote, obtenidos del programa

b) Carga que toma cada pilote al cambiar la dirección de la fuerza H

Fig 10. Distribución de una fuerza horizontal céntrica H, sobre un grupo de 9 pilotes, con $L/d=25$ y $S/d=2.5$

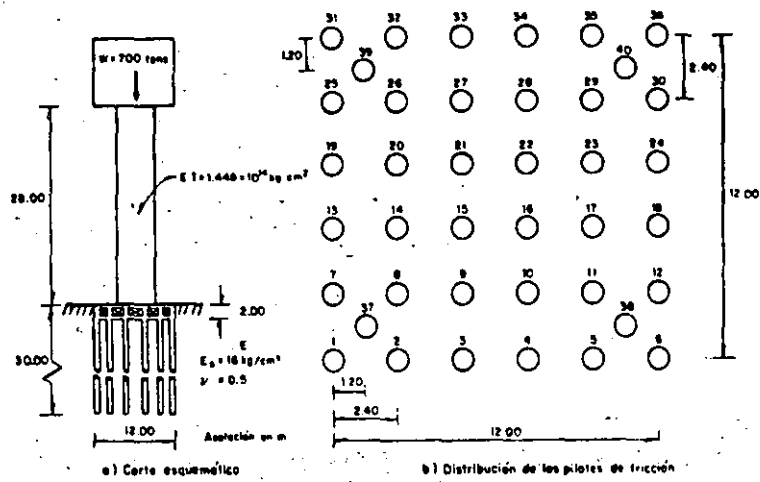


Fig 11. Estructura esbelta sobre pilotes de fricción

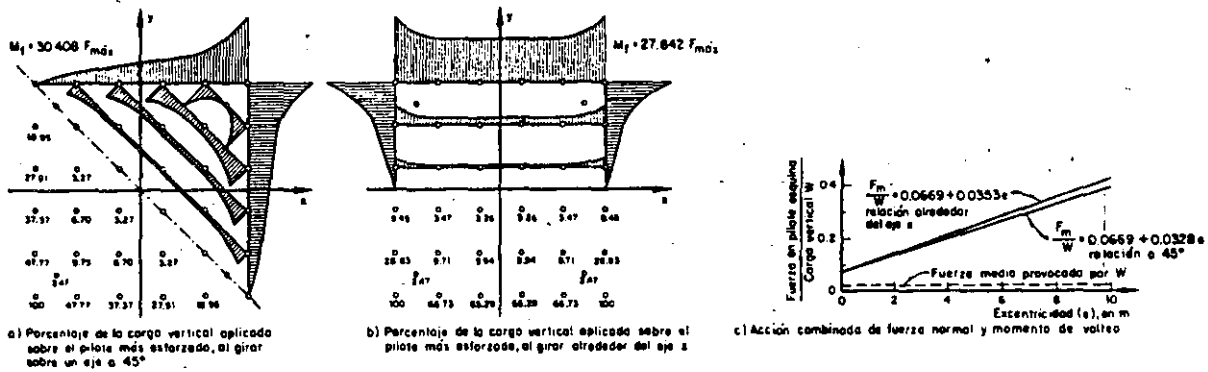


Fig 12. Distribución de cargas en 40 pilotes, provocadas por la acción de momentos flexionantes sobre la cimentación

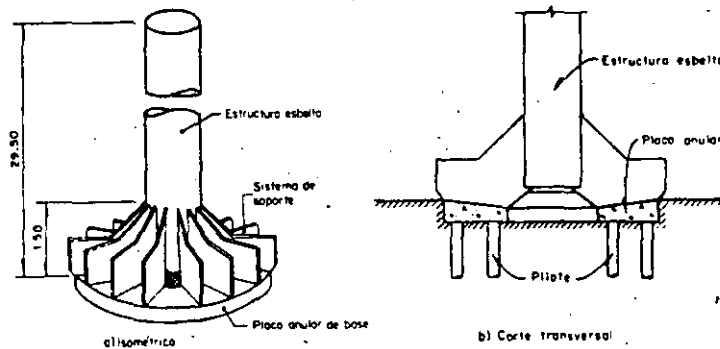


Fig 13. Cimentación sobre pilotes de fricción en planta circular y su conexión con una estructura esbelta



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

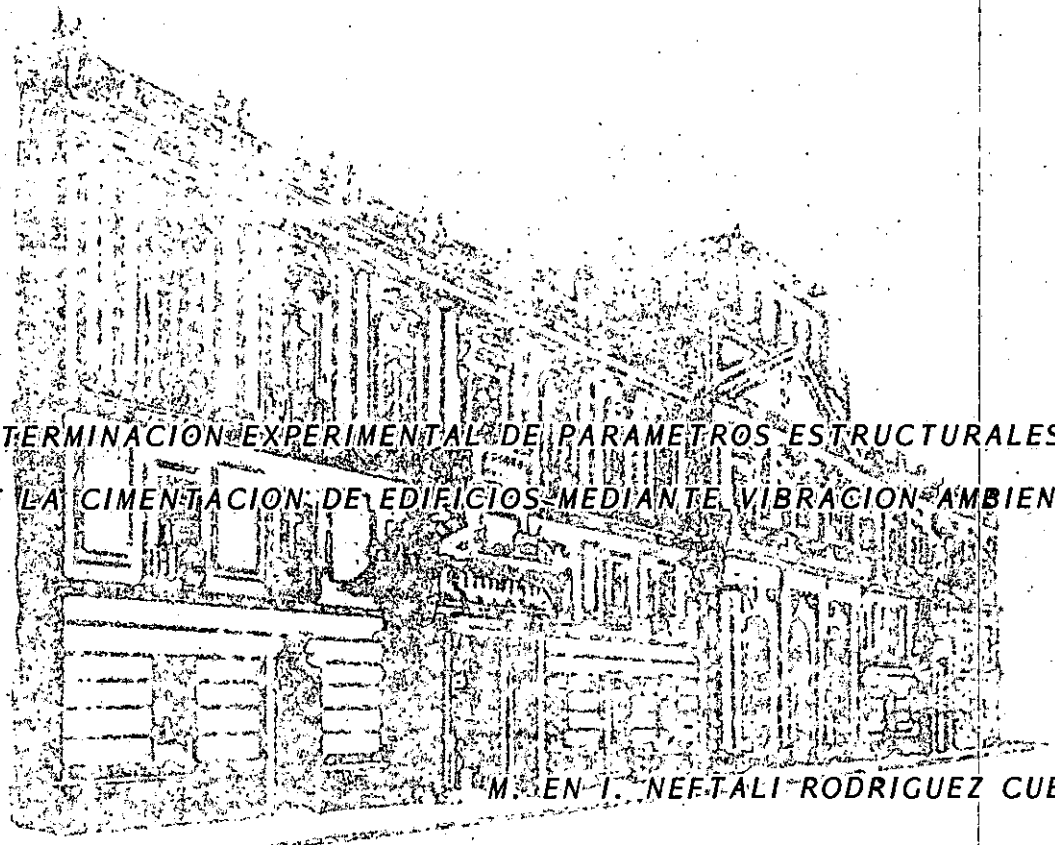
CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISENO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992



**DETERMINACION EXPERIMENTAL DE PARAMETROS ESTRUCTURALES
Y DE LA CIMENTACION DE EDIFICIOS MEDIANTE VIBRACION AMBIENTAL**

M. EN I. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

JULIO-1992

DETERMINACION EXPERIMENTAL DE PARAMETROS ESTRUCTURALES Y DE LA CIMENTACION DE EDIFICIOS MEDIANTE VIBRACION AMBIENTAL



Neftalí Rodríguez Cuevas*

RESUMEN

Se ha recurrido a la medición de aceleraciones inducidas por el movimiento ambiental del suelo del valle de México, para conocer las rigideces angulares y lineales de la cimentación de edificios y las formas modales asociadas al movimiento de estos. Así mismo, al medir la velocidad de transmisión de pulsos ultrasónicos en elementos de la estructura, es posible conocer la variación espacial de los módulos de Young dinámicos, y mediante ordenadores digitales generar modelos que reproduzcan las características dinámicas de la interacción suelo-estructura. De esa manera se estimaron los efectos de suelos altamente compresibles del valle de México, en el movimiento de estructuras edificadas sobre ellos y se elaboró un modelo matemático útil para estimar el inicio de la inestabilidad de estructuras apoyadas sobre suelos blandos y para estudiar la cinemática de los edificios.

1. INTRODUCCION

Al disponer de información instrumental sobre el comportamiento de estructuras esbeltas y compararla con el comportamiento teórico de estructuras con base empotrada, se encuentran discrepancias entre mediciones y el modelo teórico.

Para conocer algunas de las causas de esas discrepancias, es necesario:

*Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

- a) Desarrollar técnicas confiables para medir el movimiento de los edificios
- b) Desarrollar modelos matemáticos representativos del sistema estructura-cimentación suelo
- c) Identificar formas modales, para conocer tanto las características de la rigidez del suelo como de la estructura y determinar así la cinemática de los edificios
- d) Establecer las similitudes y diferencias entre modelos y mediciones

2. PROBLEMA EN ESTUDIO

A medida que se ha generado información acerca de la respuesta de estructuras sometidas a las fuerzas generadas por sismos o por el viento, se ha mostrado que la interacción suelo estructura puede influir de manera significativa en dicha respuesta (ref 1 a 5). La interacción representa un fenómeno simple, en el cual las condiciones de frontera impuestos por el suelo a los movimientos de la estructura, se manifiestan de manera clara y pueden variar desde la correspondiente a base prácticamente empotrada, como la de edificios cimentados en roca, hasta la condición flexible, como la que se encuentra en la base de los edificios cimentados sobre terrenos arcillosos de alto contenido de agua, como sucede en la zona del lago del valle de México.

Se han realizado numerosos estudios teóricos sobre la influencia de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas del movimiento de edificios (ref 6 y 7); en algunos países se han efectuado trabajos experimentales para mostrar la validez de los enfoques teóricos y otros para investigar las propiedades del subsuelo (ref 7 a 9).

En Ingeniería Sísmica se ha hecho necesario estudiar el acoplamiento del sistema estructura-suelo, cuando se presentan perturbaciones al equilibrio de una construcción.

Así, cuando se estudia una estructura, que en ocasiones se representa por una masa y un resorte, como se muestra en la fig 1, se encuentra que la interacción entre suelo y estructura produce movimientos modales acoplados, que muestran la existencia de varios grados de libertad. La cimentación y el subsuelo contribuyen a generar formas modales que modifican las frecuencias del sistema masa-resorte y las configuraciones modales correspondientes.

El problema teórico de movimiento se puede modelar con facilidad, cuando se conocen la rigidez angular y lineal de la cimentación de una estructura, la masa adherida a la superestructura y las características de disipación de energía. Sin embargo, en la etapa actual de conocimientos, es difícil estimar la impedancia de la cimentación y la masa adherida, cuando se presentan movimientos intensos, por lo que se requiere

contar con información experimental para resolver el problema.

En Japón (ref 10), se han usado registros sísmicos para obtener información referente al comportamiento de la subestructura de edificios durante sismos intensos e inferir las propiedades de rigidez de su base. También se ha recurrido a la excitación de edificios mediante equipos mecánicos que permiten mover las estructuras y su cimentación, en desplazamientos intermedios.

A partir de los sismos intensos que en 1985 perturbaron a la ciudad de México, se han desarrollado trabajos de campo en edificios, con el objeto de investigar si el movimiento permanente del valle de México genera desplazamientos suficientes para identificar las propiedades dinámicas de las estructuras, cuando el nivel de aceleración es inferior a un gal.

Con ese fin, se investigó la cinemática del movimiento de diversos edificios construidos en el valle de México y se juzgó la bondad del método experimental que mide las aceleraciones inducidas por vibración ambiental, para identificar formas modales, frecuencias asociadas e impedancias representativas de la cimentación, durante movimientos de pequeña intensidad.

En algunas ocasiones, se recurrió a un excitador mecánico para inducir mayores movimientos en varios edificios (ref 11), a fin de juzgar si las frecuencias detectadas por vibración ambiental correspondían a las formas modales excitadas mediante el equipo mecánico instalado en la azotea del edificio.

Posteriormente, en diversos niveles de un edificio se colocaron instrumentos para medir aceleraciones, en la zona del valle con máximos movimientos inducidos por sismos de intensidad media, para registrar las aceleraciones inducidas; se desarrolló la identificación de parámetros dinámicos mediante el empleo de filtros expandidos de Kalman (ref 12), con objeto de conocer las propiedades dinámicas del edificio antes de, durante y después de sismos intensos, y poder estimar así los parámetros que controlan el movimiento del edificio. En este escrito se condensan los resultados obtenidos durante la investigación y se informa sobre las técnicas empleadas y los enfoques teóricos necesarios para establecer las propiedades dinámicas de las estructuras en el valle de México.

3. TECNICA EXPERIMENTAL DESARROLLADA

La medición de desplazamientos pequeños en las estructuras, asociadas a cada forma modal, se puede lograr mediante el registro de las aceleraciones asociadas a cada modo, causadas por movimientos leves del terreno.

Existe evidencia (ref 13) de que el valle de México se mueve continuamente por:

- a) Tránsito de vehículos en la ciudad
- b) Movimientos generados por actividad microsísmica o viento

c) Amplificación de ondas de movimientos generados en zonas costeras

Estas causas generan pequeñas aceleraciones que se pueden registrar mediante instrumentos sensibles, cuya señal es filtrada y amplificada para obtener espectros de aceleración, tanto en el nivel de la superficie del terreno, como en diversos puntos de un edificio.

Para ello se recurre a acelerómetros Synstron-Donner, los cuales son conectados mediante cables blindados a filtros en cascada, que amplifican la señal y evitan el registro de altas frecuencias.

La señal así obtenida se procesa en tiempo real con un analizador de espectros que obtiene la transformada rápida de Fourier en diversas ventanas de observación, filtrada mediante un filtro digital de Hanning, para evitar el registro de frecuencias ficticias en el espectro obtenido.

Es así posible obtener las siguientes funciones:

- a) Espectro de densidades espectrales asociadas a la señal obtenida de cada acelerómetro
- b) Funciones de transferencia entre dos espectros
- c) Coherencia entre las densidades espectrales asociadas a cada frecuencia de observación

Además, se pueden obtener funciones estadísticas de los espectros y funciones de transferencia, para representar estadísticamente los parámetros que se miden con objeto de definir las características dinámicas de la estructura en estudio.

Al distribuir puntos de medición en diversas partes de un edificio (ref 14), es posible estimar las frecuencias predominantes en el movimiento inducido por vibración ambiental y obtener las formas modales asociadas a cada frecuencia. En la fig 2 se muestran las formas modales obtenidas en un edificio esbelto analizado con esta técnica experimental.

4. BASES TEORICAS PARA LA INTERPRETACION DE MEDICIONES

La interpretación de datos experimentales se apoya en el análisis teórico del sistema estructura-suelo. Con ese fin se obtienen las formas características mediante la generación de un modelo matemático tridimensional del edificio, que considere que las condiciones de frontera en la base puedan adquirir diversos valores, correspondientes a diversas velocidades de transmisión de ondas de cortante en el subsuelo. Para identificar el valor más cercano de las impedancias en la base del edificio, se obtiene la relación entre la frecuencia modal obtenida mediante el proceso de medición, y la frecuencia que proporciona el modelo matemático al aceptar que la base del edificio se encuentra empotrada.

El método presupone que la estructura se puede representar con

suficiente aproximación, mediante un modelo matemático que considere: las propiedades geométricas, la distribución de los elementos no estructurales, las propiedades dinámicas de los materiales que la forman, así como modelos simplificados de la subestructura.

Al tomar en cuenta que los valores absolutos de las frecuencias modales dependen de las propiedades reales de los materiales, las cuales se pueden estimar mediante muestreo estadístico de la velocidad de transmisión de pulsos ultrasónicos en traveses y columnas de la estructura (ref 15) y el ensayo de cilindros extraídos de la estructura en laboratorio, se ha establecido que la relación entre las frecuencias de los modos superiores al fundamental, ésta es poco dependiente del módulo de Young y de la densidad de los materiales que forman la estructura.

Resulta necesario modelar a la estructura con todos sus elementos estructurales y no estructurales que contribuyen a generar su rigidez, a fin de aproximar suficientemente el modelo matemático a los resultados que se obtienen de las mediciones de aceleraciones generadas por la vibración ambiental.

La cimentación y el subsuelo introducen seis grados de libertad en la base (fig 3) que se pueden controlar con la colocación de resortes elásticos en la base, la rigidez de los cuales varía con la frecuencia de cada modo de vibrar del sistema.

Para identificar las impedancias angulares y lineales en la base y así reproducir en el modelo los movimientos generados por la vibración ambiental, se desarrolló un procedimiento sencillo, programable en un ordenador digital.

El procedimiento calcula la respuesta dinámica del modelo tridimensional, con valores variables de los resortes de la base, lo cual permite encontrar, para cada valor particular de la impedancia en la interfase, las frecuencias y formas modales asociadas. Se puede así obtener curvas como las que se muestran en la fig 4, en donde se relacionan los valores de la impedancia en la base de un edificio, con la relación de frecuencias obtenida de dividir la frecuencia resultante de cada valor de la rigidez de los resortes en la base, entre la frecuencia del modelo, cuando se considera que la base del edificio se encuentra impedida de girar. Cabe señalar que existe una curva representativa para diversos valores de la impedancia, para cada modelo representativo de la superestructura y de los resortes de su base.

Conocido el valor de la frecuencia modal medida en campo, mediante la técnica descrita en el cap 3, es posible identificar el valor de la impedancia en la base de un edificio, si se conoce la relación entre la frecuencia medida y la calculada cuando la base se encuentra empotrada. El procedimiento permite obtener la impedancia asociada a cada modo de vibrar de la estructura.

Ya que en suelos de mala calidad, la rigidez del subsuelo puede ser inferior a la necesaria para generar vibraciones estables, es necesario

estimar las condiciones límites de la aplicabilidad del procedimiento que evalúa la impedancia de la base.

Para ello se busca definir el valor crítico de la rigidez angular en la base, con el cual la estructura se vuelve inestable, por grandes rotaciones en su base. Al considerar la estructura que se muestra en la fig 5a, con todos sus elementos y las cargas verticales a las cuales se encuentra sometida, siempre es posible encontrar una columna equivalente (fig 5b) que presente los mismos desplazamientos horizontales en su parte más alta, que el modelo tridimensional de la estructura, sometida a las mismas cargas verticales. Esa columna presentará una rigidez equivalente a la de la estructura, apoyada en los mismos resortes en su base.

Mediante el estudio de estabilidad de la estructura equivalente, se demuestra que la rigidez angular en todas direcciones, de los resortes de la base, debe presentar valores superiores a un valor crítico, definido en 4.1, para lograr vibraciones estables de la estructura.

$$(KR)_{crit} = \sum_{i=1}^n P_i h_i \quad (4.1)$$

donde

- $(KR)_{crit}$ valor crítico de la rigidez angular en la base del edificio.
- P_i magnitud resultante de todas las cargas verticales aplicadas en el mismo nivel de la estructura
- h_i altura, sobre el nivel de la base, del piso en el que existe la carga P_i

En el desarrollo matemático que condujo a la expresión 4.1, se consideró la existencia de comportamiento elástico en los materiales que forman la estructura, por lo que, al incorporar el efecto de imperfecciones y excusiones inelásticas en ellos, resulta necesario introducir un factor correctivo, de por lo menos 1.7, para definir la rigidez angular crítica de una subestructura, como se demostró al estudiar algunas estructuras en las cuales se detectaron claros signos de inestabilidad (ref 17).

Por lo anterior, es necesario que cualquier construcción presente valores de impedancia en la base siempre mayor a $1.7 (KR)_{crit}$, a fin de evitar el colapso por inestabilidad, y lograr así que los planteamientos analíticos que normalmente se aplican en el análisis estructural sean válidos. Una vez que se comprueba la existencia de impedancia rotacional superior a la crítica, el procedimiento de interpretación de resultados que se menciona en este capítulo es aplicable.

5. EDIFICIOS SELECCIONADOS

El análisis de los daños observados después de los sismos de 1985

mostró una alta incidencia de daños en edificios de más de seis niveles de altura sobre la banqueta; por ello se analizó el comportamiento de edificios de más de seis pisos, en diversas zonas del valle de México, de los cuales se tuviera información completa sobre las características de superestructura y cimentación. Además, se analizaron dos edificios de tres niveles, para observar las similitudes y diferencias en su comportamiento dinámico respecto al resto de los edificios seleccionados.

En total se analizaron 31 edificios, de los cuales uno se apoya sobre roca; ocho, en zona de transición, y 22, en la zona del lago del valle de México (fig 6). El comportamiento del edificio apoyado en roca resultó muy diferente al resto de los edificios apoyados sobre suelo blando.

Los edificios seleccionados en la zona de transición, cinco se encuentran apoyados en pilotes de punta o pilas; dos, en zapatas aisladas desplantadas sobre terreno firme y uno cuenta con cimentación compensada mediante un cajón rígido.

De los edificios seleccionados en la zona del lago, donde los estratos de arcilla subyacentes tienen espesores mayores a 25 m, catorce se apoyan en pilotes de fricción; siete, en pilotes de punta y uno tiene un cajón rígido directamente apoyado en el terreno, con la idea de compensar totalmente el peso del edificio.

Las construcciones estudiadas mostraron los siguientes tipos de estructuración:

- a) Estructura de concreto reforzado, cuyos sistemas de piso variaron entre losas con trabes, entrepiso reticular, sistemas de vigueta y bovedilla, tridilosa y paneles prefabricados y, solo en un edificio, estructura presforzada
- b) Estructura de acero, con losas de concreto
- c) Estructura mixta, con planta baja dúctil, formada por columnas y losa de concreto, y superestructura formada con muros de mampostería, viguetas y bovedillas
- d) Columnas y muros sísmicos de concreto, con entrepiso formado por armaduras de acero que soportan una losa de concreto.

La aplicación sistemática de la técnica experimental descrita previamente permitió obtener espectros estadísticos de densidad espectral, en el intervalo comprendido entre 0 y 10 Hz, en diversos puntos de medición, a partir de los cuales siempre fue posible identificar las frecuencias asociadas a formas modales correspondientes a:

- a) Flexión, en dos direcciones ortogonales
- b) Torsión
- c) Bamboleo sobre la cimentación, asociado al acoplamiento de la superestructura con el suelo y las ondas superficiales registradas en campo abierto.

Siempre se identificaron movimientos en flexión en dos direcciones ortogonales, dependientes de las características de la superestructura y del tipo de cimentación; además se observó la existencia de movimientos tridimensionales, atribuibles a la traslación y rotación de la base de los edificios desplantados en suelos muy deformables, que se denominaron modos de bamboleo, con formas modales del tipo mostrado en la fig 7.

En los edificios estudiados siempre se detectó traslación horizontal de la base, así como rotación alrededor de tres ejes ortogonales, inducidos por la interacción suelo-estructura, en todos los edificios localizados sobre terreno con estratos potentes de arcilla.

6. PROCEDIMIENTO PARA IDENTIFICAR LAS CONDICIONES DE FRONTERA

Después de definir el modelo tridimensional de la superestructura, mediante el empleo de programas para ordenadores digitales (ref 18 y 19), resulta necesario definir la impedancia de la subestructura, lo cual se logra al colocar elementos elásticos en el nivel de la cimentación.

La rigidez angular en la base del modelo se simula colocando un piso rígido ficticio en la base, apoyado sobre columnas también ficticias en la periferia de la planta inferior, las cuales están articuladas en sus dos extremos para simular la rigidez angular y evitar así que contribuyan en la rigidez de la base al desplazamiento horizontal. Los programas para ordenador digital permiten colocar resortes elásticos en la base del modelo, con objeto de simular las restricciones de la base al desplazamiento horizontal.

La fig 7 muestra un piso rígido ficticio, sostenido por columnas periféricas, con área transversal A , módulo de Young E y altura h . La aplicación de un momento de volteo M_{VX} al rededor de un eje centroidal produce fuerzas F_{VX} , que se obtienen de dividir el momento M_{VX} entre la distancia horizontal L existente entre las columnas. Las fuerzas F_{VX} producen desplazamientos verticales δ en las columnas, iguales a $F_{VX}h/AE$. Cuando estos desplazamientos son pequeños, $2\delta/L$ determina el ángulo de rotación el piso ficticio que, al igualarse a la unidad, hace que M_{VX} mida la rigidez angular de la subestructura, $(KR)_x$, de manera que

$$(KR)_x = \frac{AEL^2}{2h} \quad (6.1)$$

Existen publicaciones (ref 20 y 21) que proporcionan expresiones para conocer la rigidez angular de la subestructura, en función del tipo de cimentación, y las propiedades del subsuelo; por tanto es posible calcular el área A de las columnas ficticias para que la base gire un ángulo unitario

$$A = \frac{2h(KR)_x}{EL^2} \quad (6.2)$$

Se puede proceder de manera similar en dirección ortogonal; así mismo, se pueden definir condiciones en el área de las columnas del piso ficticio, para tomar en consideración la rigidez torsional de la base.

Una vez conocidas las condiciones de frontera del modelo y la distribución de masa en cada nivel del edificio, los programas para ordenador digital obtienen las frecuencias y los modos característicos; si se dispone de información respecto al módulo de Young dinámico de la estructura en cada nivel.

El uso de pulsos de ultrasonido permite realizar un muestreo estadístico de las columnas y trabes de una estructura; proporciona información sobre las propiedades dinámicas de los materiales. Es de interés señalar que, en los estudios realizados, siempre se observó que el módulo dinámico del concreto reforzado resulta ser del orden de una y media veces el valor obtenido de pruebas estáticas en cilindros de concreto.

Así, al definir el modelo de la superestructura, es posible asociar valores característicos de frecuencia y forma modal, a cada valor de la rigidez angular de la subestructura, con lo cual se pueden trazar curvas de interacción, como las que se obtuvieron en un edificio construido en la zona del lago y que se muestran en la fig 4, en donde las abscisas representan la impedancia de la subestructura y la ordenada, la relación de la frecuencia medida experimentalmente, a la frecuencia calculada cuando se considera base empotrada.

Las curvas de interacción crecen al aumentar la impedancia, y varían entre cero y la unidad. Por ello, al trazar una recta horizontal por el punto de la escala vertical correspondiente a la relación entre frecuencia modal medida y frecuencia del modelo con base empotrada, siempre es posible cortar la curva de interacción en un punto, cuya abscisa define la impedancia asociada al modo en estudio.

Es posible trazar las curvas de interacción correspondientes a cada modo de vibración del modelo, e identificar así el valor de la impedancia asociada a cada modo de vibración de la superestructura.

En los edificios analizados fue posible definir curvas de interacción para identificar las impedancias asociadas a modos provocados por flexión en dos direcciones ortogonales y la acción de los modos en torsión.

Se trabaja actualmente en el desarrollo de un modelo tridimensional que permita identificar las impedancias asociadas a los modos de bamboleo de los edificios, las cuales dependen de la frecuencia del modo y de la velocidad de ondas de cortante y de superficie en el subsuelo.

Cuando se sigue la secuencia previamente descrita para estimar las rigideces angulares asociadas a la subestructura se obtiene que la velocidad de ondas de cortante promedio en diversos sitios del valle de México, se encuentra comprendida entre 30 y 150 m/s.

En los edificios apoyados sobre pilotes de punta o pilas se observó que la frecuencia medida en ellos resulta ser prácticamente igual a aquella que se obtiene de considerar la base empotrada, mientras que en los edificios apoyados en pilotes de fricción o directamente apoyados sobre el suelo, las impedancias corresponden a valores promedio de velocidades de ondas de cortante en el subsuelo, inferiores a 200 m/s.

En el edificio desplantado en roca no se observó bamboleo de la estructura y fue posible representar con suficiente aproximación el comportamiento dinámico de su superestructura con un modelo de base empotrada; para ello fue necesario considerar a todos los elementos que contribuyen a la rigidez del edificio, cuando se perturba por fuerzas horizontales (ref 16).

En el resto de los edificios estudiados, y especialmente en aquellos desplantados sobre pilotes de fricción, el efecto de la interacción suelo-cimentación estructura fue importante y siempre se presentó bamboleo del edificio, aún en aquellos apoyados sobre pilas. Este movimiento puede inducir el choque de edificios vecinos entre los cuales no se hayan tomado medidas preventivas, como son separaciones adecuadas o uniones diseñadas para minimizar el efecto de bamboleo.

La fig 9 resume el resultado de medir la frecuencia asociada al primer modo de bamboleo, en edificios del valle de México, donde se muestran curvas envolventes representativas de edificios de diversa altura y tipo de cimentación.

7. RESULTADO DE LAS MEDICIONES

La aplicación sistemática de la técnica para medir aceleraciones generadas por vibración ambiental en todos los edificios investigados en el valle de México, proporcionó espectros estadísticos de densidades espectrales de aceleración, en los puntos de medición seleccionados en cada edificio, los cuales presentaron características ergódicas en lo que se refiere a contenido de frecuencias modales. Los valores numéricos de las densidades espectrales variaron al transcurrir el día, como se observa en la fig 10, donde se muestran los espectros obtenidos en un edificio situado en la zona del lago, registrados a distintas horas del día, lo cual es atribuible a cambios en la intensidad de los movimientos del subsuelo.

Las frecuencias modales, identificadas por los valores máximos en los espectros, permanecen invariables en el transcurso del tiempo, cuando se usan espectros estadísticos; los espectros de eventos instantáneos pueden presentar máximos en frecuencias asociadas a movimientos producidos localmente, por vehículos que pasan cerca del edificio.

En algunas construcciones analizadas, los equipos mecánicos instalados en su interior, o el paso de convoyes subterráneos del sistema de transporte colectivo, originó máximos en los espectros, como se muestra en la fig 10, donde el máximo asociado a 5.76 Hz es provocado por el movimiento de un equipo de extracción de gases en una chimenea; en 7.68 Hz

aparece un máximo generado por el paso de convoyes subterráneos y en 9.96 Hz aparece la frecuencia del equipo de aire acondicionado instalado en la azotea del edificio.

La estabilidad de las frecuencias modales en un edificio permite utilizar el procedimiento de medición antes y después de sismos intensos, e identificar el cambio en frecuencias, producido por variación en la rigidez del sistema estructura suelo. El cambio en frecuencia se puede asociar al nivel de daño inducido por un sismo intenso, como se menciona en la ref. 14.

En cuatro de los edificios analizados se habían efectuado cambios en la estructura, para mejorar su estabilidad; la técnica de medición descrita permitió medir la modificación de frecuencias ocasionadas por el refuerzo de la estructura.

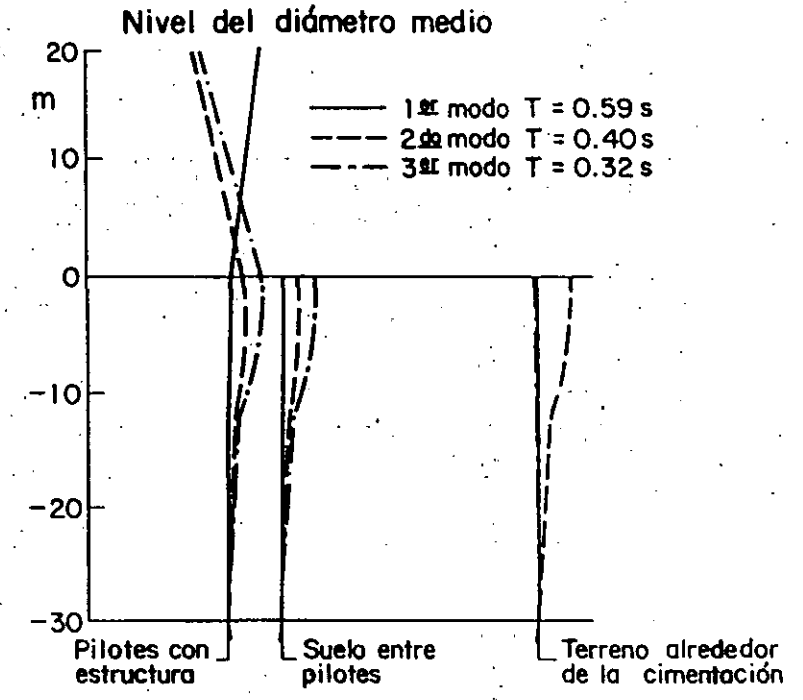
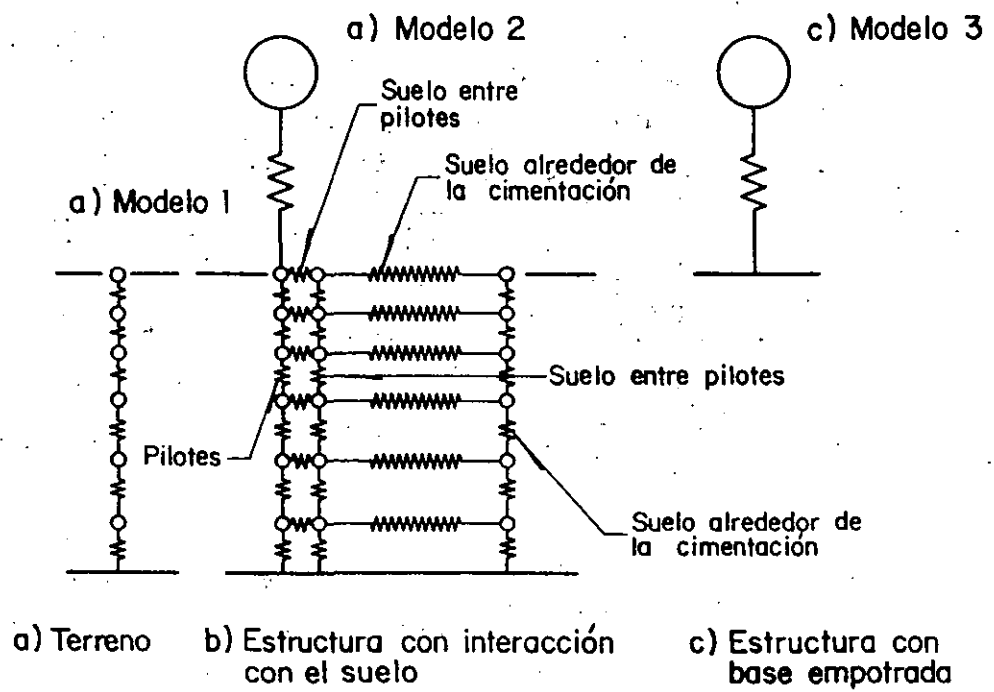
En edificios de menos de seis niveles, en los que existen muros de mampostería como elementos resistentes, aparecieron en los espectros zonas de altas densidades espectrales, entre 1.5 y 3.5 Hz similares a aquellas que aparecen en espectros de campo libre; ello indica que el efecto de ondas superficiales es importante en la generación del movimiento de esas construcciones. La fig. 12 muestra esas características en los espectros de un edificio de tres niveles, localizado en zona de transición, en cuyo movimiento predomina la acción de ondas superficiales. A fin de identificar las formas modales de la superestructura se hizo transitar un vehículo repetidas veces sobre un tope de la calle, para obtener máximos en los espectros asociados a los modos de vibrar, tal como se propone en la ref. 22.

En construcciones de más de seis niveles, la medición del movimiento provocado por vibración ambiental generó espectros estadísticos con máximos bien definidos; en ellos aparece implícita la información referente a las impedancias asociadas a los modos de vibrar de la estructura, que representan el efecto de las condiciones de frontera y de la superestructura de un edificio.

Al efectuar cálculos similares a aquellos que se mencionan en la ref. 17, para obtener una constante R que mide la rigidez angular en conjuntos de pilotes de fricción, según el enfoque propuesto por Poulos (ref. 20), en trece edificios se obtuvieron valores de R , que se resumen en la fig. 13. En ella se observa la dependencia de R con el número de pilotes y la altura del edificio. En la figura 13 se señala la existencia de edificios que presentaron problemas de estabilidad durante los sismos de 1985.

La existencia de grandes desplazamientos durante sismos intensos puede provocar el cambio de las características dinámicas de la superestructura y de la impedancia de la cimentación (ref. 17), por cambio en las condiciones de apoyo de la construcción. Cuatro edificios seleccionados en esta investigación, mostraron que las condiciones de apoyo sobre la base, o sobre construcciones vecinas, alteraron significativamente las características dinámicas de los edificios.

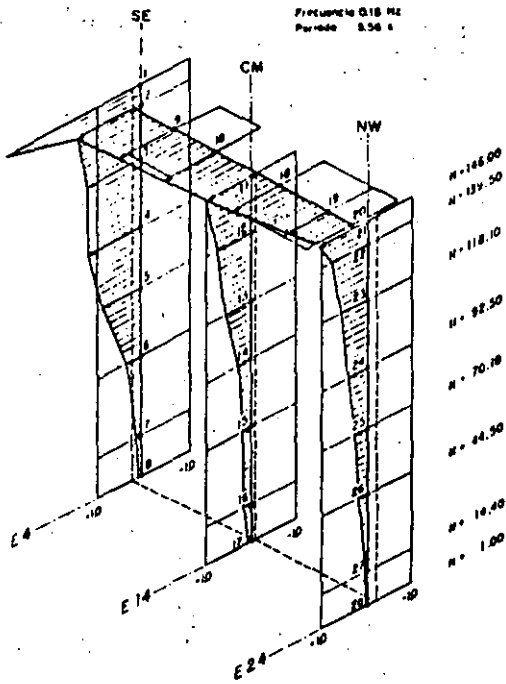
11. Rodríguez Cuevas, N, "Medición del movimiento del edificio de Oficinas Nacionales de la Comisión Federal de Electricidad, en Ródano 14", Informe final a la Comisión Federal de Electricidad". Instituto de Ingeniería (mar 1988)
12. Hoshiya, M y Saito, E, "Structural Identification by extended Kalman filter". Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE, 110, No 12 (1984), 1757-1770
13. Midorikawa, S y Kobayashi, H: "Features of Earthquake Ground Motions in Mexico City, determined by Microtremor Measurements", Proc VII Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokio, Japón (dic 1986)
14. Rodríguez Cuevas, N, "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver, SMIE (1986), B8-01-B8-11
15. Rodríguez Cuevas, N, "Evaluación estructural de edificios en la ciudad de México", Ingeniería Sísmica. 35 (abr 1989) 5:32
16. Rodríguez Cuevas, N y González Alcorta, R, "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio". Memorias del VII-Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Querétaro, Qro (nov 1987), C168-C184
17. Rodríguez Cuevas, N, "Medición de propiedades dinámicas de estructuras esbeltas para análisis de estabilidad contra volteo". VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. SMIE. Puebla, Pue. (mar 1988)
18. Maisson, B y Neuss, C, "SUPER-ETABS". Informe a National Science Foundation, por JB Boukamp Inc. (ene 1983)
19. Wilson, EL y coautores, "Three-dimensional Analysis of Building Systems" (Extended version) Universidad de California en Berkeley (abr 1975)
20. Rodríguez Cuevas, N, "Estabilidad de estructuras esbeltas apoyadas sobre pilotes de fricción". XII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Querétaro, Qro (1984), 147-156
21. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo". Gaceta oficial del DDF (nov 1987)
22. Seo, K, "A primary report on the investigation research in the Institute of Engineering, UNAM" Comunicación personal (jul 1987)
23. Rodríguez Cuevas, N, "Medición de propiedades dinámicas de un edificio en Av. Vasconcelos 221". Informe preliminar, Instituto de Ingeniería, UNAM (oct 1989)



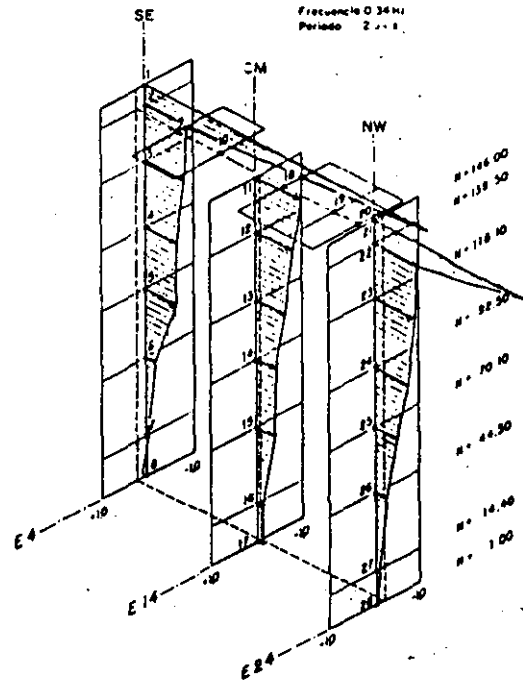
Modelos seleccionados para realizar el análisis

Modos de vibrar

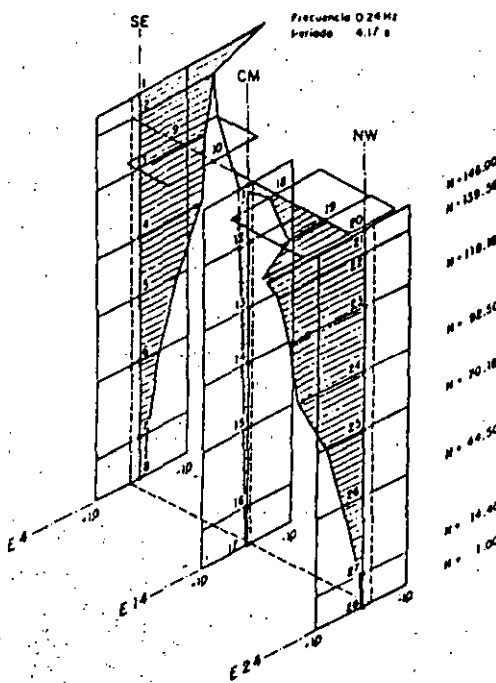
Fig 1 Modelo y formas características de un sistema masa-resorte-suelo



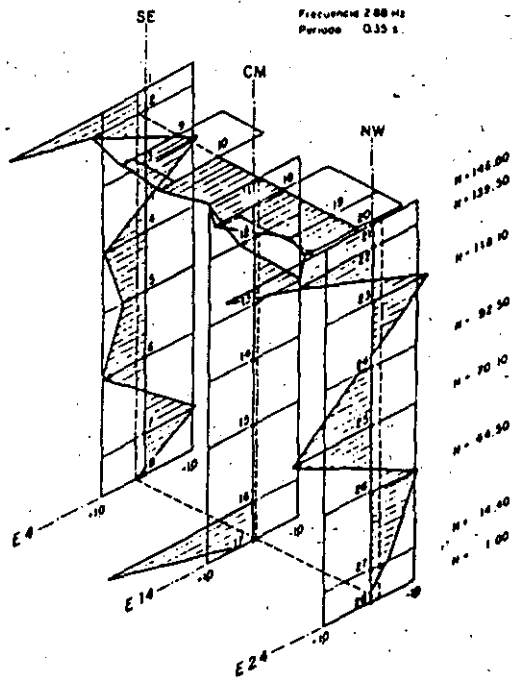
Flexión



Flexión

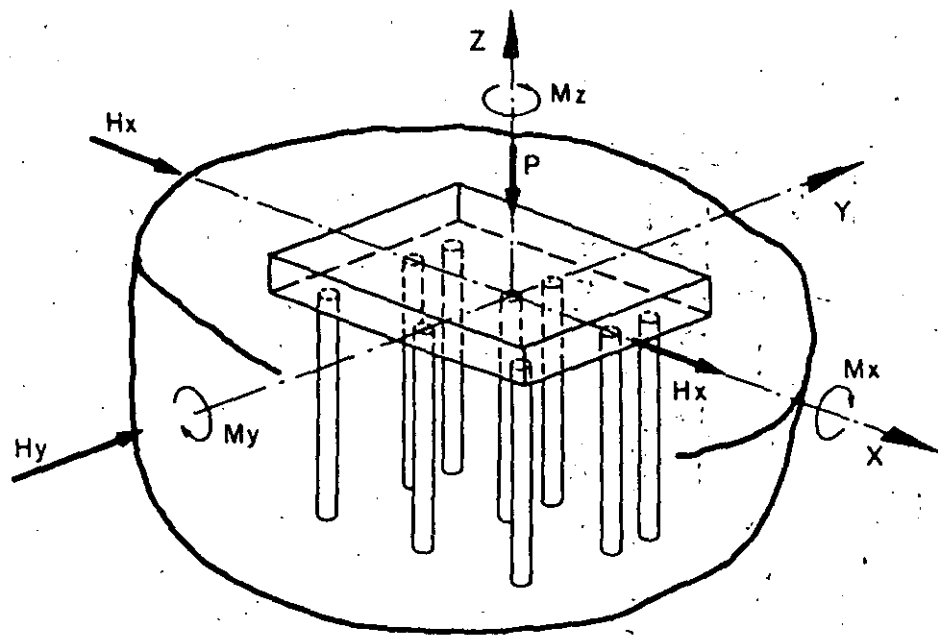


Torsión

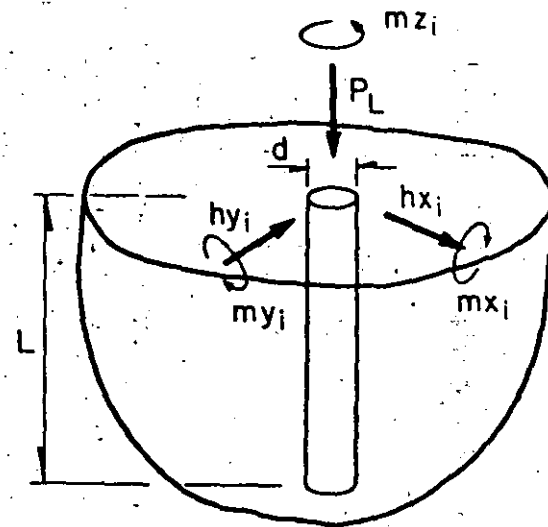


Bamboleo

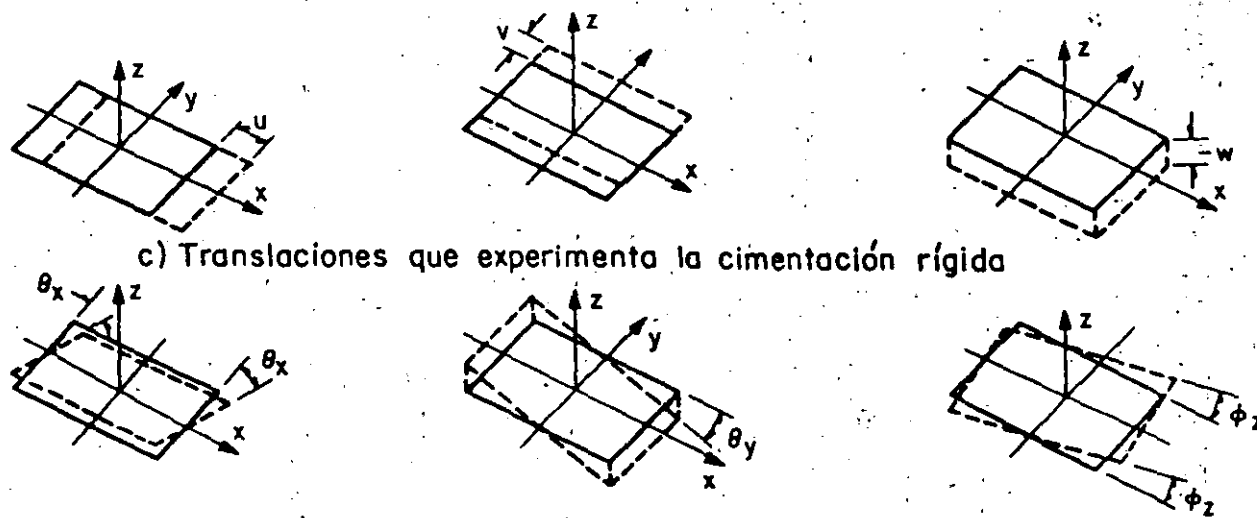
Fig 2 Formas modales identificadas mediante vibración ambiental



a) Elementos mecánicos que actúan sobre la cimentación rígida



b) Elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote



c) Translaciones que experimenta la cimentación rígida

Fig 3 Grados de libertad en una subestructura apoyada en pilotes de fricción

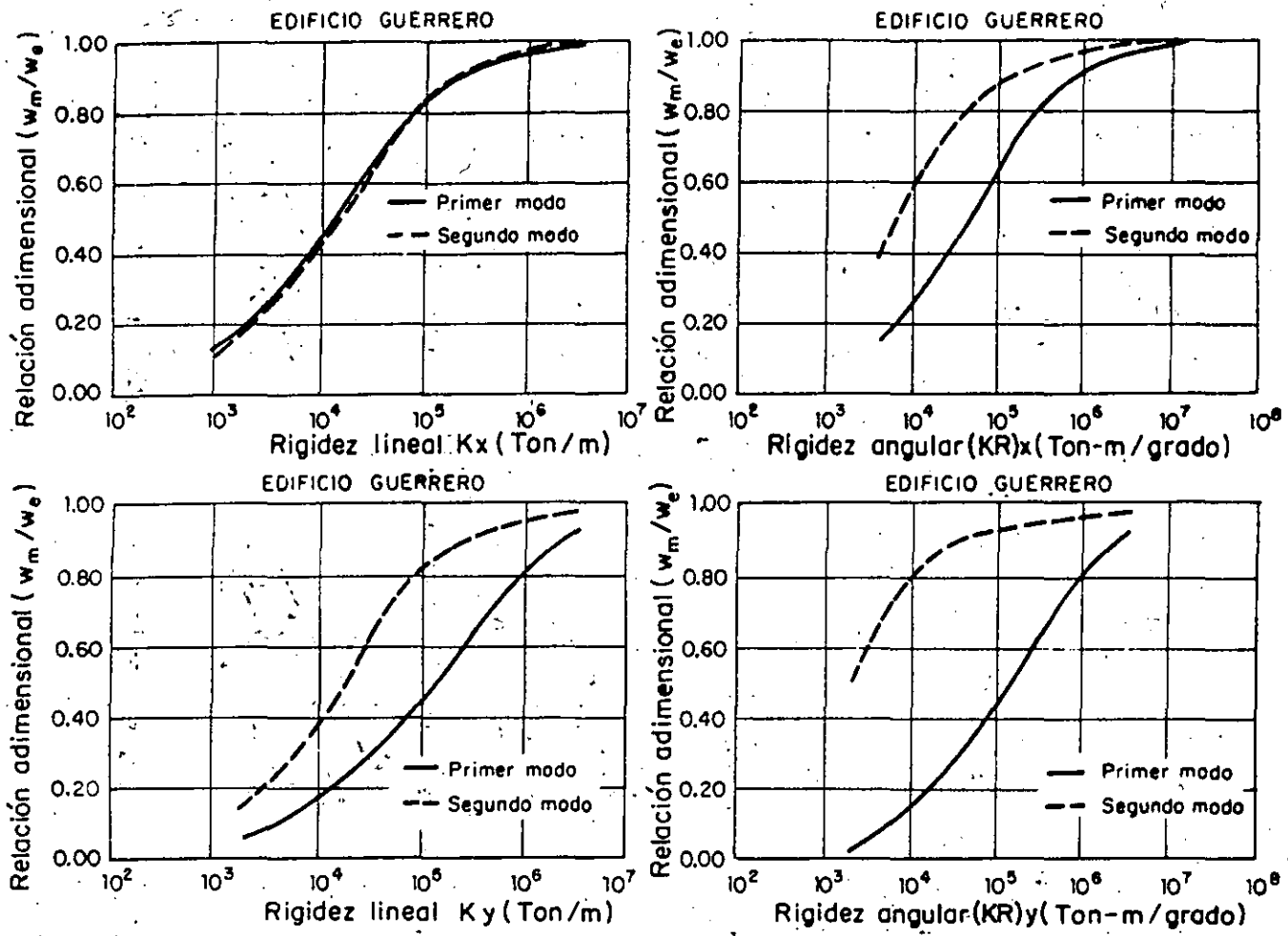
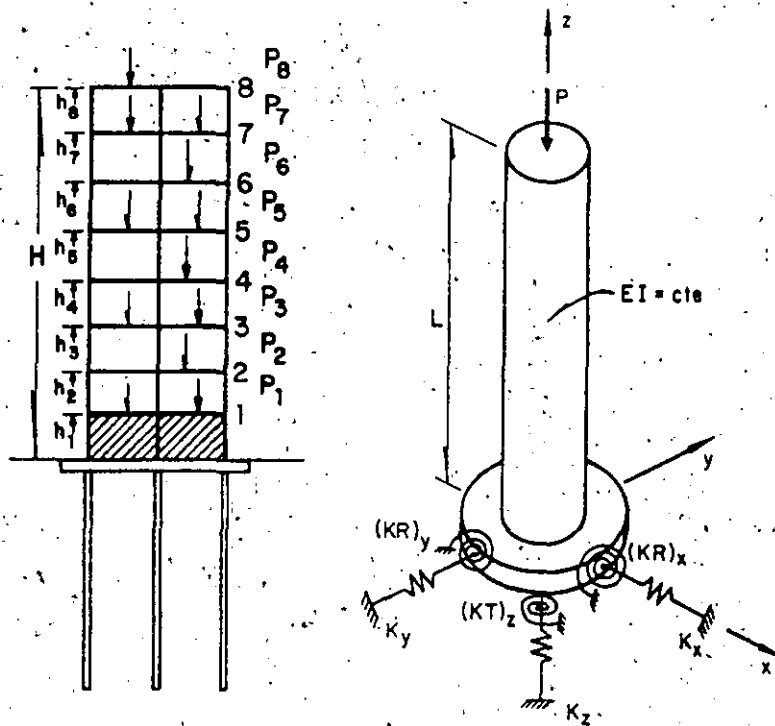


Fig 4 Curvas de interacción en una estructura de concreto sobre pilotes de fricción



$$[KR]_y \text{ CRIT} = \sqrt{P(EI)_y} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_y}}$$

$$[KR]_x \text{ CRIT} = \sqrt{P(EI)_x} \tan \sqrt{\frac{PL^2}{(EI)_x}}$$

Fig 5 Modelos para estudio de estabilidad de un edificio con efectos de interacción suelo-estructura

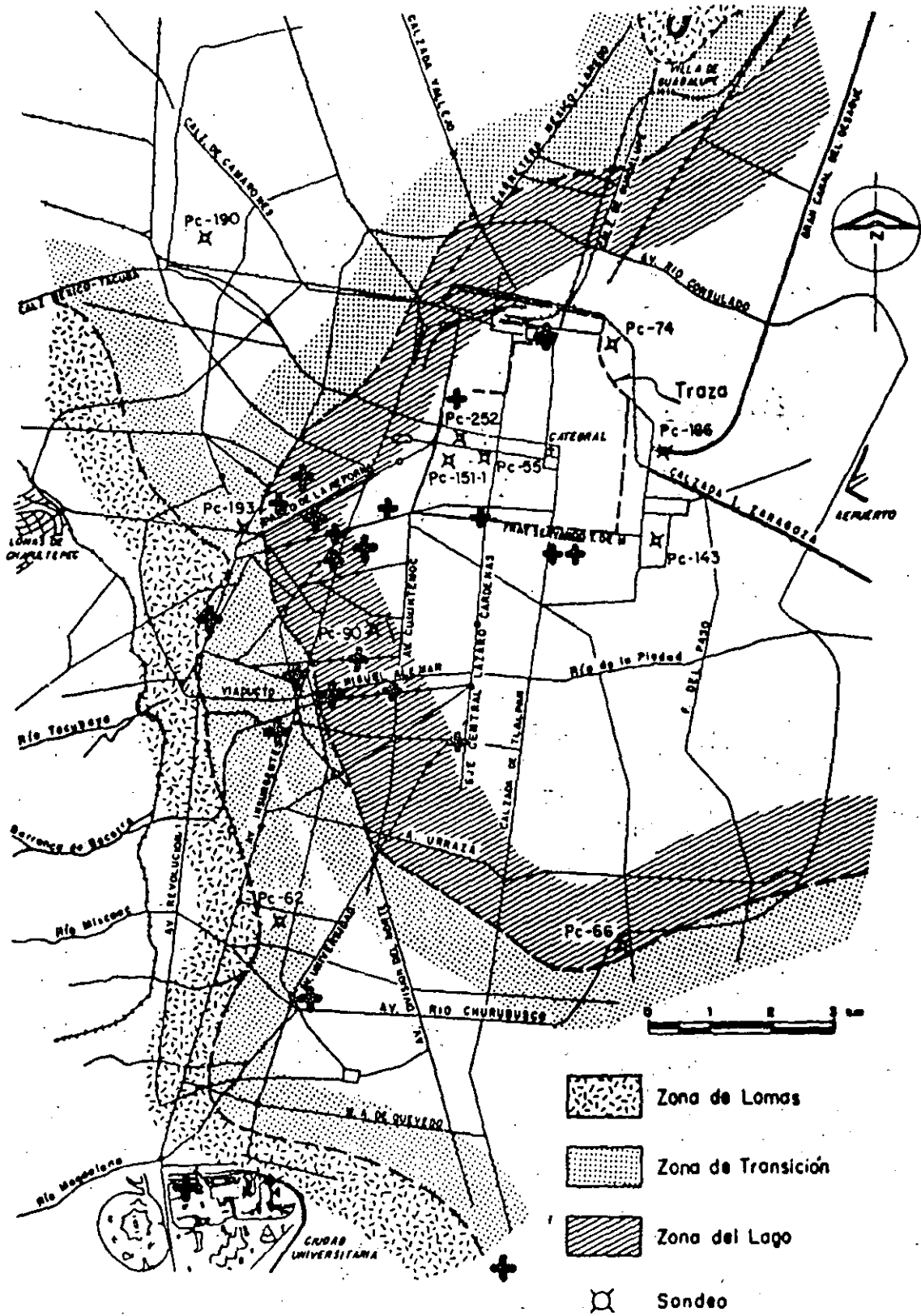
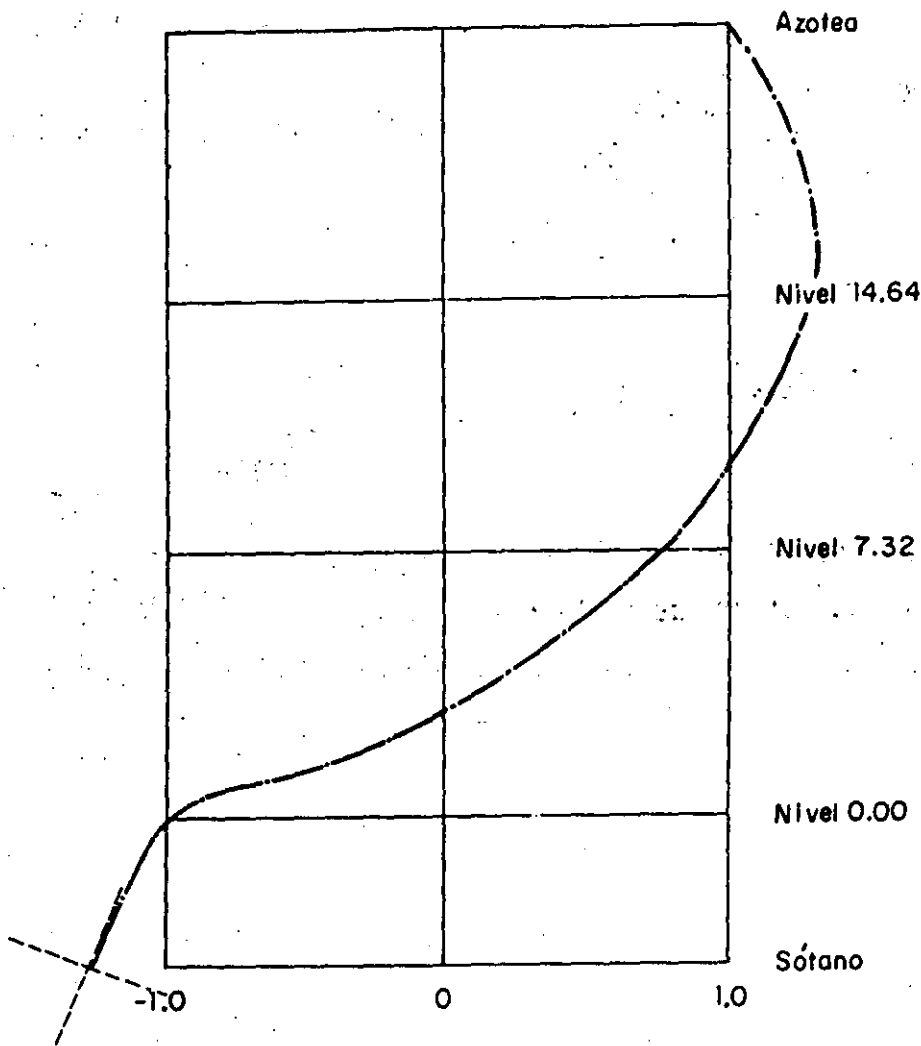


Fig 6 Localización de los edificios objeto de esta investigación

Bamboleo
Proyección Universidad (7D)



Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Cociente frecuencias	Identificación
1	3.36	0.30	1.00	-----

Fig 7 Modo de bamboleo en una estructura de 6 niveles

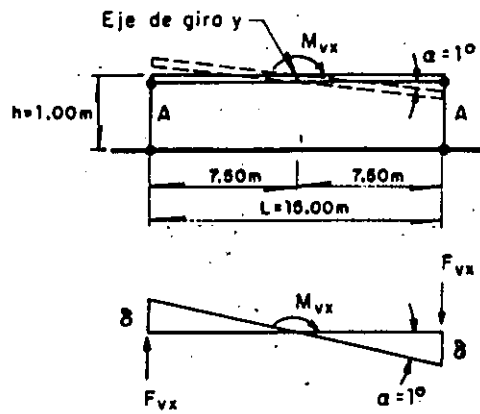


Fig 8 Modelo de piso ficticio para representar el efecto de interacción suelo - estructura

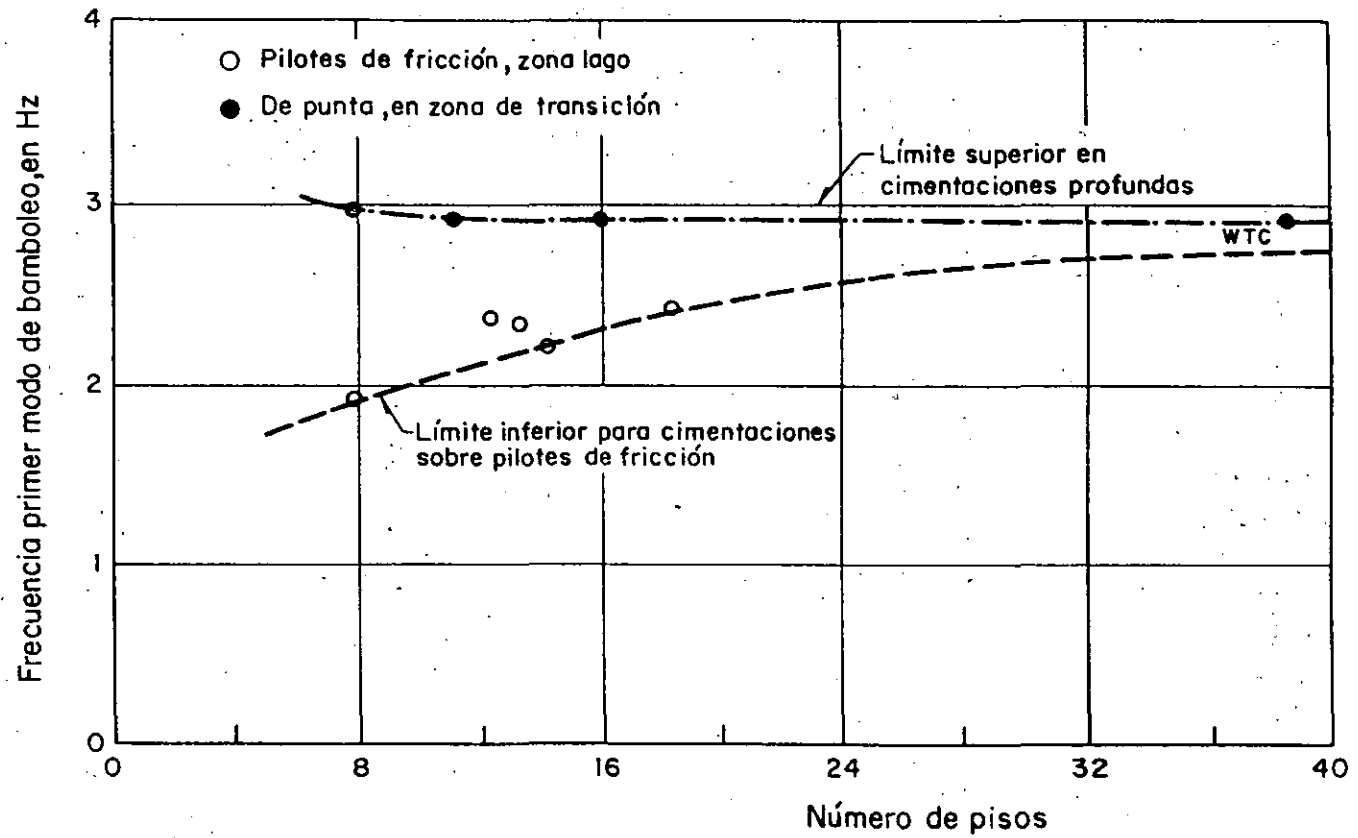


Fig 9 Frecuencias observadas en diversos edificios del valle de México, asociadas al primer modo de bamboleo

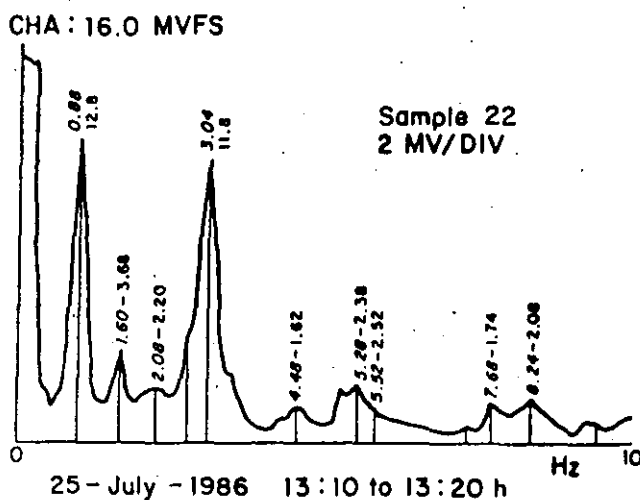
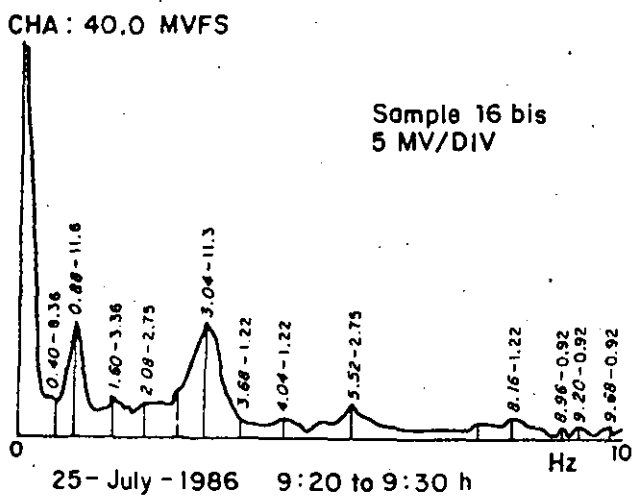
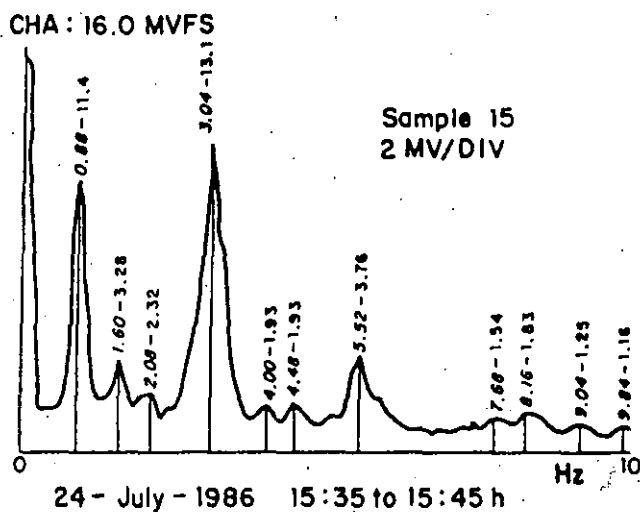
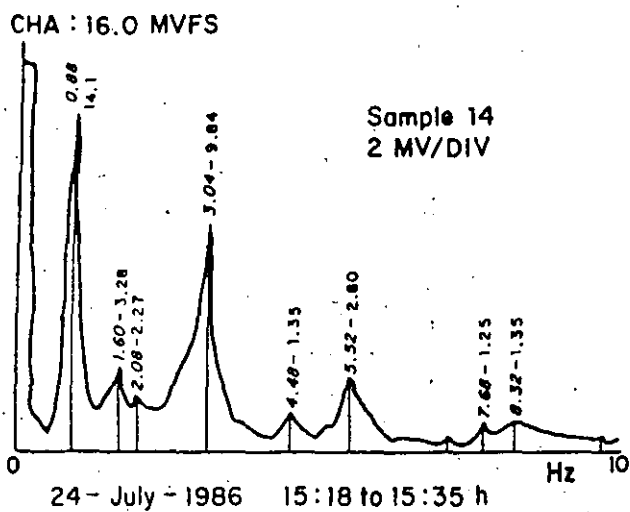
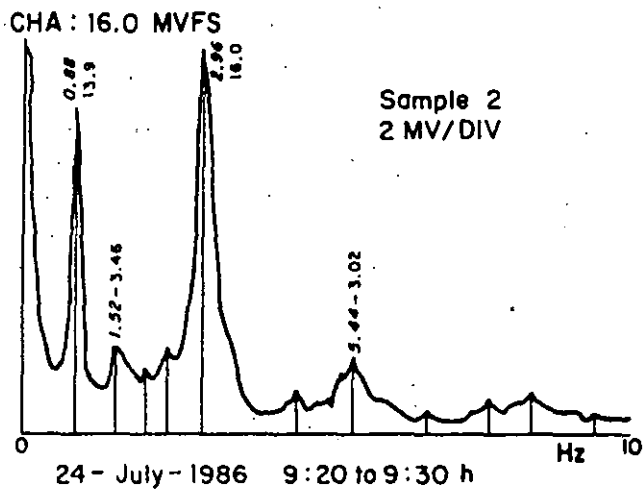
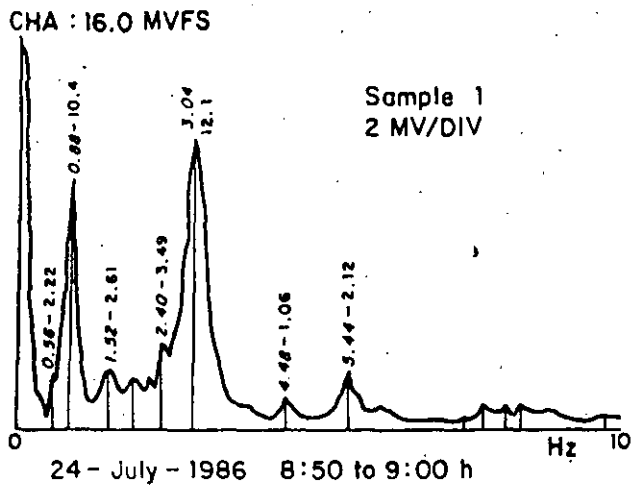
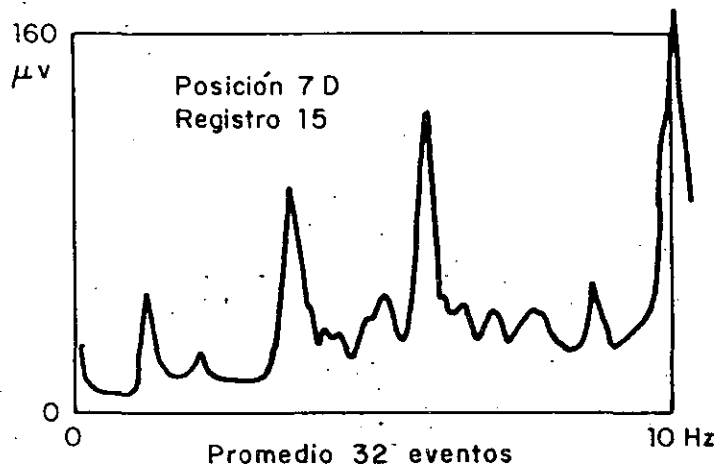
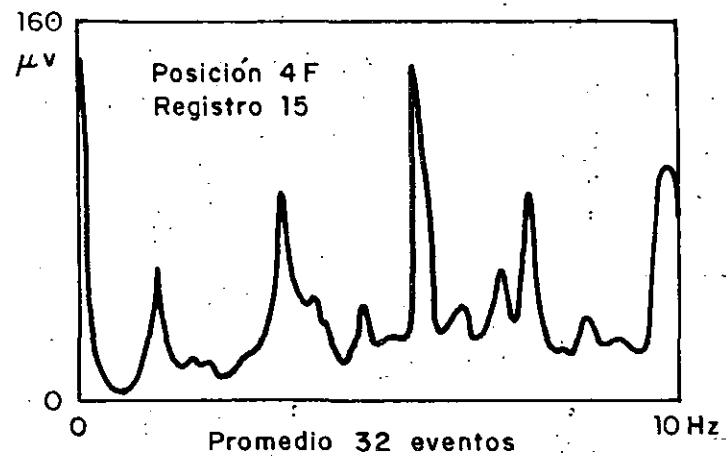


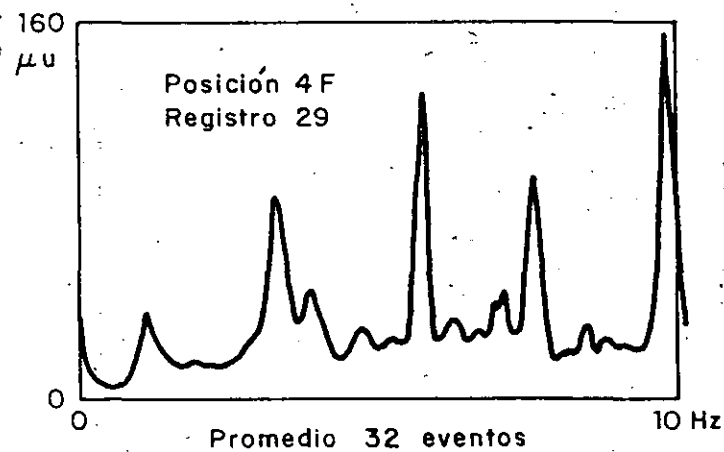
Fig 10 Espectros de aceleración obtenidos en un edificio sobre pilotes de fricción.



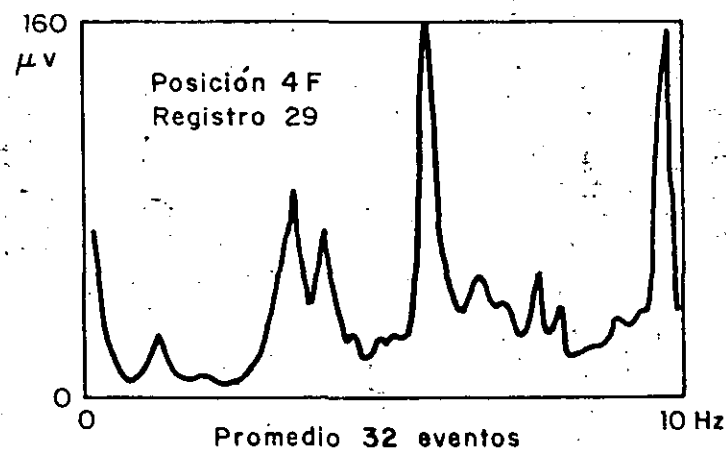
a) Acelerómetro blanco. Azotea. Hacia Centro Patio



b) Acelerómetro blanco. Azotea. Hacia Centro Patio



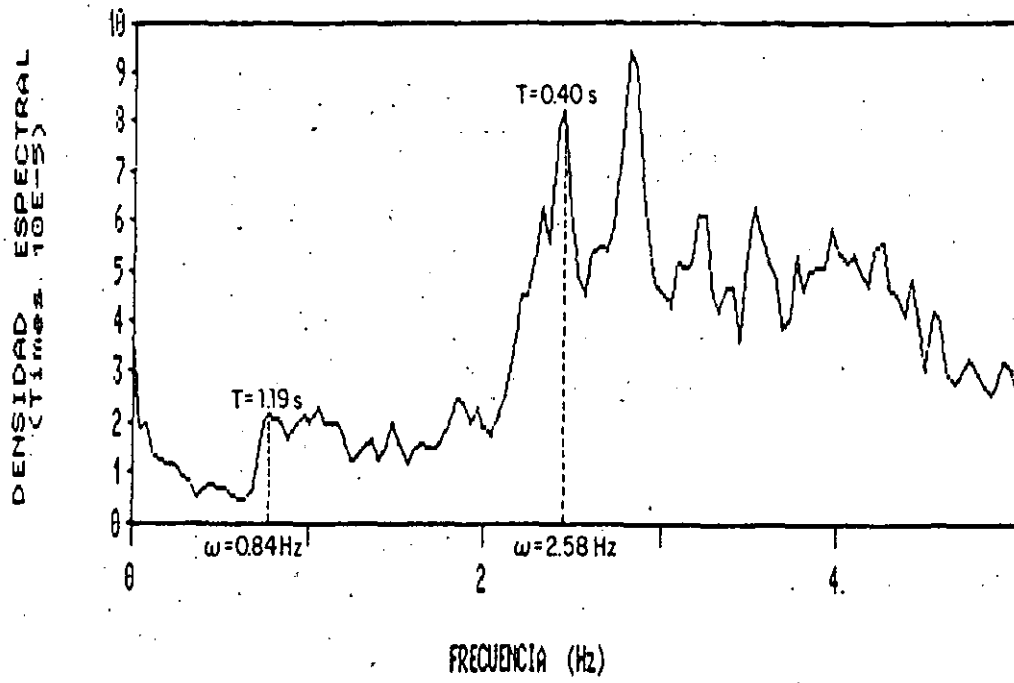
c) Acelerómetro blanco. Azotea. Hacia Universidad



d) Acelerómetro rojo. Nivel+14.64. Hacia Universidad

Fig 11 Espectros de aceleración donde se observan máximos provocados por equipo mecánico en movimiento

EDIFICIO A
PRUEBA 3 CANAL A



EDIFICIO A
PRUEBA 3 CANAL B

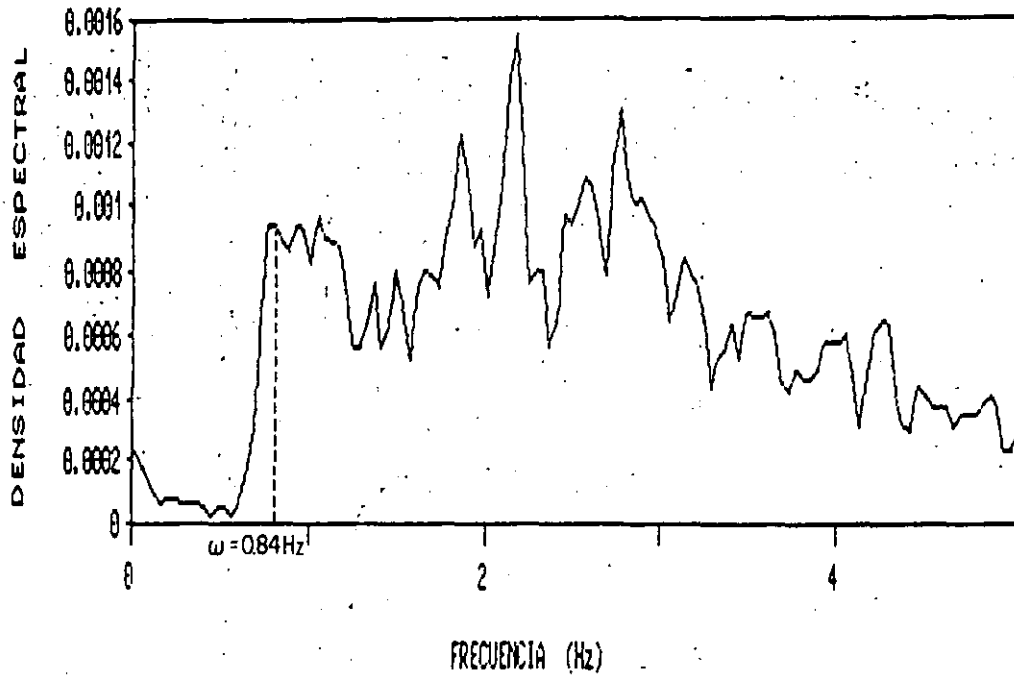
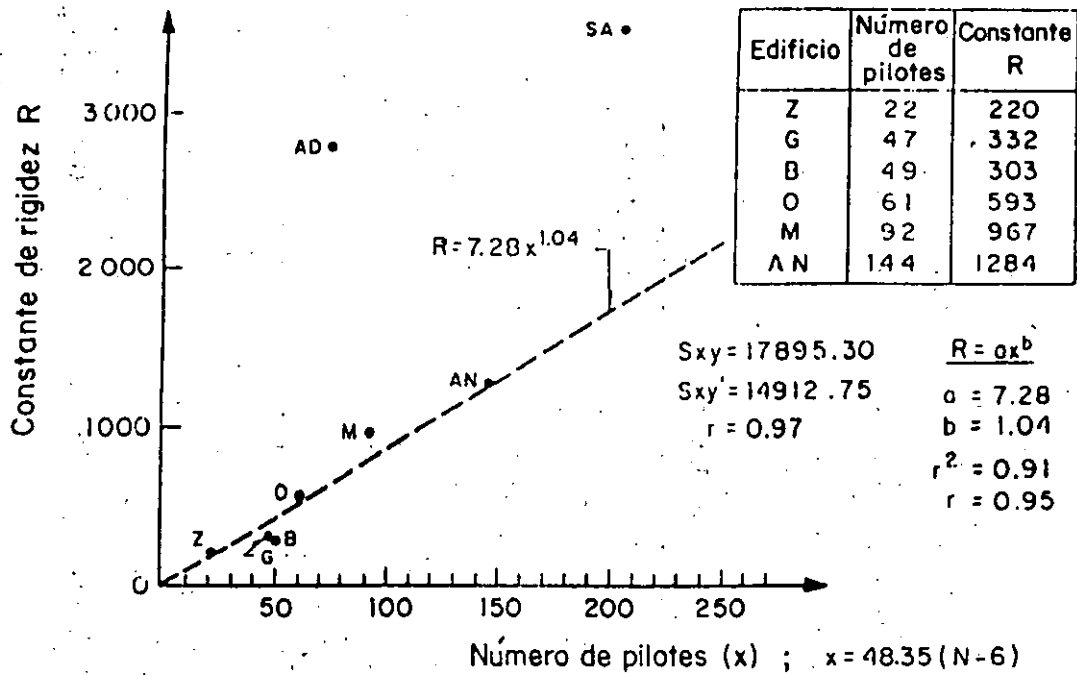
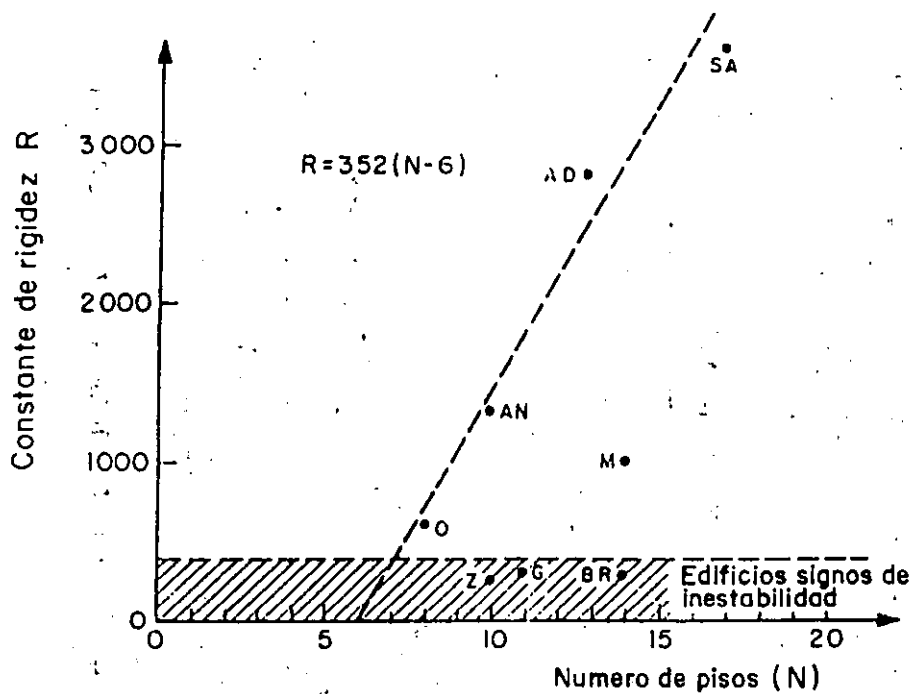


Fig 12 Espectros de aceleración obtenidos en un edificio de tres niveles, en zona de transición



a) Relación entre número de pilotes y constante de rigidez R



b) Relación entre número de pisos y la constante de rigidez R

Fig 13 Coeficientes de rigidez R, obtenidos para varios edificios apoyados en pilotes de fricción

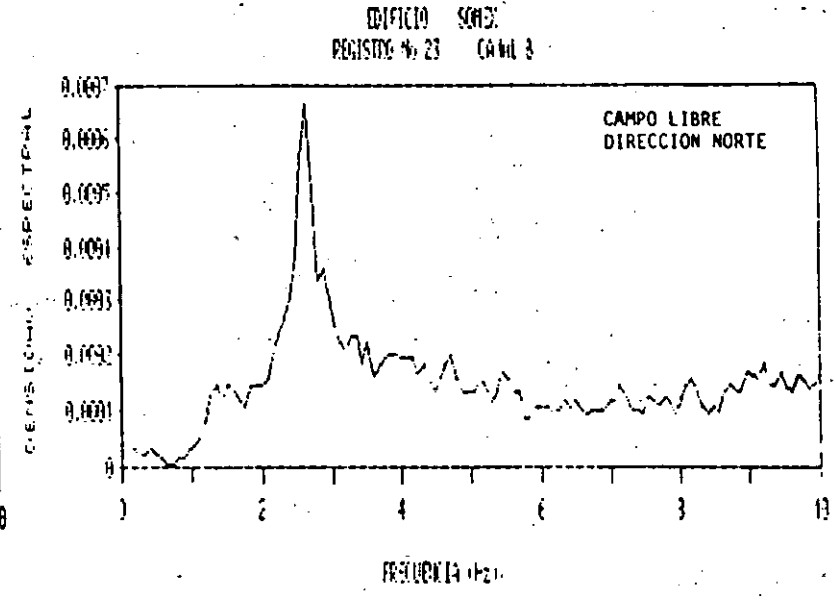
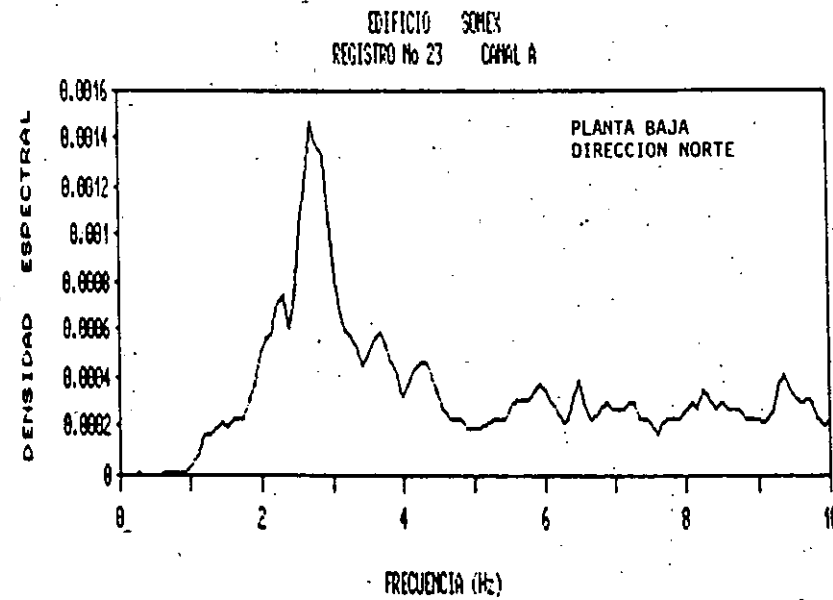
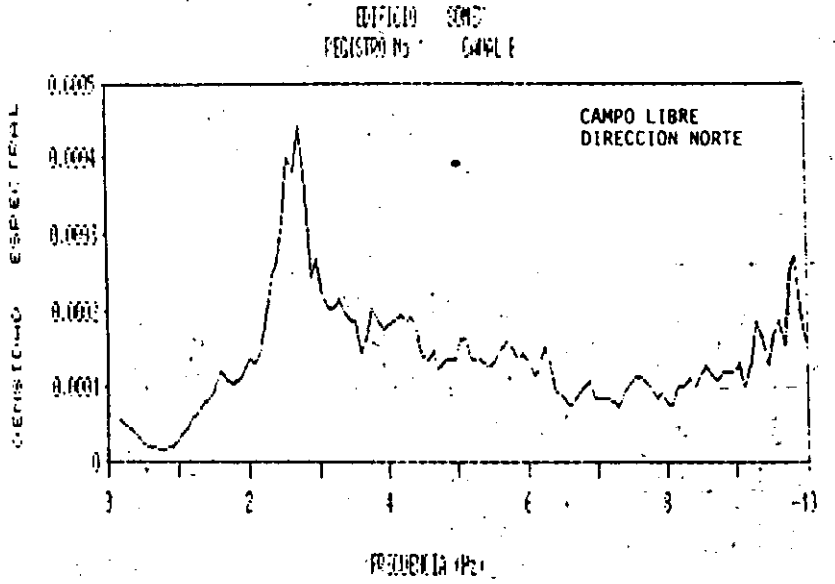
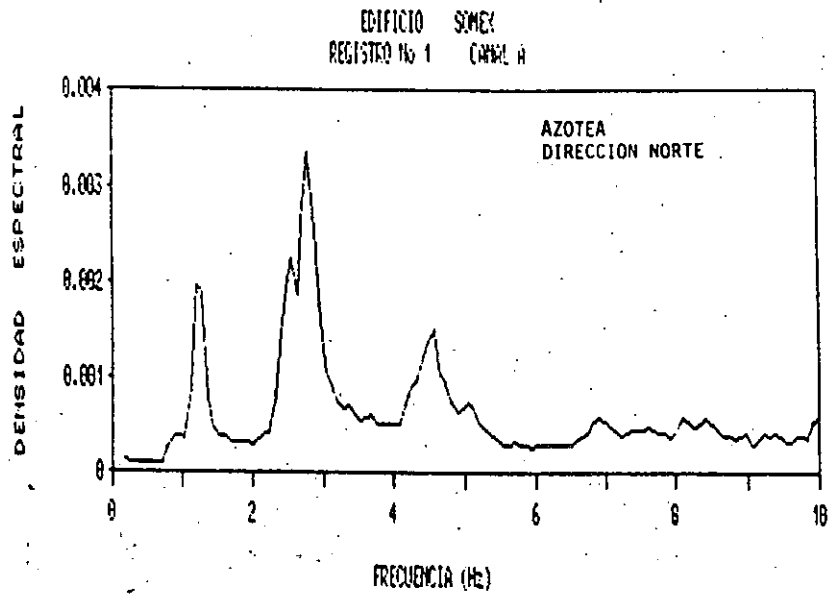


Fig 14 Espectros de aceleración en un edificio de ocho niveles, en resonancia con el suelo

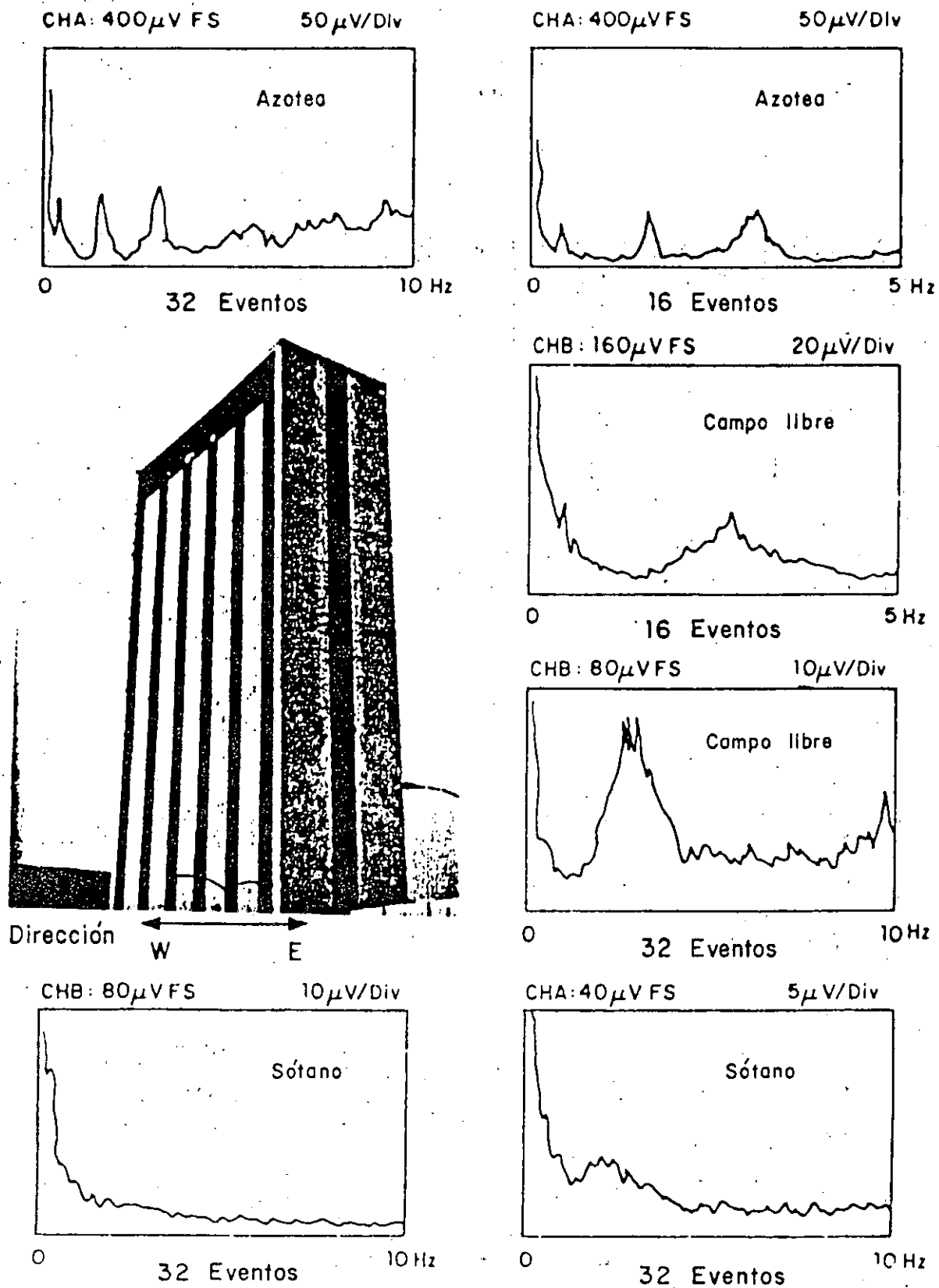


Fig 15 Información obtenida en un edificio esbelto donde se detectó la resonancia con el suelo

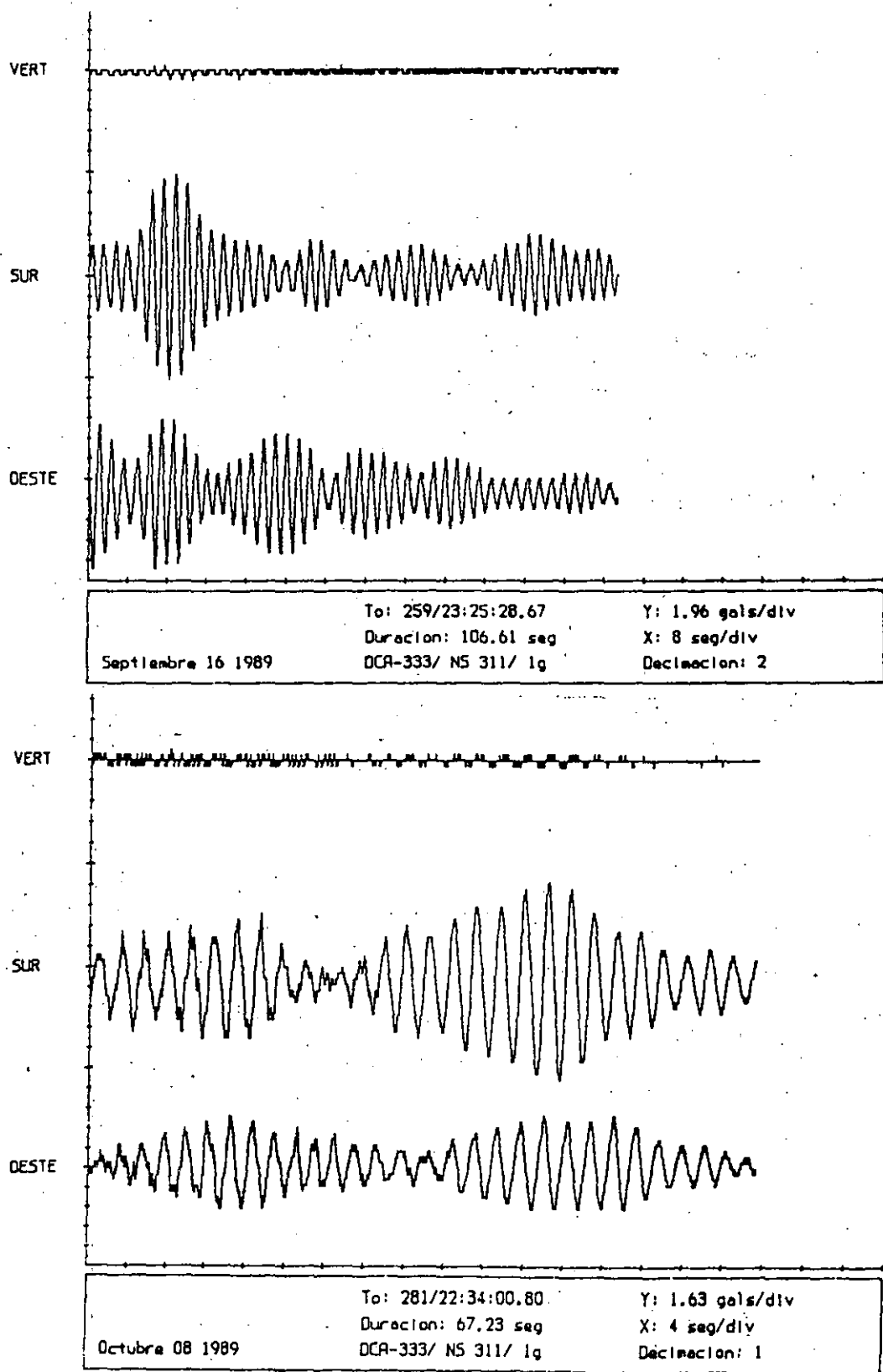
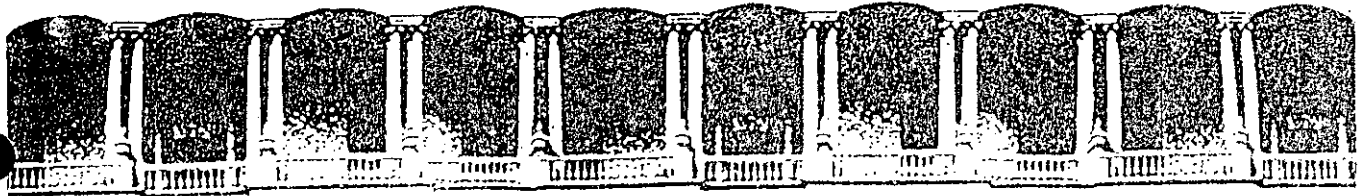


Fig 16 Registro de dos sismos obtenidos en la azotea de un edificio del valle de México en zona del lago



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCION EN ARCILLA BLANDA

DR. ALBERTO JAIME PAREDES

JULIO-1992

COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA BLANDA
 BEHAVIOR OF FRICTION PILES IN SOFT CLAY

COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA BLANDA

Alberto Jaime P.
 Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

Mémoires del simposio "El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de cimentaciones, a 5 años del sismo". Organizado por la SMMS, México, D.F., septiembre, 1990. En Prensa.

RESUMEN. Se analiza y discute el comportamiento de pilotes de fricción hincados en arcilla blanda, bajo condiciones de carga estática y cíclica. Este escrito se basa en investigaciones realizadas en pilotes de concreto a escala natural y en modelos de pilotes. Se demuestra la influencia del procedimiento de hincado y de la forma de la sección transversal en la capacidad de carga de pilotes. Además, se propone un método para diseño de pilotes de fricción bajo carga estática y se incorpora en el método de diseño sísmico previamente publicado (Jaime, Romo, Reséndiz, 1988).

INTRODUCCION

Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 algunos edificios en la ciudad de México cimentados sobre pilotes de fricción (con alguna compensación, losa o cajón) sufrieron daños por asentamientos y en un caso se presentó colapso por volteamiento de la estructura.

Los sismos inducen en las estructuras momentos de volteo alternantes, los cuales a su vez generan fuerzas cíclicas en los pilotes. En la mayoría de los casos los pilotes se ven sometidos a fuerzas cíclicas que hacen oscilar las solicitaciones sobre ellos (principalmente la carga axial si se trata de edificios esbeltos). Así, dichas solicitaciones varían alrededor de la carga estática en cada ciclo de vibración de la estructura.

Esta variación de la carga en los pilotes produce esfuerzos cíclicos en el suelo que circunda el fuste, lo cual puede provocar una degradación del material, en particular asentamientos y reducción de la adherencia suelo-pilote. Excepción hecha de un artículo de Zeevaert (1964), en la revisión de la literatura técnica no se encontró ningún trabajo que informara acerca de un comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción similar al observado en algunos de los edificios de la ciudad de México durante los temblores de 1985.

Zeevaert (1964) señala que un edificio en la ciudad de México con cimentación compensada con pilotes de fricción, había presentado un comportamiento adecuado por varios años, hasta que bajo la acción de un sismo se asentó 5 cm. Este autor atribuye el

asentamiento a una pérdida de fricción entre pilote y suelo debido a incrementos de presión de poro en el suelo inducidos por sismo.

Lo anterior conduce a dos preguntas básicas: Bajo condiciones de carga cíclica ¿cuánto se incrementa la deformabilidad y cuánto se reduce la capacidad de carga última de un pilote de fricción hincado en arcilla blanda?. A estas se puede añadir una más: ¿influye el procedimiento constructivo en la respuesta?.

Durante los sismos de septiembre de 1985, lo observado en algunos edificios cimentados con pilotes de fricción indica sin lugar a dudas, que dichos pilotes pierden parte de su resistencia bajo carga sísmica. La magnitud de esta reducción es función de las condiciones de trabajo. Esto último se evidenció en la gran variedad de comportamientos: muchos edificios sobre pilotes de fricción tuvieron una respuesta sísmica adecuada; en otros, los asentamientos fueron pequeños y de poca importancia; en muchos casos más, se presentaron asentamientos muy grandes o fallas.

En este escrito se analiza y discute el comportamiento de pilotes de fricción, hincados en arcilla blanda, bajo condiciones de cargas estática y cíclica. Este trabajo solo se refiere a pilotes de concreto. Se apoya fundamentalmente en investigaciones llevadas a cabo en pilotes de fricción a escala natural y en modelos de pilotes (Jaime, Romo y Reséndiz, 1988 y 1990; Jaime y Rojas, 1990). Se demuestra la influencia

del método de hincado y de la forma de la sección transversal en la capacidad de carga estática de pilotes. Tomando en cuenta estos resultados se propone un método para diseño de pilotes bajo carga estática y se incorpora en el método de diseño sísmico de pilotes publicado anteriormente (Jaime, Romo y Reséndiz, 1988).

2. BOSQUEJO DE LOS ENSAYES DE PILOTES REALIZADOS

2.1 Ensayes a escala natural

Se hará referencia a ensayos de carga en pilotes a escala natural hincados en un predio ubicado en el Centro Urbano Presidente Juárez (Jaime, Romo y Reséndiz, 1988). Este sitio fue elegido por ser representativo de una zona de la ciudad de México donde ocurrieron mayores daños en edificios. Se tuvo cuidado de que el terreno fuera virgen, es decir, que no hubiera habido alguna cimentación en él. En la fig 1 se muestra el perfil estratigráfico del suelo en el lugar.

Como se aprecia en la fig 1, entre 5 y 15.50 m de profundidad se distinguen tres estratos arcillosos cuyos contenidos de agua medios (w) son del más superficial al más profundo 375, 300 y 325 por ciento, respectivamente. Se hicieron ensayos triaxiales UU a cada 25 cm de profundidad para tener una estimación estadística adecuada de la resistencia no drenada de la arcilla a lo largo del fuste del pilote. Desde 5 hasta 14.75 m de profundidad se efectuaron 38 determinaciones cuyo valor medio fue $c_{uu} = 0.3345 \text{ kg/cm}^2$ con desviación estándar $\sigma = 0.092 \text{ kg/cm}^2$ (coeficiente de variación $CV = 0.27$).

Para calcular la capacidad de punta del pilote se considera la resistencia promedio no drenada del suelo entre la punta y una distancia de tres veces el diámetro (o dimensión lateral) hacia abajo. Con base en los resultados de los ensayos triaxiales UU (dos datos: uno a 15 m y otro a 15.25 m de profundidad) y el perfil de resistencia de punta de cono (de 15 a 16 m de profundidad), se determinó que la cohesión media de la arcilla bajo la punta del pilote es $c = 0.68 \text{ kg/cm}^2$ con desviación estándar de $\sigma = 0.10 \text{ kg/cm}^2$ (coeficiente de variación $CV = 0.14$).

En el perfil de suelo se distingue una capa rígida de arcilla arenosa entre los 12 y 13 m de profundidad (fig 1), la cual se ve en los perfiles de contenido de agua y de resistencias no drenada y de punta. Debido a la presencia de este estrato duro y experiencia anterior en sitios similares, se decidió hacer una perforación previa para hincar los pilotes. Dicha perforación tuvo 15 cm de diámetro y 15 m de longitud (a partir del nivel del terreno natural).

Después de ver la estratigrafía del sitio, se optó por atravesar los primeros 5 m de suelo con una perforación de 50 cm de diámetro y ademar esta parte con un tubo de

acero del mismo diámetro (fig 1). Así los pilotes estuvieron embebidos exclusivamente en arcilla a partir de 5 m de profundidad y quedaron libres en su tramo superior. Por disponibilidad de equipo de carga, se decidió que la longitud de hincado efectiva en arcilla fuera de 10 m y la sección recta de los pilotes, cuadrada y de 30 cm de lado.

Se hincaron cuatro pilotes de concreto armado. La distancia más corta entre los pilotes, centro a centro, equivalía a veinte veces la dimensión lateral de estos. Experiencias de laboratorio y campo indican que los pilotes trabajan sin interacción cuando la separación entre ellos es mayor de 12 diámetros y la longitud de los mismos es del orden de 80 diámetros o menor (Tomlinson, 1977; Terzaghi y Peck, 1967; Sowers et al, 1961).

Se llevaron a cabo dos tipos de ensayos estáticos: de penetración y de extracción. Los ensayos de penetración se hicieron de dos maneras, lenta y rápida. La penetración lenta se efectuó aplicando incrementos de carga en el pilote cada dos horas (o cada hora, dependiendo de si el desplazamiento vertical del pilote era apreciable o no en lecturas tomadas en los últimos 30 min). La prueba de penetración rápida se llevó a cabo incrementando la fuerza en la cabeza del pilote de 0 a 60 o 70 t en 30 a 40 seg.

La prueba de extracción se realizó de manera similar a la de penetración lenta, solo que jalando el pilote.

Los ensayos cíclicos fueron siempre de penetración; en ningún caso se invirtió el sentido de la fuerza aplicada a los pilotes. Esto es, no se jalaron, sino que solo se varió la magnitud de la carga axial, siempre en el sentido de la penetración.

La mayoría de las pruebas cíclicas se realizaron aplicando primero al pilote una carga sostenida, P_s , durante cierto tiempo, hasta que los desplazamientos verticales fuesen despreciables (menores de 0.1 mm); entonces se daban los ciclos de carga.

2.2 Ensayes en modelos de pilotes

Las limitaciones de los ensayos de campo dictadas por restricciones de tiempo y costo no permitieron considerar los efectos de grupo, ni de la reversión de la fuerza cíclica, ni el efecto del procedimiento constructivo para hincar los pilotes. Por estas razones, se propuso complementar los resultados del estudio anterior con modelos de laboratorio (Jaime y Rojas, 1990).

La investigación se encuentra en proceso. A la fecha (agosto, 1990), se han hecho pruebas de carga estática en modelos 1/15 de pilotes de concreto individuales para estudiar el efecto de la geometría de la sección transversal del elemento y el diámetro de la perforación previa, en su capacidad de carga. Se construyeron 28

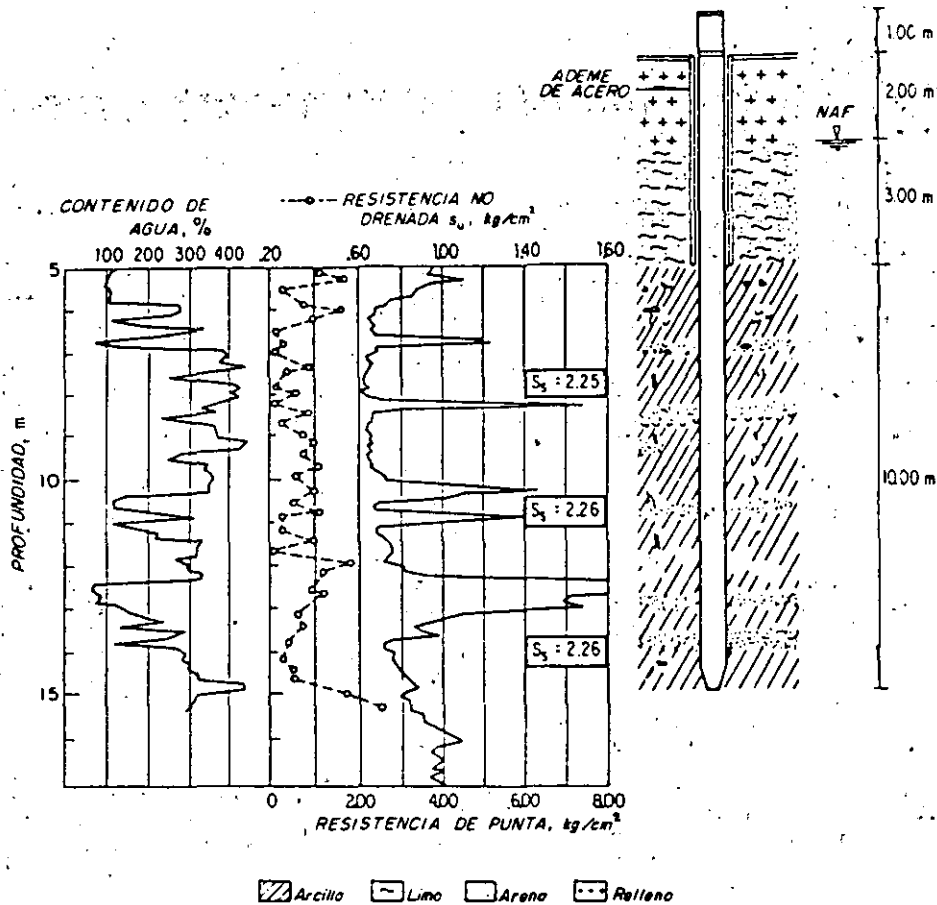


Fig. 1. Perfil estratigráfico del sitio de ensayos de pilotes a escala natural.

pilotes a escala, de 78 cm de longitud (con pequeñas variaciones) con secciones transversales cuadrada, circular y triangular de 2, 2.54 y 2.66 cm de ancho, diámetro y lado, respectivamente. Con estas dimensiones los elementos tienen la misma área lateral de 568 cm². Los pilotes se hicieron de microconcreto y como refuerzo longitudinal se usó una barra de aluminio de 3/8" de diámetro. Se hincaron con y sin perforación previa, en una muestra de arcilla blanda reconstituida, cuyo comportamiento es cualitativamente similar al de la arcilla de la ciudad de México.

Harr (1966) demuestra que en problemas de mecánica de suelos para que haya similitud entre modelo y prototipo se requiere que se cumplan las siguientes igualdades

$$\frac{l_m}{c_m} = \frac{l_p}{c_p} \quad (1)$$

$$\phi_m = \phi_p \quad (2)$$

en las cuales:

- Y_m peso volumétrico del suelo modelo
- Y_p peso volumétrico del suelo prototipo
- l_m longitud característica del modelo
- l_p longitud característica del prototipo
- c_m cohesión del suelo modelo
- c_p cohesión del suelo prototipo
- ϕ_m, ϕ_p ángulos de fricción interna de los suelos modelo y prototipo, respectivamente

Estas ecuaciones significan que en mecánica de suelos problemas geoméricamente similares no necesariamente conducen a resultados igualmente similares, a menos que se cumplan las leyes de similitud expresadas en dichas ecuaciones.

De acuerdo con la ec 2 en suelos granulares basta escalar geoméricamente el prototipo para que el modelo resultante proporcione resultados similares.

En el caso de suelos cohesivos es necesario escalar, además de la geometría del problema, el peso volumétrico y la cohesión para que el modelo tenga un comportamiento similar al del prototipo.

Generalmente, para hacer un modelo en suelos se toma como punto de partida la geometría o longitud característica. Es decir se fija la

escala de longitudes. Por tanto, es difícil conservar la igualdad de la ec 1, en el caso de suelos cohesivos de muy blandos a blandos, cuya cohesión varía entre 0.1 y 0.5 kg/cm², escalando únicamente su resistencia, ya que se tendría que disminuir a valores de por lo menos un orden de magnitud menores, equivalentes a su resistencia en el límite líquido. Es decir, el suelo modelo sería un lodo. También es difícil escalar solo el peso volumétrico del material, porque se tendría que incrementar del orden de 10 veces (pesos volumétricos que serían parecidos a los del plomo o mercurio).

En general, es impráctico escalar físicamente el peso volumétrico. Es posible escalar físicamente la cohesión por un factor no mayor de 3 a 5. Si se toma en cuenta, por ejemplo, que una escala geométrica cómoda para hacer un modelo de laboratorio es del orden de 20, se ve de inmediato que la ec 1 no se cumple. De aquí que los modelos de laboratorio de suelos cohesivos que se emplean comúnmente, estén distorsionados y no cumplen estrictamente con las leyes de similitud.

Una forma de superar las dificultades anteriores es montar modelos en centrifugas. Con estos equipos se incrementa artificialmente el peso volumétrico de los materiales por factores que pueden ser mayores de 10. Sin embargo, esta técnica no se ha generalizado por lo costoso de su instalación y de la instrumentación requerida.

Por otro lado, es costumbre aceptar que los resultados de modelos son indicativos (o cualitativos) del comportamiento de casos reales. Incluso en ocasiones los resultados de los modelos se ajustan, con base en algunas experiencias reales, para hacer generalizaciones. Al proceder de esta manera, implícitamente se trata el modelo como si fuera un prototipo.

Los ensayos de pilotes de fricción que se discuten en este informe fueron hechos con un modelo distorsionado. Es decir, se hizo un escalamiento geométrico de entre 15 y 25 con respecto a las dimensiones de los pilotes más usados en la ciudad de México. Se escaló la cohesión del modelo de suelo arcilloso por un factor de 3.5 con respecto al valor medio de las arcillas de la Ciudad y el peso volumétrico se mantuvo similar al del suelo natural.

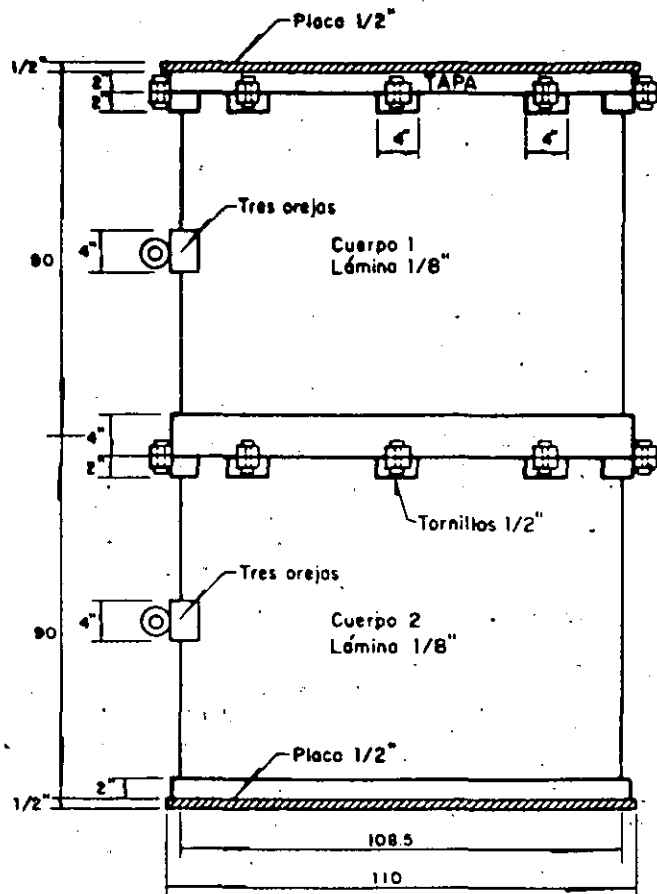
En lo que sigue el comportamiento de los pilotes ensayados será discutido como si el modelo fuera prototipo. Se ponderarán las conclusiones con base en los resultados de ensayos en pilotes a escala natural (Jaime, Romo y Reséndiz, 1988 y 1990) y el comportamiento observado durante los sismos de septiembre de 1985 de cimentaciones apoyadas en estos elementos.

Para la realización de las pruebas fue necesario diseñar y construir un

consolidómetro gigante de acero de 1.10 m de diámetro y 1.80 m de altura con base y tapa herméticas y salidas de drenaje en ambas. Es capaz de soportar la presión de una mezcla de arcilla y agua y una presión adicional de 0.5 kg/cm² para consolidarla. Este molde está partido transversalmente al centro y la mitad inferior cuenta con soportes para fijar un marco de trabajo (fig 2).

La probeta de arcilla reconstituida se elaboró mezclando agua con muestras de arcilla obtenidas de diversos sondeos, dentro de la zona del lago de Texcoco de la ciudad de México. Se requirió de un total de 1.5 t de suelo. La muestra ya consolidada tiene 1.1 m de diámetro por 0.9 m de altura y un contenido de agua medio de 274 %. Para fabricarla se diseñó un procedimiento que incluye mezclado, homogeneizado, desaireado y vaciado de una suspensión agua-arcillas en el consolidómetro.

La primera etapa consistió en revolver con acción mecánica pedazos de arcilla con agua hasta formar un lodo homogéneo con un contenido de agua promedio de 650 %. Esto se hizo inicialmente con una mezcladora de concreto de laboratorio; para acelerar los



Acolaciones: en pulgadas y cm

Fig 2. Consolidómetro.

trabajos se terminó usando una revolvedora de 1/2 sacó. Los suelos se escogían de varios sondeos; nunca se preparó una mezcla de uno solo. Con objeto de inhibir el crecimiento de hongos y bacterias, al agua de la mezcla se le agregó propionato de calcio al 3 % en peso.

Una vez homogeneizada la mezcla agua-arcilla, se introducía en un tanque cilíndrico de 20 l de capacidad, el cual tenía una manguera de plástico de 1" de diámetro conectada en el fondo del mismo; en la parte superior, tenía una salida con válvula, la que se conectaba a la línea de vacío al mismo tiempo que el depósito se introducía en un tambor de 200 l que contenía agua a una temperatura de 60 °C (fig 3. a). En estas condiciones se dejaba el lodo bajo vacío durante dos horas.

Para depositar el lodo en el consolidómetro, la boca de la manguera del depósito de desaireado se introducía bajo el lodo previamente depositado y por el otro extremo del tanque se permitía la entrada de la presión atmosférica para que la mezcla fluyera. De esta manera se evitó que burbujas de aire quedaran atrapadas en ella.

El llenado del consolidómetro tuvo una duración aproximada de un mes. Posteriormente, se dejó en reposo durante cuatro semanas. Desde el inicio de la depositación, el lodo se fue sedimentando por la acción de su propio peso. Posteriormente, se consolidó durante siete semanas con aire a presión colocando una membrana de hule como interfase entre la muestra y la tapa del recipiente (fig 3. b). En la fig 4 se ve cómo quedó la muestra de suelo en su recipiente antes de proceder al hincado de los pilotes.

Para evitar el secado del suelo se mantiene un tirante de agua de 2 cm en su superficie. El crecimiento de hongos y bacterias en el agua libre se ha inhibido agregándole cloruro de calcio al 1 %.

El contenido de agua medio de la probeta es de 274 % con una desviación estándar de 20 % (coeficiente de variación, 0.07). Fue obtenido de 78 determinaciones, fig 5. Estas se hicieron de las muestras de suelo recuperadas durante la ejecución de la perforación previa en aquellos pilotes en los que se llevó a cabo.

El contenido de agua de la superficie de la muestra de arcilla es ligeramente mayor que en el resto de ella porque las muestras de suelo fueron contaminadas por el agua libre superficial, a pesar del cuidado que se tuvo para evitarlo.

Con objeto de aprovechar al máximo posible la probeta de suelo reconstituida, no se han extraído aún testigos inalterados para determinar sus propiedades mecánicas. Sin embargo, se tienen datos de resistencia no drenada en ensaye triaxial UU de muestras de

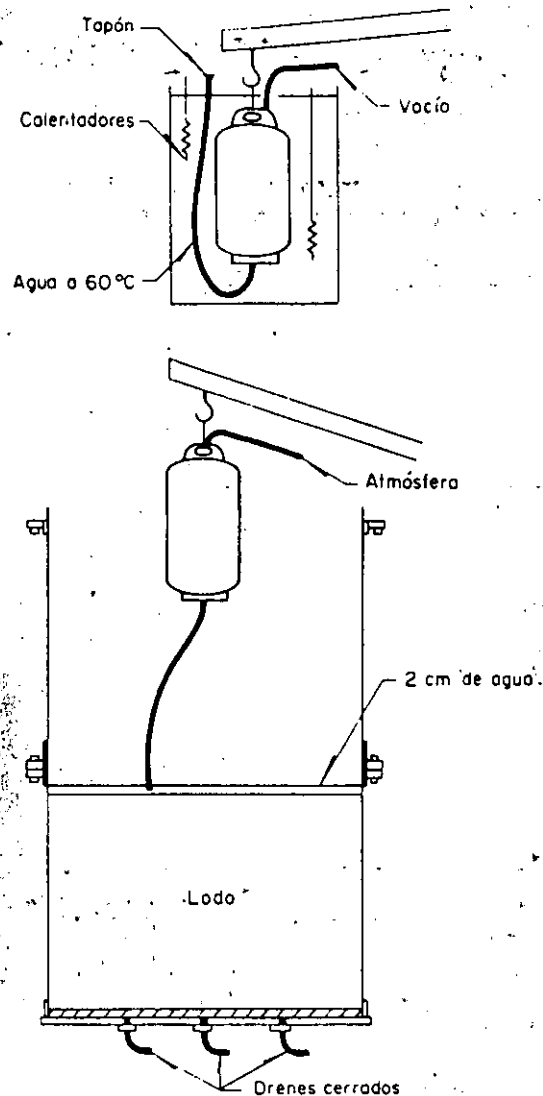


Fig 3a. Método de preparación de la muestra de suelo reconstituida.

arcilla reconstituidas de manera similar a la descrita, hechas con los mismos suelos y un contenido de agua de consolidación de 272 %. Con base en ellos y la interpretación de algunos de los ensayos se puede afirmar que el suelo tiene una resistencia no drenada menor de 0.1 kg/cm². Sin embargo, la discusión de los resultados de los ensayos se hará en términos de cargas totales; por tanto, solo importa que la probeta de suelo sea razonablemente homogénea, lo cual ya se demostró.

En la fig 5 también se dibujó la planta de localización de los pilotes hincados, identificados con su número correspondiente.

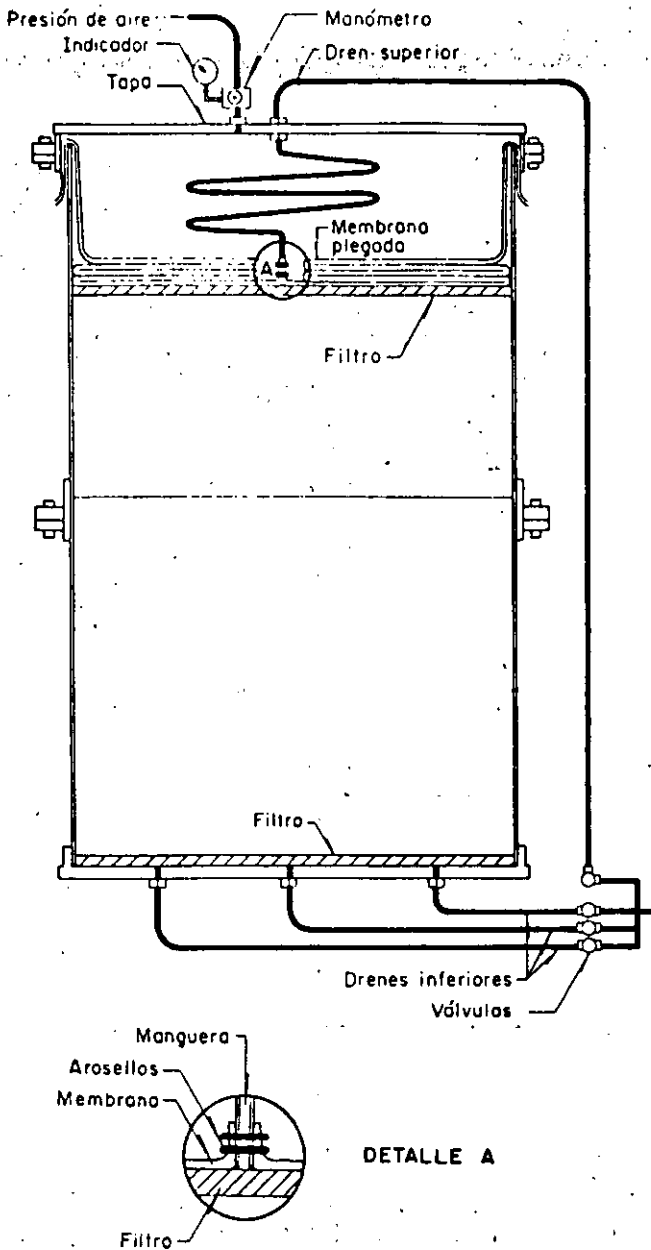


Fig 3b. Método de preparación de la muestra de suelo reconstituida.

3. COMPORTAMIENTO ESTÁTICO

3.1 Respuesta bajo carga

En la fig 6 se muestran los resultados de un ensayo de penetración lenta a escala natural. En esta figura, se representan con cuadros los puntos correspondientes a la medición instantánea de los desplazamientos, y con cruces los relativos a la diferida (dos horas después de la aplicación del incremento correspondiente). Se observa que la relación entre carga y desplazamiento permanece constante hasta 35 t, después de lo cual empieza a ser francamente no lineal.



Fig 4. Vista de la muestra de suelo reconstituida.

Se aprecia que los desplazamientos diferidos son muy pequeños debajo de este límite y se vuelven considerables arriba de él. Además se alcanza un máximo de carga de 54 t correspondiente a un desplazamiento de 22 mm. Hasta este punto, la prueba es de carga controlada. Sin embargo, al llegar a la carga máxima, el pilote se desplazó rápidamente 11 mm (en 4 min) pasando de la carga máxima a una residual de 48 t. La forma de la curva entre las cargas máxima y residual se desconoce, ya que en el punto máximo la prueba cambió: era de carga controlada y pasó a ser de desplazamiento controlado. El pilote al ser descargado pasó de un desplazamiento máximo de 33 mm a uno de 24 mm; es decir, recuperó 9 mm de desplazamiento y acumuló 24 mm. En la rama de descarga se puede apreciar que hay una pequeña recuperación diferida en el tiempo.

Se efectuaron dos pruebas de penetración rápida. En la primera prueba rápida (pilote 3) se llegó a un máximo de 64 t en 32 s (fig 6) y hubo necesidad de suspenderla porque el marco de reacción y el lastre se levantaron. La segunda prueba rápida (fig 6) también fue suspendida al llegar a una carga máxima de 73 t en 55 s, debido a que se alcanzó el valor máximo de la fuerza de reacción.

De los resultados obtenidos se observa un comportamiento casi lineal hasta una carga de 40 t; después de este límite, las curvas exhiben efectos no lineales. Con base en la tendencia de las dos curvas P vs δ de los ensayos rápidos, la carga máxima es por lo menos de 75 t.

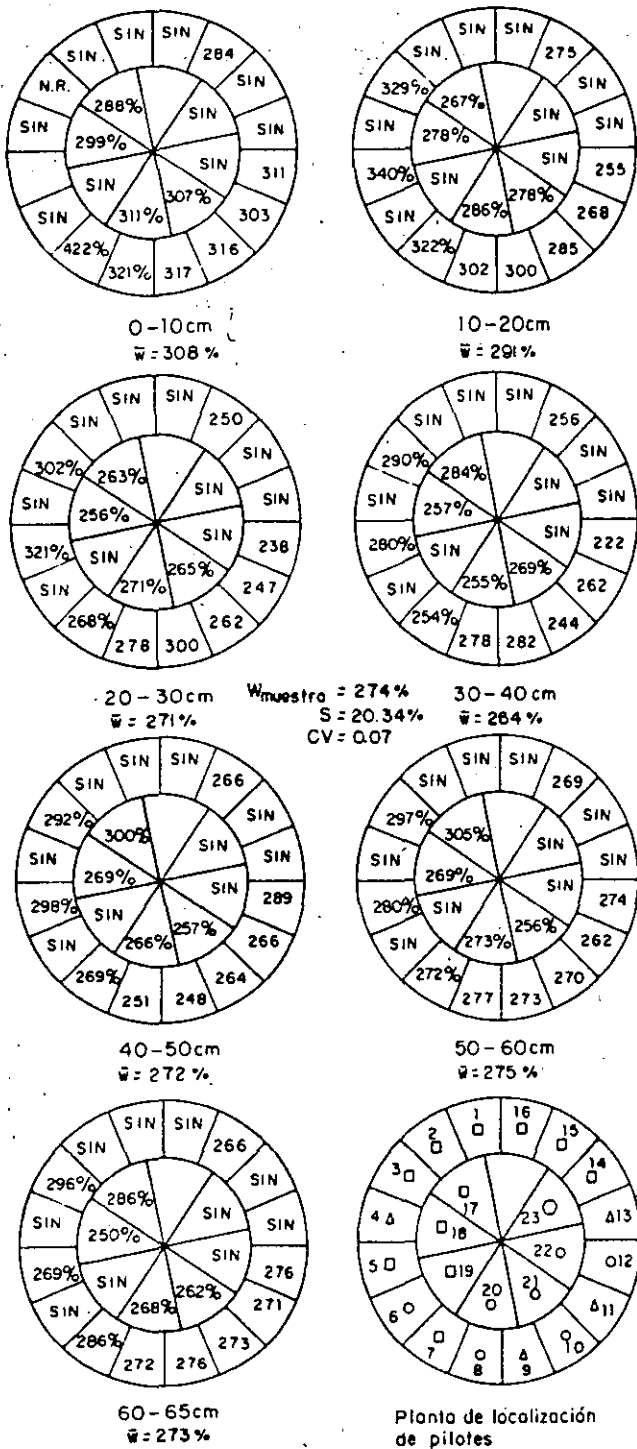


Fig. 5. Variación del contenido de agua de la muestra de suelo reconstituida.

distintos) son muy similares y su pendiente es 1.6 veces mayor que la del ensaye de penetración lenta. La carga última en penetración rápida es una vez y media la máxima obtenida en la prueba lenta.

Los resultados de una prueba de extracción se presentan en la fig 7. En ella se aprecia que la curva P vs δ es francamente no lineal desde el inicio, y que el desplazamiento diferido resulta despreciable hasta un nivel de carga de 30 t, a partir del cual empieza a ser notable.

Las curvas P vs δ de los ensayos de penetración y de extracción mostradas en la fig 7 fueron corregidas restando a los desplazamientos medios el acortamiento y la elongación propia del pilote, respectivamente. Se consideró que a la tensión solo trabajaban las barras de refuerzo y no el concreto. Para calcular el acortamiento y la elongación se supuso comportamiento elástico lineal del pilote y de las varillas longitudinales, así como una distribución de esfuerzos cortantes constante a lo largo del fuste del pilote y de las barras de refuerzo.

En esta figura se ve que la parte inicial de la curva de la prueba de extracción es más rígida que la relativa al ensaye de penetración hasta 25 t; a partir de aquí, se vuelve más rígida la curva de penetración. Los desplazamientos en los que ocurren los máximos de carga son 18 y 25 mm para penetración y extracción, respectivamente.

Con base en lo anterior se puede suponer que: 1) el comportamiento por fricción del pilote depende del sentido de aplicación de la carga (es decir, si se hinca o se extrae el pilote), o bien que 2) la diferencia se debe a efectos de la resistencia de punta.

De experiencias en laboratorio y campo (por ejemplo Tomlinson, 1977; Sowers et al, 1961; Vésic, 1975) se sabe que en pruebas de penetración, la fricción a lo largo del fuste de los pilotes, se moviliza totalmente con un desplazamiento menor que el necesario para que la resistencia por punta alcance su máximo. Es decir, las curvas P vs δ de ensayos de penetración en los que solo se mide fricción son más rígidas que las curvas que incluyen fricción y punta (aunque esta última alcanza una resistencia mayor); además, el máximo de fricción ocurre en un desplazamiento del pilote menor que el máximo de carga por fricción y punta. Lo observado en la fig 7 contradice lo anterior; por tanto, parece confirmar que en la arcilla del valle de México, el comportamiento por fricción en tensión de los pilotes es diferente del de penetración. Esta diferencia parece que ocurre solo en lo que se refiere al desplazamiento del pilote; o sea, en tensión el pilote se desplaza más que en penetración, aunque los máximos de cargas por fricción sean parecidos. Este es un punto que actualmente se está verificando utilizando modelos de pilotes.

En la misma fig 6 se comparan las respuestas de los pilotes ante cargas lenta y rápida: se ve que las curvas correspondientes a carga rápida (realizadas en dos pilotes

PRUEBAS DE PENETRACION LENTA Y RAPIDAS

SITIO CUPJ

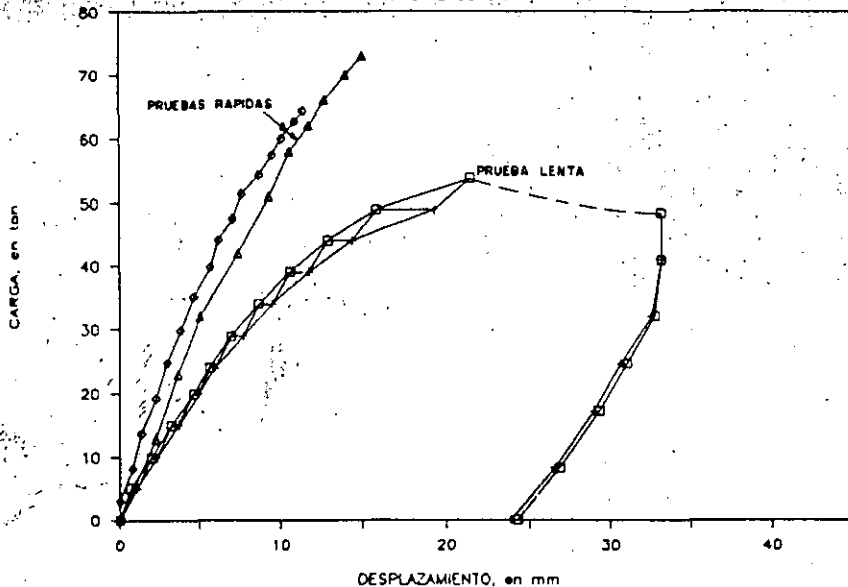


Fig 6. Ensayes estáticos a escala natural.

PRUEBAS CORREGIDA POR DEF. DEL PILOTE

21 DE SEP. Y 19 DE OCT. SITIO CUPJ

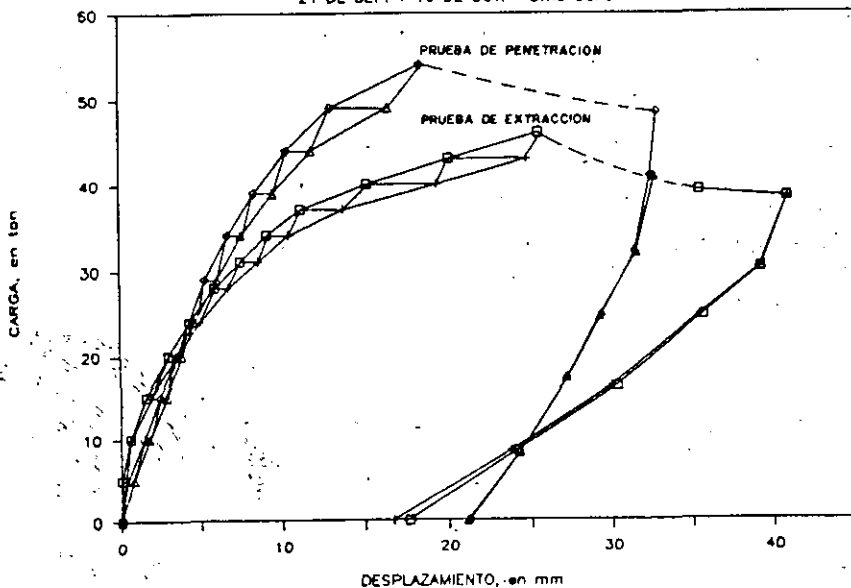


Fig 7. Ensayes de penetración lenta y de extracción. Pilotes a escala natural.

La práctica convencional para estimar la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcillas es considerar el suelo puramente cohesivo. Dependiendo del material del que esté hecho el pilote, se dice que la adherencia suelo-pilote es una fracción de la resistencia no drenada del suelo, obtenida esta en ensayos de compresión simple o triaxial no consolidado-no drenado (UU). Además, en función de la resistencia no drenada del suelo, se tiene un factor α (variable de 0.4 a más de 1, función de la

resistencia no drenada de la arcilla) que toma en cuenta el remoldeo y reconsolidación del suelo debidos al hincado de los pilotes (Tomlinson, 1977).

Por otra parte, durante la acción sísmica, las sollicitaciones en los pilotes son tan rápidas que el suelo a su alrededor no tiene tiempo de drenarse; por tanto, su comportamiento se puede determinar con ensayos triaxiales UU o CU y aún mejor con ensayos de corte simple consolidados no drenados.

21
27
28

La capacidad de carga última por fricción de un pilote se puede estimar con la expresión:

$$Q_f = \alpha (\sum c_i d_i) 4B \quad (3)$$

en la cual

- α factor de corrección que depende de la resistencia no drenada del suelo (Tomlinson, 1977)
- c_i resistencia no drenada del suelo, correspondiente al estrato i
- d_i espesor del estrato i
- $4B$ perímetro del pilote

La capacidad de carga última por punta se calcula con la ecuación:

$$Q_p = A_p (c_{Nc} + P_v) \quad (4)$$

donde

- A_p área de la punta del pilote
- c_{Nc} resistencia no drenada del suelo debajo de la punta
- P_v presión vertical total al nivel del desplante del pilote
- factor de resistencia (Para cimentaciones profundas se considera igual a 9)

Jaime, Romo y Reséndiz (1988) demostraron que el parámetro α es igual a 1.2 para el caso de las arcillas de la ciudad de México. Asimismo que las fórmulas anteriores permiten predecir razonablemente la capacidad de carga de pilotes de fricción (de sección cuadrada) hincados en la arcilla de esta Ciudad.

Cuando se han extraído pilotes de fricción en la zona de lagos de la ciudad de México, se ha observado que alrededor del fuste viene adherida una capa de arcilla, lo cual indica que la superficie de falla no se desarrolla a lo largo del pilote, sino entre esta capa y el suelo circundante. Esta observación coincide con la de otros autores en diferentes suelos arcillosos (Tomlinson, 1977). Dicha capa tiene un espesor que varía entre 5 y 10 % del radio (o dimensión lateral del pilote entre 2). Por esta razón Zeevaert (1973) sugiere que, al calcular la resistencia por fricción de un pilote, se considere un diámetro (o ancho) igual a 1.1 veces el real del pilote. Jaime et al (1988) no consideraron explícitamente este efecto y prefirieron involucrarlo en el factor α .

Los ensayos en modelos de pilotes dieron resultados cualitativamente similares a los obtenidos a escala natural, como se verá adelante.

En resumen, se puede decir que pilotes de fricción hincados en arcilla blanda con respuesta frágil a la falla, en compresión triaxial, exhiben, bajo carga estática (en

penetración o extracción), una resistencia máxima y una residual. La respuesta es función de la velocidad de aplicación de la carga: mayor resistencia y rigidez a mayor velocidad.

3.2 Influencia de la forma de la sección transversal

En la fig 5 se indica la ubicación en la muestra de suelo, de los modelos de pilotes ensayados estáticamente. En la tabla 1 se resume el procedimiento de hincado seguido para cada uno de ellos. Los pilotes 2, 6 y 13 se hincaron sin perforación previa. Los restantes se hincaron en perforaciones con diámetros nominales de 10.5, 14.3, 18.5 y 21.6 mm y una longitud de 65 cm. Los pilotes tienen una profundidad de hincado efectiva de 71 cm, desde la punta hasta la superficie de la muestra.

Los pilotes que fueron hincados sin perforación se colocaban verticales en las placas guías de un marco de soporte y se introducían a presión en la muestra de suelo, hasta 71 cm de profundidad.

La descripción detallada del procedimiento para hacer la perforación previa se encuentra en Jaime y Rojas (1990). Para hacer las perforaciones se usaron brocas del tipo de carpintero de varios diámetros. La horadación se hacía hasta 65 cm de profundidad. Los pilotes se introducían a presión en las perforaciones, como en el caso anterior, con ayuda de un marco de apoyo.

En todos los casos la cabeza de los pilotes sobresalía alrededor de 7 cm con respecto a la superficie de la muestra. Una vez hincados se dejaban en reposo por lo menos quince días antes de ensayarlos.

Durante el hincado de los pilotes aparecieron en la vecindad de estos entre tres y seis grietas en la superficie de la muestra, especialmente en aquellos sin perforación previa. En los casos más notables (pilotes sin perforación) algunas de las grietas se extendían hasta 6 cm con respecto al centro del pilote, la abertura de las mismas en la superficie era del orden de 0.1 mm. Su profundidad no se determinó para no alterar la muestra. Sin embargo, parecían ser superficiales. En los pilotes de secciones cuadrada y triangular las fisuras se iniciaban en los vértices de los lados; en los de forma circular salían perpendiculares a su pared, como rayos. En los casos de las perforaciones más grandes (21.6 mm) no aparecieron.

Los ensayos se hicieron dando incrementos de carga iguales. Cada incremento se sostenía 5 min antes de aplicar el siguiente. Este lapso fue elegido porque la mayor parte del desplazamiento respectivo ocurría casi de inmediato y era suficiente para que la velocidad de desplazamiento fuera nula o despreciable al final del mismo. Poco antes de llegar a la carga máxima la magnitud de

Tabla 1. Ensayes de carga estáticos.

Fi- lcte No	For- na	Dpp mm	Fu kg	Pr kg	Wp g	Lp cm	Pu/Pus cm	Fecha hinc d/m/a	Enipe d/m/a
2	C	0	39.2	2.00	27.4			1.00 020390	230190
3	C	14.3	34.4	1.50	22.7	679	77.8	0.88 061289	100190
5	C	18.5	26.9	1.34	18.0	703	77.8	0.69 071289	100190
7	C	21.6	18.1	1.04	12.1	653	77.7	0.46 071289	040189
6	R	0	49.6	1.45	32.3	843	78.5	1.00 120190	060390
8	R	14.3	34.1	1.59	22.7	798	78.9	0.69 150190	070390
10	R	18.5	33.8	1.45	23.0	822	78.9	0.68 150190	080390
12	R	21.6	32.7	2.05	23.0	839	78.6	0.66 160190	090390
13	T	0	33.2	1.61	21.9	485	78.5	1.00 081289	080190
9	T	10.5	28.2	1.32	19.5	489	78.2	0.85 081289	050190
11	T	14.3	25.0	0.95	15.0	494	78.3	0.75 111289	080190
15	T	18.5	26.0	1.27	16.2	485	78.3	0.78 111289	090190
4	T	21.6	18.0	1.48	11.9	516	77.0	0.54 280290	220390

Dpp diámetro de la perforación previa
 Fu carga máxima alcanzada
 Pus carga máxima alcanzada sin perforación previa
 Pr carga residual
 d_r desplazamiento en la carga máxima
 Wp peso del pilote
 Lp longitud del pilote
 Enipe Ensaye de penetración

los incrementos se disminuía y se dejaban por diez o quince minutos, ya que el desplazamiento diferido se podía apreciar (aunque no se pueda ver a la escala de las figuras) y se deseaba determinar con precisión las capacidades de carga última y residual.

Los pilotes 2, 6 y 13 se hincaron sin perforación previa. El pilote 2 era de sección cuadrada, el 6 circular y el 13 triangular. Las curvas carga vs desplazamiento obtenidas de los ensayos estáticos realizados se muestran en la fig 8. En ella se observa que los pilotes exhiben una capacidad de carga máxima y una

residual. Asimismo se aprecia que el pilote de sección circular tiene una carga última mayor que la del cuadrado y este a su vez mayor que la del triangular. Parece ser que la carga residual tiende al mismo valor en los tres.

De la fig 8 se aprecia que en los tres pilotes la relación entre carga y desplazamiento permanece constante, hasta una carga equivalente al 60 % de la máxima correspondiente. Después las curvas se vuelven no lineales. Al llegar a la capacidad de carga máxima ocurría un desplazamiento súbito y una disminución progresiva de la resistencia del pilote, la cual se vuelve asíntótica para desplazamientos mayores de 3 mm.

Fue posible determinar la carga residual disminuyendo la fuerza actuante en la cabeza del pilote, al momento de presentarse el desplazamiento súbito correspondiente a la carga máxima.

En la tabla 2 se anotaron los desplazamientos correspondientes a la carga máxima. Varían entre 1.45 y 2 mm. Por tanto, la relación entre desplazamiento de falla y ancho, diámetro y lado es de 0.1, 0.057 y 0.06, para los pilotes cuadrado, circular y triangular, respectivamente.

Los pilotes 3 a 5, 7 a 12 y 15 fueron hincados con perforaciones previas de varios diámetros. En la tabla 1 se presentan resumidos los datos de los ensayos de carga estática hechos en esos pilotes.

En las figs 9 a 11 se muestran las curvas

COMPORTAMIENTO DE PILOTES
 (SIN PERFORACION PREVIA)

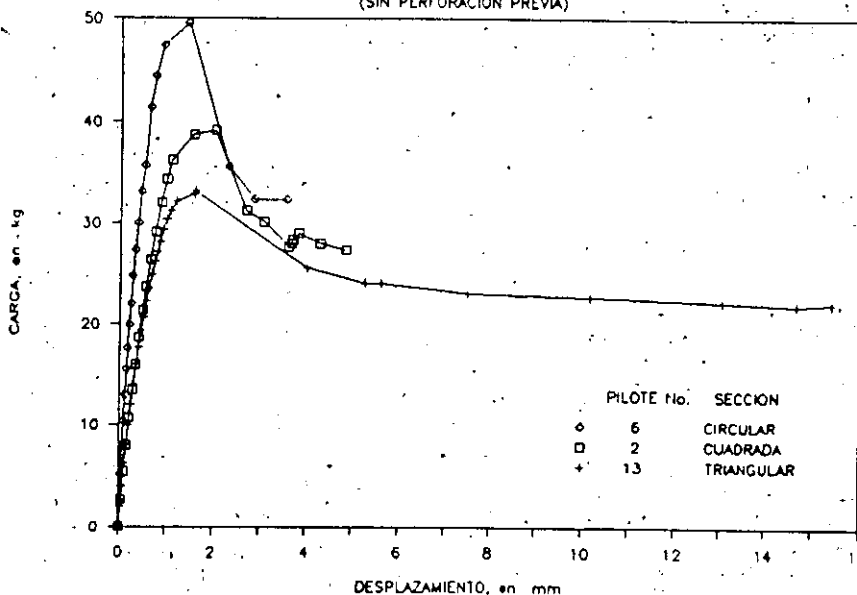


Fig 8. Efecto de la forma de la sección del pilote en su capacidad de carga. Sin perforación previa.

COMPORTAMIENTO DE PILOTES

(Dpp = 14.30 mm)

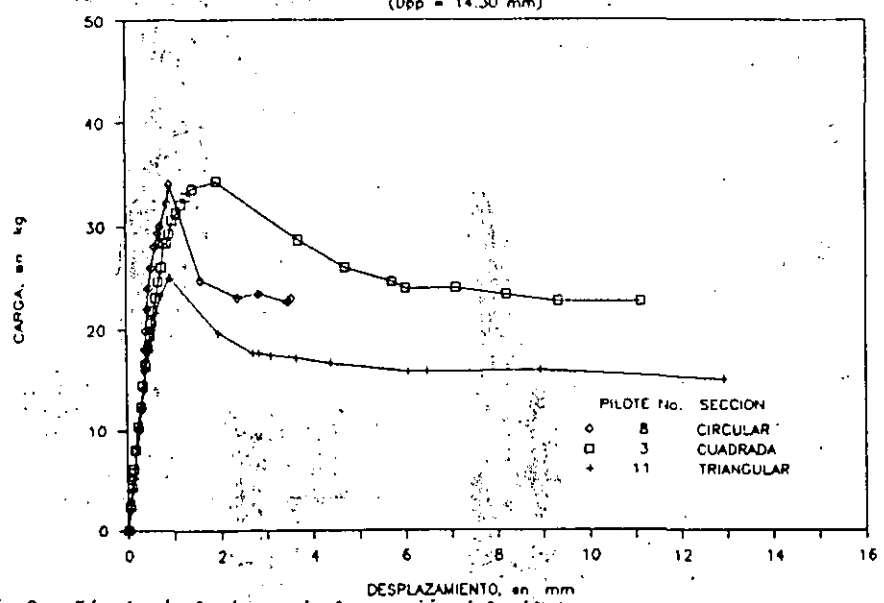


Fig 9. Efecto de la forma de la sección del pilote en su capacidad de carga. Dpp = 14.3 mm.

carga vs desplazamiento determinadas de los ensayos. Estos se llevaron a cabo de manera similar a los descritos antes. La respuesta de estos pilotes fue similar a la de los hincados sin perforación previa. Es decir, exhiben una capacidad de carga máxima y una residual. Los desplazamientos en la falla varían entre 0.95 y 2.05 mm, valores que son similares a los correspondientes a pilotes hincados sin perforación.

del circular (Pu/Puo), excepto cuando el diámetro de la perforación es cercano a la dimensión transversal del pilote, y entonces disminuye a 0.55 de Pu del pilote circular (seguramente el efecto de la perforación es más importante que el de la forma de la sección). Algo similar se puede decir de la relación entre la carga residual de los pilotes cuadrado y triangular y la del circular (Pr/Pro). El desplazamiento a la

De las figs 9 a 11 se puede apreciar la misma tendencia observada en la fig 8; es decir, el pilote de sección circular exhibe una carga máxima mayor que el cuadrado y el triangular, aunque para diámetros de perforación previa de 18.5 y 21.6 mm, los pilotes cuadrado y triangular presentan una carga máxima y un comportamiento prácticamente iguales. En estos casos las rigideces iniciales son muy parecidas.

Tabla 2. Influencia de la sección del pilote en su resistencia.

Pi-lote No	For- ma	Pu kg	δ_p mm	Pr kg	Pr/Pu	Pu/Puo	Pr/Pro	S_p/B
SIN PERFORACION PREVIA								
2	C	39.2	2.00	27.4	0.70	0.79	0.85	0.10
6	R	49.6	1.45	32.3	0.65	1.00	1.00	0.06
13	T	32.7	2.05	23.0	0.70	0.66	0.71	0.08
Dpp = 14.3 mm								
3	C	34.4	1.58	22.7	0.66	1.01	1.00	0.08
8	R	34.1	1.59	22.7	0.67	1.00	1.00	0.06
11	T	25.0	0.95	15.0	0.60	0.73	0.66	0.04
campo C	54	t	21.6	48	t	0.89	--	0.07
Dpp = 18.5 mm								
5	C	26.9	1.34	18.0	0.67	0.80	0.78	0.07
10	R	33.8	1.45	23.0	0.68	1.00	1.00	0.06
15	T	26.0	1.27	18.2	0.70	0.77	0.79	0.05
Dpp = 21.6 mm								
7	C	18.1	1.04	12.1	0.67	0.55	0.53	0.05
12	R	32.7	2.05	23.0	0.70	1.00	1.00	0.08
4	T	18.0	1.48	11.9	0.66	0.55	0.52	0.06

En la tabla 2 se incluyen también los datos correspondientes a los pilotes con perforación previa. Ahí se ve que conforme crece el diámetro de esta, su influencia es más pronunciada que la debida a la forma de la sección, especialmente para los cuadrados y los triangulares. Ahí también se anotó la relación correspondiente al pilote ensayado en penetración a escala natural correspondiente (fig 6, el cual se hincó con una perforación de 15 cm de diámetro); a es 0.07, valor que es similar al determinado para los modelos de pilotes.

La relación entre carga máxima y residual (Pr/Pu) permanece casi constante en todos los casos, alrededor de 0.67 (tabla 2). La carga máxima de los pilotes triangular y cuadrado es aproximadamente 0.66 a 0.8 de la

Dpp diámetro de la perforación previa
 Pu carga máxima alcanzada
 Pr carga residual
 Puo carga máxima del pilote circular
 Pro carga residual del pilote circular
 δ_p desplazamiento en la carga máxima
 B ancho, diámetro o lado del pilote
 C - cuadrada R - circular T - triangular
 * ensayo de penetración a escala natural (fig 6)

COMPORTAMIENTO DE PILOTES

($D_{pp} = 18.50 \text{ mm}$)

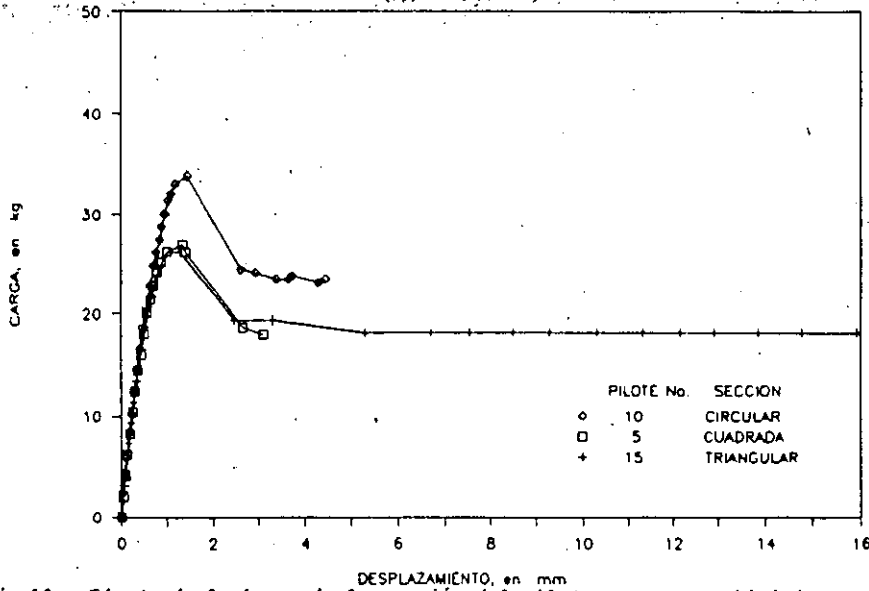


Fig 10. Efecto de la forma de la sección del pilote en su capacidad de carga.
 $D_{pp} = 18.5 \text{ mm}$.

falla permanece casi constante en todos los ensayos.

En resumen, se ha demostrado que la capacidad de carga de un pilote de fricción, hincado en arcilla blanda, es función de la forma de su sección trasversal. La más eficiente de las ensayadas es la circular, le sigue la cuadrada y por último la triangular.

El autor no ha encontrado una teoría que

permita explicar el comportamiento de pilotes en función de la forma. Sin embargo, se puede afirmar que la sección circular induce en el suelo un estado de esfuerzos regular y uniforme, como puede verse de la teoría de expansión de cavidades (Vesic, 1972). Por otro lado, los vértices de las secciones cuadrada y triangular son puntos singulares (o líneas, si se considera todo el largo del pilote), en los cuales se tienen concentraciones de esfuerzo que ayudan a la formación de grietas y provocan

COMPORTAMIENTO DE PILOTES

($D_{pp} = 21.60 \text{ mm}$)

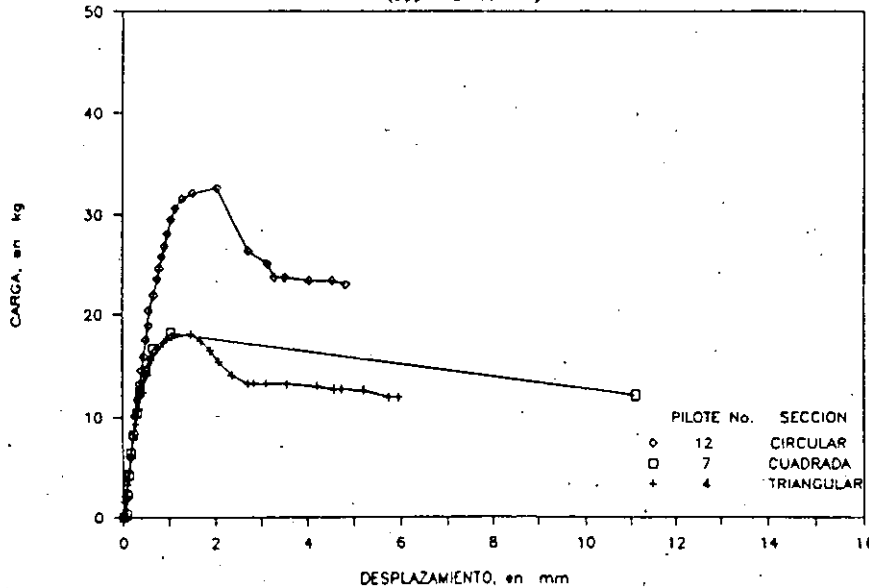


Fig 11. Efecto de la forma de la sección del pilote en su capacidad de carga.
 $D_{pp} = 21.60 \text{ mm}$.

PILOTES DE SECCION CIRCULAR

INFLUENCIA DEL DIAMETRO DE PERFORACION

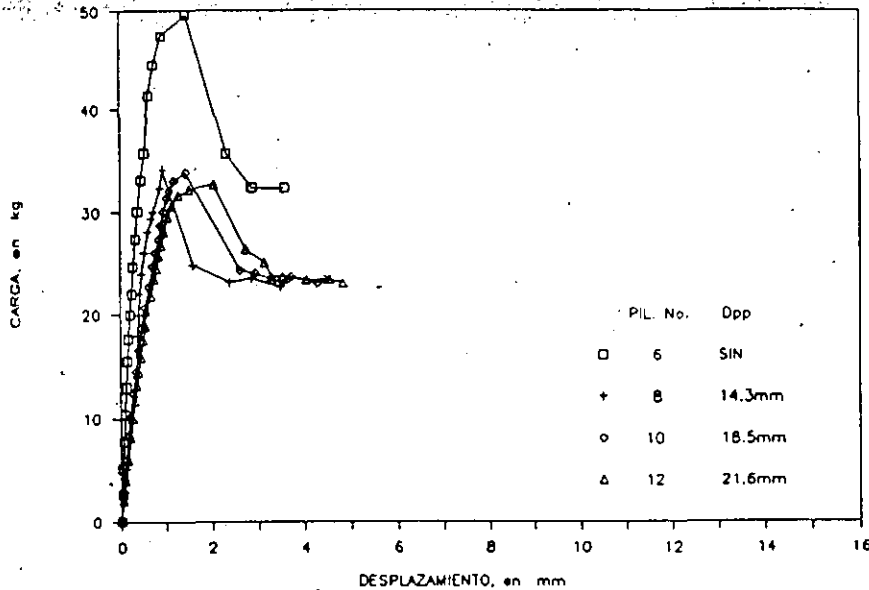


Fig 12. Influencia del diámetro de la perforación previa en la respuesta de pilotes de fricción de sección circular.

distribución irregular de esfuerzos en el suelo alrededor del pilote. Mientras más agudo sea el vértice, se favorece aún más la acción de corte en el suelo, al tratar de desplazarse el pilote en respuesta a una carga.

3.3 Influencia de la perforación previa

En la fig 12 se presentan las curvas carga-desplazamiento de pilotes de sección circular hincados sin y con perforación

previa de diferentes diámetros. En ella se aprecia que hay una pérdida sustancial de capacidad de carga, 31 % de la máxima alcanzada. También se ve que la carga residual disminuye. Algo similar, aunque más acusado, se observa para los casos de los pilotes cuadrado y triangular (figs 13 y 14). En estos se observa que la capacidad de carga última cae más rápidamente en función del diámetro de la perforación previa. El efecto en la capacidad residual sigue la misma tendencia (figs 15 a 17).

PILOTES DE SECCION CUADRADA

INFLUENCIA DEL DIAMETRO DE PERFORACION

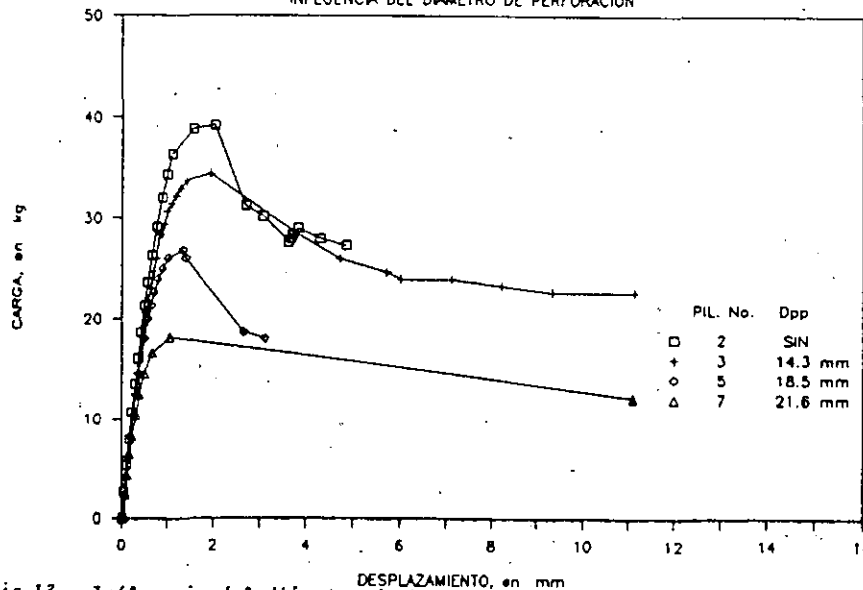


Fig 13. Influencia del diámetro de la perforación previa en la respuesta de pilotes de fricción de sección cuadrada.

PILOTES DE SECCION TRIANGULAR

INFLUENCIA DEL DIAMETRO DE PERFORACION

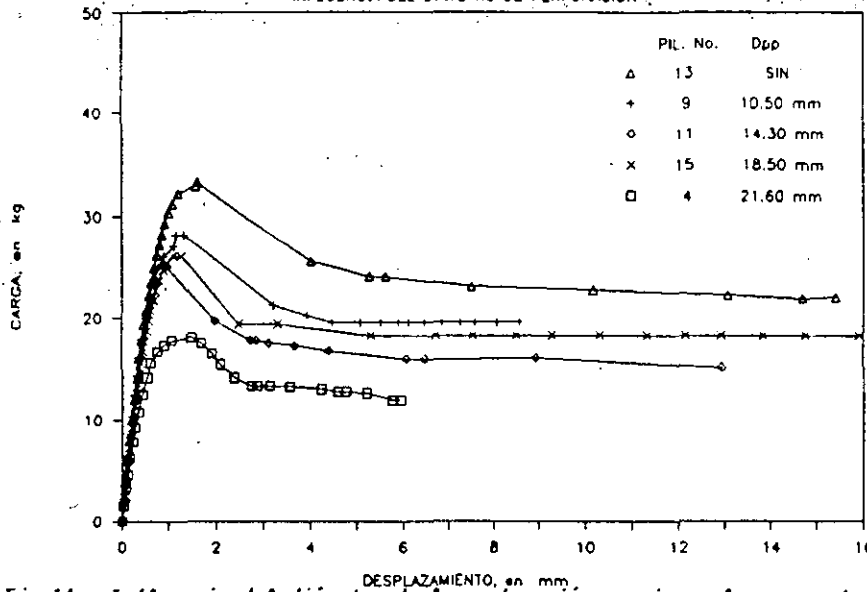


Fig 14. Influencia del diámetro de la perforación previa en la respuesta de pilotes de fricción de sección triangulares.

En la tabla 1 se apuntó, para pilotes de igual sección recta, la relación entre la carga máxima del pilote, P_u , y la carga máxima que alcanzó el pilote sin perforación previa, P_{us} . Se observa que por el efecto de la perforación, la capacidad de carga máxima puede disminuir a valores menores de la mitad del alcanzado sin perforación previa.

Una mejor forma de representar la caída de capacidad es compararla no con el diámetro de la perforación sino con la relación entre

el área de la misma, A_{pp} , y el área de la sección transversal del pilote, A_{tp} , como se ve en la fig 18.

Para averiguar si el efecto de la perforación previa seguía una tendencia independiente de la forma de la sección recta del pilote, se hizo la fig 19 dibujando P_u/P_{us} vs A_{pp}/A_{tp} . De la figura se ve que hay un claro efecto de la perforación, independiente de la forma del pilote. Se ajustó la recta de la figura, por

CAPACIDAD DE CARGA vs Dpp

PILOTES CIRCULARES

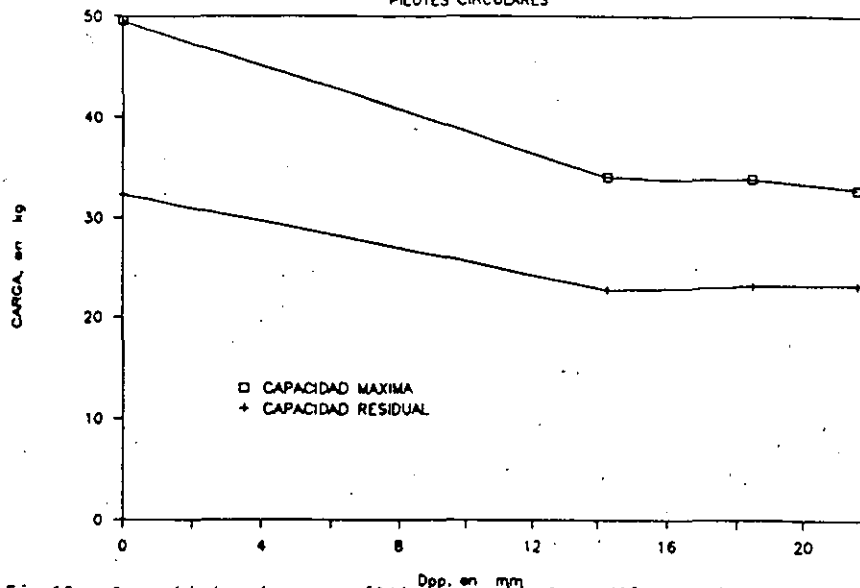


Fig 15. Capacidades de carga última y residual vs diámetro de la perforación Previa. Pilotes circulares.

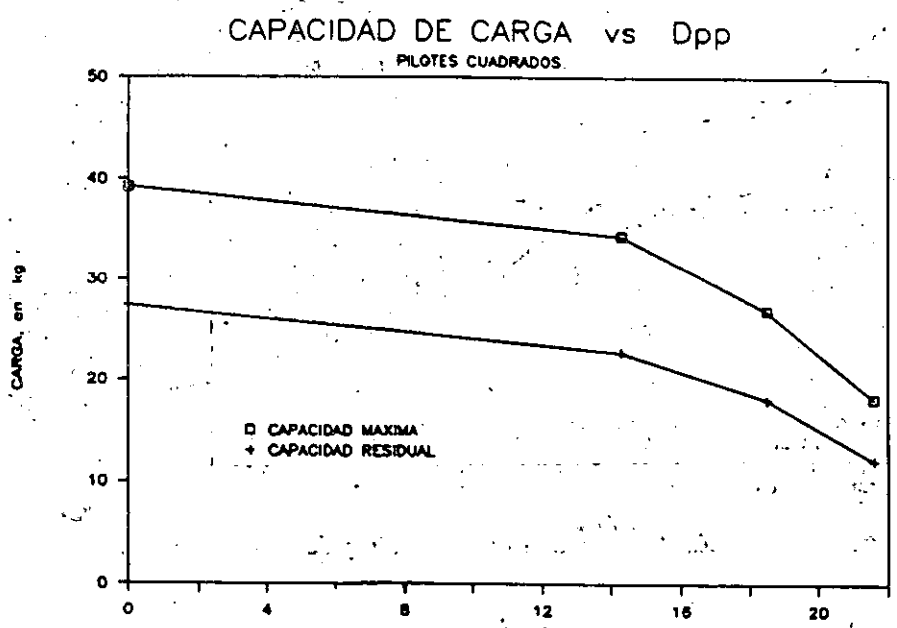


Fig 16. Capacidades de carga última y residual vs diámetro de la perforación Previa. Pilotes cuadrados.

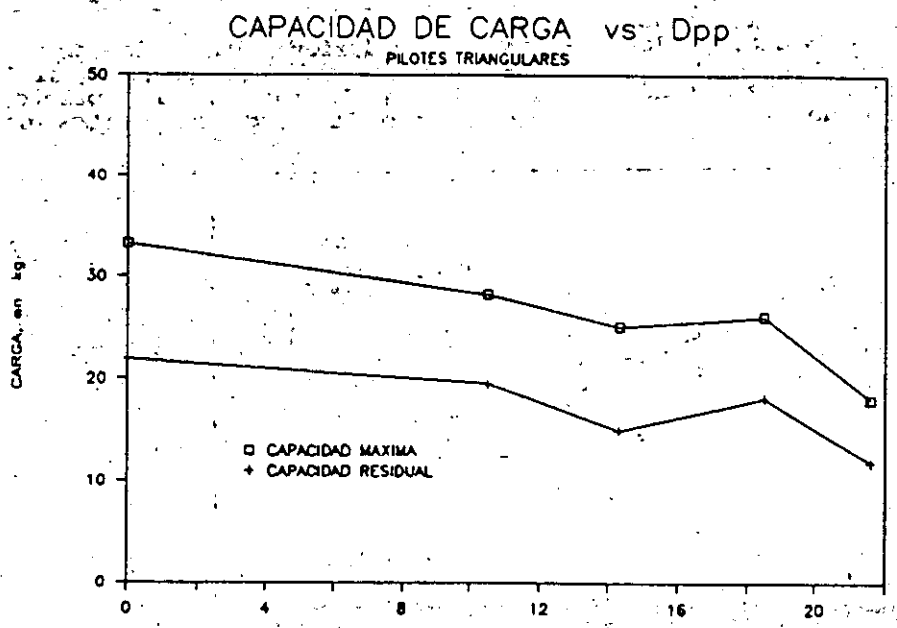


Fig 17. Capacidades de carga última y residual vs diámetro de la perforación Previa. Pilotes triangulares.

Poulos, H y Davis, E, Elastic solutions for soil and rock mechanics, Ed John Wiley and Sons, Nueva York (1974)

Poulos, H y Davis, E, Pile foundation analysis and design, Ed John Wiley and Sons, Nueva York (1980)

Reséndiz, D, "Estudio de campo sobre pilotes de concreto reforzado"; Revista INGENIERIA, Vol XXXIV (ene 1964)

Sowers, G, Martin, C, Wilson, L y Fausold, M, "The bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model methods". Memorias del V ICOSOMEE, Vol 2, (1961), 155-159.

Terzaghi, K y Peck, R, "Soils mechanics in engineering practice", Ed John Wiley and Sons, 2a ed, Nueva York (1967)

Tomlinson, M J, "Pile design and construction practice". A Viewpoint Publication (1977)

Vésic, A, "Principles of pile foundation design". School of Engineering Duke University, Soil Mechanics Series, No 38 (1975).

Zeevaert, L, Foundation engineering for difficult subsoil conditions, Ed Van Nostrand Reinhold Co, Nueva York (1973).

Zeevaert, L, "Consideraciones generales sobre problemas relacionados con cimentaciones de pilotes y pilas", Memorias de la Conference on Deep Foundations, Mexico City, 1964.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

**COMPORTAMIENTO DE DIVERSOS TIPOS DE CIMENTACION
EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO
DURANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE 1985**

**DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
MANUEL MENDOZA LOPEZ**

JULIO-1992

Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

Gabriel Auvinet G., Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

Manuel J. Mendoza L., Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

(Investigadores Nacionales)

RESUMEN. Se presenta en este trabajo una revisión del comportamiento de los diversos tipos de cimentación que se emplean en la zona lacustre de la Ciudad de México, durante los sismos de septiembre de 1985. Se enfatiza el estudio de edificios con mal comportamiento atribuible a su cimentación, como una manera conveniente de derivar un mejor entendimiento acerca de las causas de tal funcionamiento; las lecciones recibidas del análisis de trece edificios, a la fecha, se exponen en este artículo.

1. INTRODUCCION

Un año después del sismo del 19 de septiembre de 1985, se cuenta con información todavía incompleta pero suficiente para evaluar objetivamente el comportamiento de las cimentaciones de edificios en la zona lacustre de la Ciudad de México.

Es en particular posible tratar de definir con mayor precisión en qué medida los casos de mal comportamiento que se presentaron deben atribuirse respectivamente a la magnitud excepcional del sismo, a errores de diseño, a defectos de construcción, a deficiencias del reglamento de construcciones o a otras causas. En este trabajo se presenta una evaluación del papel de estos diversos factores basada en la revisión de numerosos casos de mal comportamiento de los diversos tipos de cimentación que se emplean en las zonas de la ciudad que fueron más dañadas.

A partir de los resultados de este estudio, se establecen además diversas conclusiones y sugerencias en cuanto a la evolución deseable de la investigación, reglamentación y práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México después de este evento.

2. EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

2.1 Características del sismo

El sismo del 19 de septiembre de 1985 presentó varias características que lo hacen excepcional en la historia sísmica documentada de la ciudad; éstas son las siguientes:

- Su magnitud alcanzó el valor extremadamente alto de 8.1 en la escala de Richter. (Refs 1 y 2)

- Desde el origen, su espectro de frecuencias se caracterizó por su riqueza en frecuencias bajas (Ref 3). El movimiento fue casi armónico, con período dominante de dos segundos en la zona central de la ciudad, e inclusive con períodos mayores hacia la zona blanda más virgen.
- La intensidad tan alta apreciada en ciertas zonas de la ciudad, aun cuando el epicentro distaba más de 300 km; la intensidad sísmica en la periferia del Valle de México fue de VI (escala de Mercalli modificada), en tanto que en zonas circunscritas del centro de la ciudad alcanzó intensidades entre VIII y IX.
- Los factores de amplificación entre las aceleraciones del terreno en la zona blanda de la ciudad y la zona rocosa de su periferia fueron muy altos.
- La duración de más de dos minutos en un temblor de esta magnitud, no tiene precedente en los registros instrumentales del país.

2.2 Respuesta del subsuelo de la Ciudad de México

El subsuelo del Valle de México se caracteriza por presentar fuertes contrastes de deformabilidad y resistencia. Lo anterior permite definir una zonificación, ahora clásica, en tres zonas (Ref 4):

Zona del lago: Fondo lacustre del valle, integrado por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por estratos areno-limosos y areno-arcillosos de consistencia dura a muy dura y espesores variables de centímetros a varios metros.

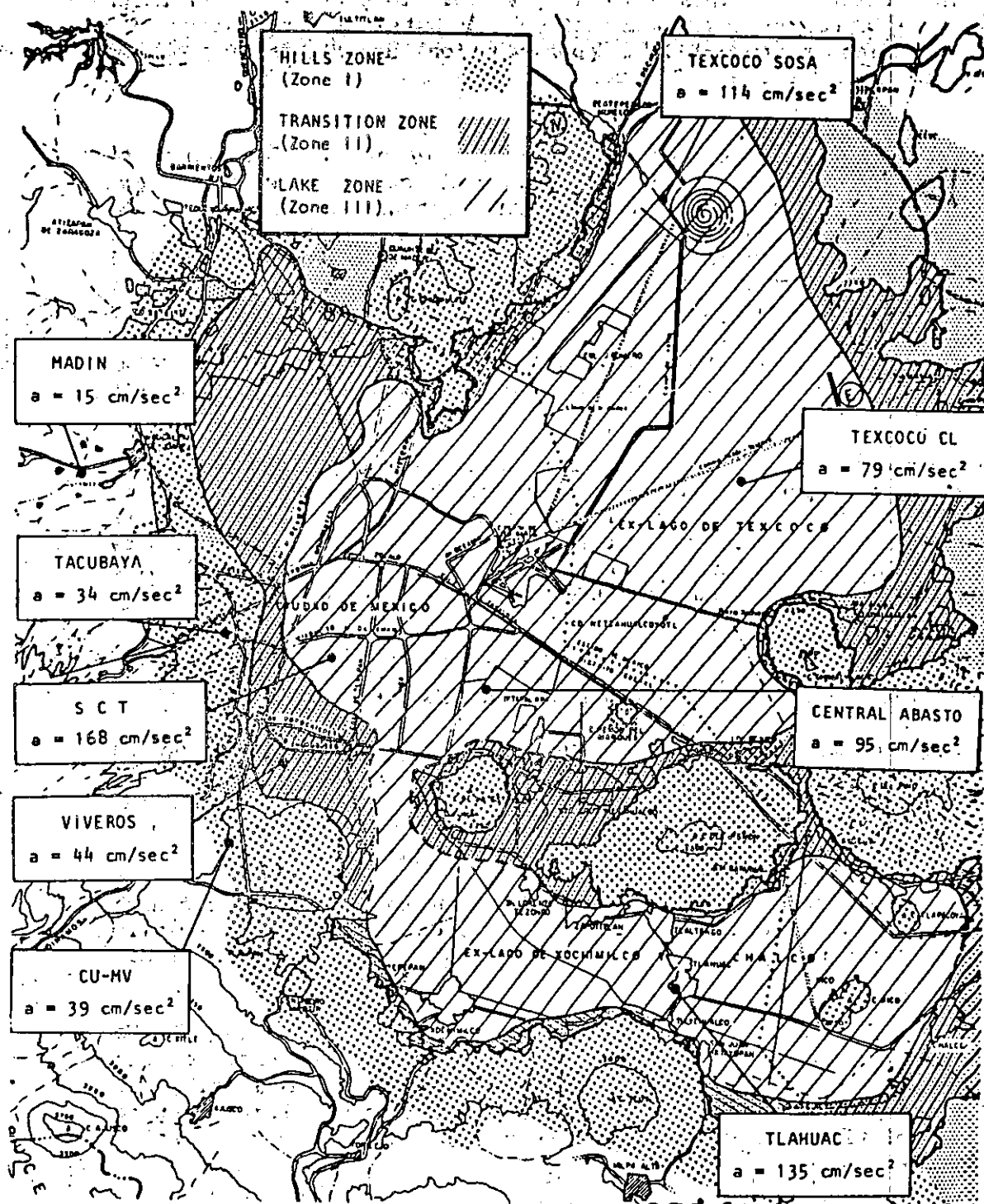


Figure 1 - Geotechnical zonation of Mexico City and maximum recorded accelerations during the earthquake of September 19, 1985.

Depending on weight and dimensions of the buildings and bearing capacity and compressibility of the subsoil, different foundations systems or combination of systems are used in the lacustrine area of the city (Fig 2). Henceforth comments will relate only to buildings founded on Zone III.

GROUND SURFACE MOVEMENTS DURING THE EARTHQUAKE

Significant displacements of the ground surface occurred during the earthquake. From the accelerograms recorded at the parking lot of the office building of the Ministry of Communications and Transportation (Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT), a maximum displacement amplitude of 21 cm was calculated. These movements led to failures and leakages of public services, such as the primary and secondary water supply pipelines, and the shallow sewerage system. Other signs of the earthquake's violence were the breakage of pavements and sidewalks and the emergence and buckling of old cable-car rails which had been buried for years below the street pavement. These effects should be attributed to incompatibility between the movements of the soft subsoil and those of long and rigid elements.

PERFORMANCE OF BUILDING FOUNDATIONS

FOOTING FOUNDATIONS

The damages to one or two stories old masonry houses founded on shallow footings were generally related to their advanced state of deterioration. In most cases, the earthquake only accentuated a process initiated under the action of permanent loads. From an estimated amount of 38000 houses of this kind in the central sector of the city, fewer than 1 % were hit (Mendoza and Prince, 1986). Many of those damages were due to the settlement of a nearby heavy building. Drag movements of these buildings induced severe diagonal cracking in load-bearing walls of contiguous houses. It can be said that the behavior of shallow footings during the 1985 earthquake was generally satisfactory, with the exception, of course, of those cases with obvious constructive deficiencies.

MAT FOUNDATIONS

Several buildings on mat foundations exhibited very large non uniform settlements leading to tilting of the structure, and in some cases, to an advanced mechanism of general shear failure as the bearing capacity of the soil was exceeded. Deficient behavior of foundations of this type was due to high contact pressure on the soil under permanent loads, load eccentricities, soil heterogeneities, and in some cases to pumping sustained for long time intervals in nearby excavations. The case of a set of three buildings, now demolished (Fig. 3), with excessive settlements and very low safety factors with respect to shear failure, is described below.

Building Ia. This was a six stories building, 18.6 m high, which transferred to the soil an average net pressure of 55 kPa. The original load distribution was uniform and did not present any significant eccentricity. The construction was built around 1950. The foundation was solved by means

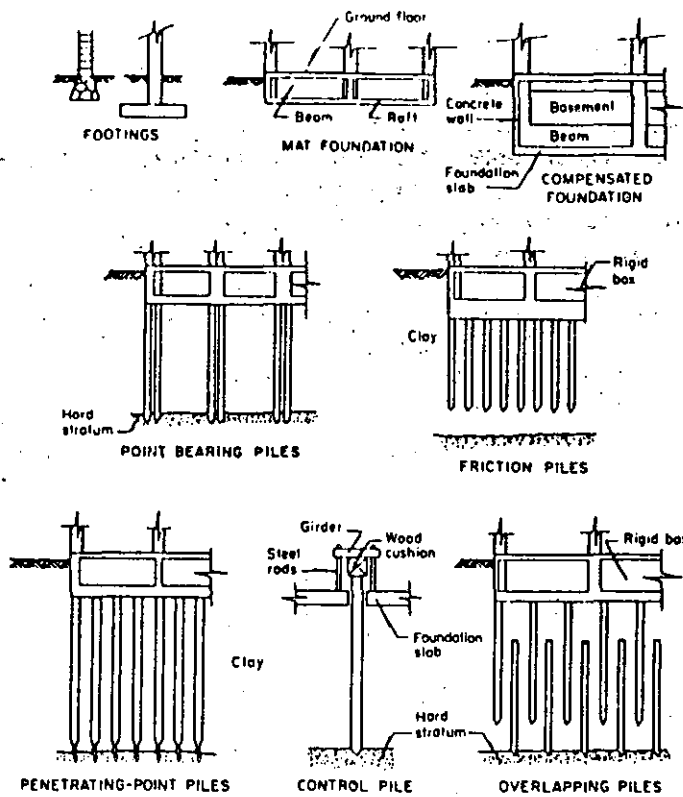


Figure 2 - Types of Foundations used in the soft soil zone of Mexico City.

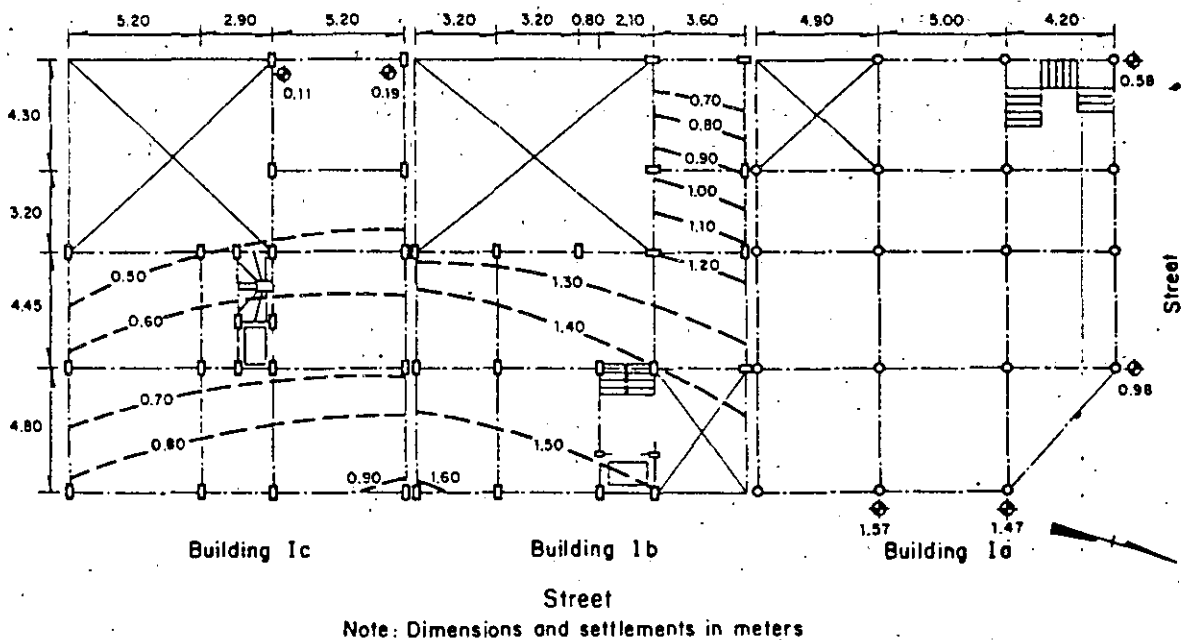


Figure 3 - Plan and outline of settlements in three buildings on mat foundation.

of a raft slab, 0.2 m-thick, lying initially 1.2 m below the sidewalk level.

The stratigraphic profile at the site indicates that below a 4 m-thick superficial fill, a soft clay with natural water content varying between 250 and 380 % is found down to 32 m; its average undrained shear strength is 25 kPa.

Unfortunately, no surveying records were available; however, it can be estimated that a maximum settlement of 0.65 m already existed before the earthquake, and according to some neighbors appreciable tilting towards the East was evident. Moreover, in order to build a telephonic register-box, an excavation had been opened near the building corner, about five years before the earthquake; a shallow pumping well was used and the water table lowered about 2.5 m.

The total maximum settlement measured after the earthquake was 1.57 m, 0.92 m due to the seismic events. The total Eastwards tilting was 5.2 % and increased 2 cm with the low intensity after-shocks in April 1986.

The safety factor against shear failure under permanent loads was lower than 2 and the uniform foreseeable settlement was 0.95 m. Both values are obviously considerably larger than those accepted by the building code. Without doubt, the pumping in the nearby excavation contributed to increase the building tilting.

Building Ib. This construction practically presented a general shear failure during the earthquake, due to inadequate performance of its mat foundation. A sudden settlement of 1.02 m and an Eastwards tilting of 6.3 %, caused bulging of the surrounding ground surface. An upward movement of the street pavement of about 0.2 m was measured in front of the structure; 0.08 to 0.1 m openings of the joints of the hydraulic concrete pavement slabs were also measured. As a consequence of these movements, almost half of the ground floor of the building sunk into the ground (Fig. 4).

The structure of this apartment building was formed with reinforced concrete rectangular columns, massive slabs and beams. The foundation consisted of a raft slab resting at a depth of 1.5 m and transmitting a pressure of 99 kPa to the soil, with an eccentricity of 0.2 m to the South. This high pressure led to a previous settlement of 0.58 m.

Through a simple bearing capacity analysis, the safety factor under static loads was found to be 1.1, which means an imminent shear failure condition. Introducing overturning seismic moments, even those underestimated values specified by the previous building code, the resulting safety-factor is indeed lower than unity. These values and the forecasted settlement of more than one meter, should have led to reject the adopted foundation system.

Without doubt, this building reached failure under transient loading. The earthquake action ceased when a shear failure condition along the full sliding surface was generating; it is probable that with some additional cyclic loading, a complete collapse would have occurred.



Figure 4 - Settlement of Building Ib.

COMPENSATED FOUNDATIONS

In this kind of foundation, the weight transmitted by the building to the soil, is partially or totally compensated by the weight of the soil excavated to build the substructure, so that no significant stress increments are induced into the soil. The substructure (Zeevaert, 1972) is generally a hollow monolithic box constituted by reinforced concrete top and bottom slabs, a perimetral retaining wall and a two-dimensional stiffening grid of beams (Fig 2). Part of the box is often employed as a basement.

The causes of poor behavior of these foundations were similar to those for mat foundations. Particularly significant were the instances of previous poor performance due to excessive net pressures transmitted to the soil, which led to large settlements. The superposition of excessive vertical stresses, under the bottom of the slab, with high cyclic shear stresses gave rise to substantial permanent strains, which in turn resulted in large settlements and tilting of the building as a whole. An unforeseen concept adding to the problem in most of the cases studied was the infiltration of water into the hollow foundation box eliminating the benefit of the buoyancy effect and reducing the effectiveness of compensation.

Deficient performances were identified for two types of building: a) slender or long buildings with load eccentricity, and b) heavy constructions with large dimensions in plan. Two case histories are discussed here as

examples of both conditions.

Building II. The first case is a school building (Fig.5), a long reinforced concrete structure with partially compensated foundation. The supporting soil is a very soft clay; no surficial fill exists in the area. The average applied net pressure was 25 kPa with a uniform distribution along the building, except at the Western end where two cisterns containing 150 kN of water each one, water tanks in the roof and the services area were applying an additional vertical stress of about 30 kPa; this condition was producing transversal as well as longitudinal eccentricities.

No information could be obtained regarding the performance prior to the 1985 earthquake. After this event, significative differential settlements and North-Westwards tilting were appreciated. In the transversal direction, a differential settlement of 0.53 m was measured in the West, and of 0.32 m in the East; in the longitudinal direction, survey leveling gave a differential settlement of 0.26 m. The maximum tilting in the North-Western corner was 0.39 m (2.9%). When the building was demolished, the rotation of the foundation box around the longitudinal axis with respect to the nearby horizontal street, could be clearly seen, as shown in Fig. 6.

Although the safety factor against shear failure under permanent uniform loads was almost 3, the foreseeable settlement of about 0.6 m should have led to reject the kind of foundation adopted. Likewise, the analysis of this case shows that the compensation in terms of global loads is not always convenient, inasmuch as eccentric loads on the slab cannot be considered properly.

Building III. The following case is related to an apartment building which covers an area of 750 m², (Fig. 7). The structure consists of reinforced concrete beams and columns, combined with a system of confined-masonry, load-bearing walls. Its foundation box compensates partially the weight of the building; the net average pressure on the slab was 33 kPa.

The surficial fill in the area is only 1 m thick. The underlying very soft clay was investigated down to 28 m by SPT. N-values were 1 or 2, and at certain depths the SPT sampler penetrated under its own weight.

The building was built in 1971, but two years later an open trench was excavated along the streets on the West and South sides, in order to lay a large diameter sewer. A pumping system was implemented and apparently operated for a long time interval, lowering the water table down to 3 m.

Through careful inspection, it was determined that the movements prior to the 1985 earthquakes in the South-Western corner were as follows: settlement of 0.4 m and tilting with components of 0.2 m to the West and 0.1 m to the South. Few weeks after the earthquake, additional tilting in the same corner was measured, 0.19 m to the West and 0.1 m to the South. The maximum settlement was 0.93 m of which 0.53 m occurred during the earthquake. Looking to the contours of equal settlement in Fig. 7, it is interesting to note the movement of the foundation and structure as a whole, in the same manner as in the Building II case. Considering the compressibility characteristics of the supporting subsoil, a long term

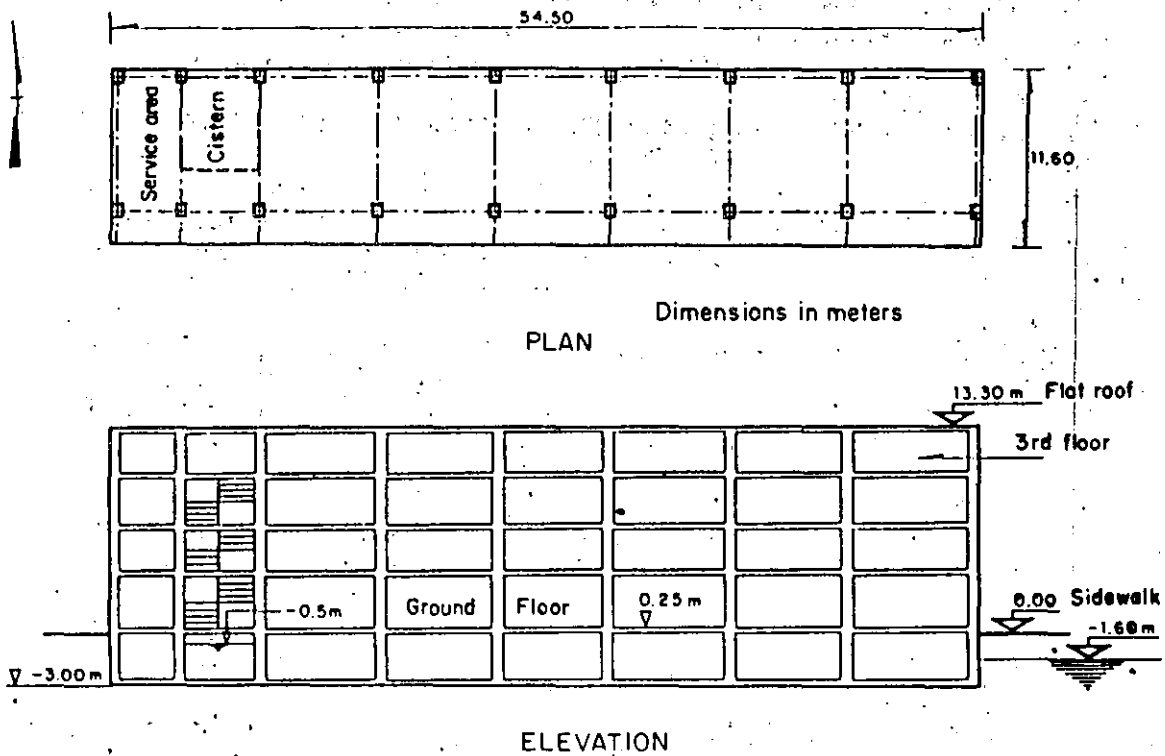
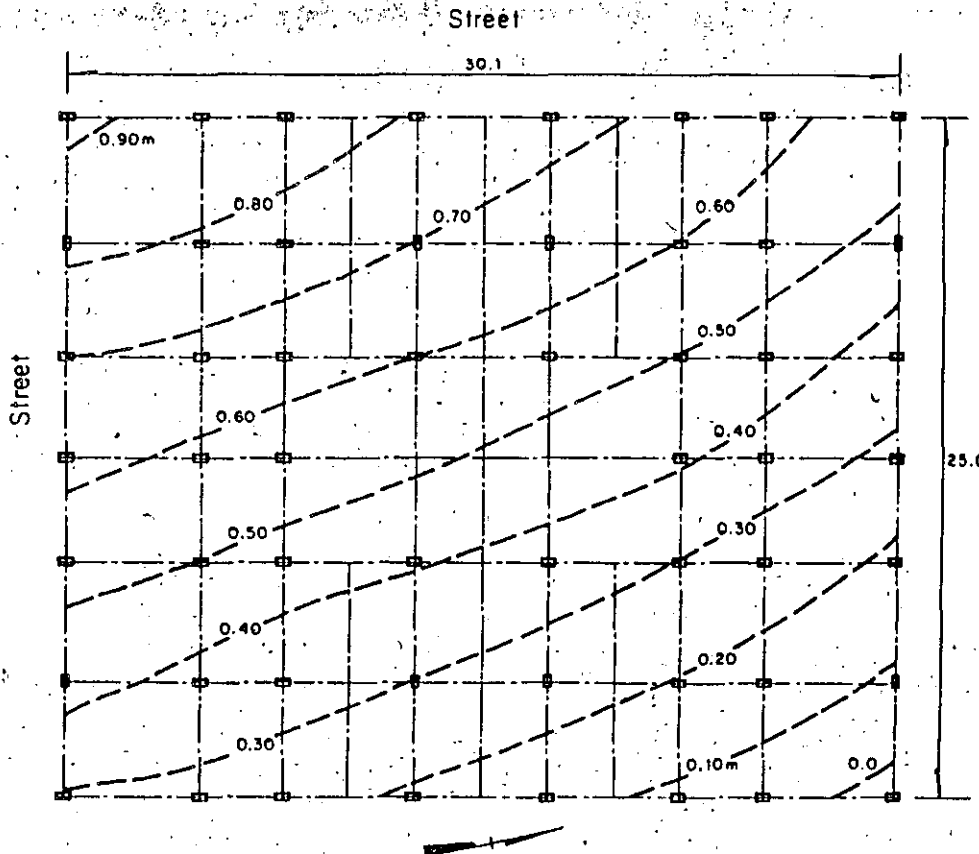


Figure 5 - Plan and elevation of school Building II with a partially compensated foundation



Figure 6 - View of the foundation box of Building II during its demolition

settlement of 0.55 m would be expected; the a posteriori analysis of bearing capacity gives a safety factor of 2.1 under static loads. The above values would not be acceptable by current engineering practice in the city.



Note: Dimensions and settlements in meters

Figure 7 - Plan and outline of settlements of Building III on partially compensated foundation.

The foundation slab applied a high net static pressure on a large area inducing substantial settlements. It is likely that the pumping increased the settlement at the corner of the building and propitiated the tilting. The seismic action produced cyclic stress increments, the highest at the edge of the foundation box, which, added to the permanent ones, led to shear stress levels close to the strength of the supporting subsoil and produced accumulative permanent deformations.

END-BEARING PILES FOUNDATIONS

This kind of foundation has been commonly used for heavy buildings for which spread or compensated foundations are not suitable. Through the time, and due to the regional subsidence, an apparent emersion of the building usually occurs. The performance of these building foundations during the 1985 earthquake was in general satisfactory; however, some cases of structural damages to the piles and possible punching of the hard supporting

layer by the piles have been reported (Auvinet and Mendoza, 1986, Ovando et al, 1988).

FOUNDATIONS ON FRICTION PILES

For medium-height (5 to 15 stories) buildings for which compensation effect is not sufficient to carry the construction weight, use of friction piles has become common. The buildings with this type of foundation have been typically long-period frame structures. Foundations on friction piles were the most affected during the 1985 earthquake. Sudden differential settlements with the consequential tilting, and even a general failure were observed.

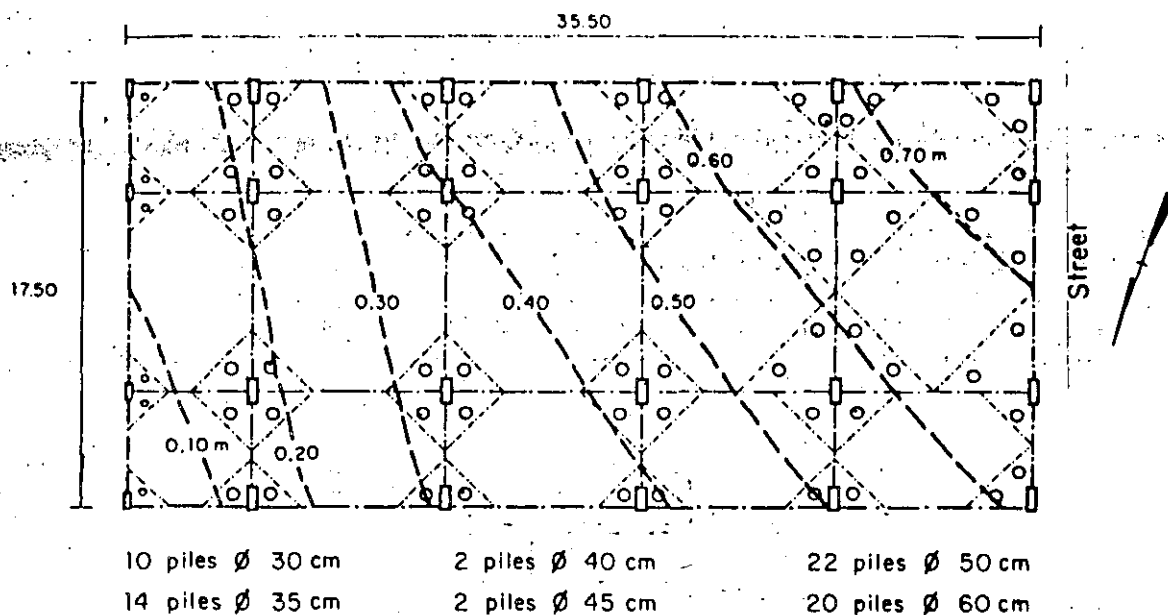
As a matter of fact, many uncertainties about the true performance of these foundations under seismic actions are still debated. Some of the obscure aspects of their behavior are the eventual deterioration of adherence between piles and subsoil under cyclic loading, possibly compensated by an increase in axial capacity of piles under dynamic loading (Bea, 1980), and the load transfer mechanism between piles and foundation slab under seismic conditions, among other factors. As a consequence of this situation, discrepant opinions were expressed, and a conservative criterion had to be adopted in the 1987 Building Code. A review of the present knowledge on the matter, as well as a discussion of design methods for friction pile foundations and their implications have been presented elsewhere (Auvinet and Mendoza, 1987).

As in the case of partially compensated foundations, two forms of deficient behavior can be identified: a) sudden settlement of heavy buildings, with large dimensions in plan, and b) permanent tilting, including one case of rigid body collapse, associated to overturning of slender structure and/or eccentrically loaded foundations. Two case histories exemplifying each condition are documented in what follows.

Building IV. This office building has large dimensions in plan (620 m^2) and is a reinforced concrete structure built around 1980, with waffle slabs and rectangular columns. It is founded on a concrete box lying at a depth of 2.3 m (Fig 8) and on 70 circular piles, 28 m long and with different diameters (0.3 to 0.6 m). Rigidity of the foundation slab was increased by a grid of beam casted in open trenches below the slab level.

SPT investigations performed before construction indicate that the upper clayey deposits have a very low shear strength, with the sampler and the drilling bars penetrating under their own weight at depths of 6 and 8.5 m; natural water contents vary from 250 to 350 %. CPT investigations carried out after the earthquake confirmed the low shear strength values (Fig 9).

The sum of permanent and estimated variable (live) loads correspond to an average pressure of 131 kPa, with a maximum value of 176 kPa at the edge of the raft foundation. No precise information on the performance of the building before the earthquake was available, but according to neighbors, it did not show any appreciable tilting. The estimated settlement prior to the 1985 earthquake is 0.25 m, on the street side (facade).



Note: Dimensions and settlements in meters

Figure 8 - Foundation plan and outline of settlements of Building IV.

After the earthquake, tilting components, of 0.78 m in the transversal direction and 1.1 m in the longitudinal one were measured, which induced a South-Westernwards tilting of 3.3%. Lines of equal settlement are presented in Fig 8. The maximum settlement (0.78 m) was measured in the SW-corner; the sudden settlement in that point was 0.5 m. The superstructure suffered very severe damages including failures or large plastic deformations of concrete columns.

Adding the capacity of the slab and the adherence along the total length of the piles, and taking into account the compensation effect due to the soil excavated, a safety factor against shear failure of 2.2 is obtained. The computed long term settlement (Reséndiz and Auvinet, 1973) was 0.48 m.

This case shows that a high average pressure under static loads at the level of the slab foundation, induces a pre-earthquake stress state close to the yielding point of the supporting subsoil; this condition propitiates the occurrence of permanent deformations under seismic cyclic shear stresses. A decisive factor in the performance of buildings, was the presence at the edge of the foundation of a lesser amount of smaller piles. Higher pressures generally occur at the edge of the foundation not only under seismic conditions, but also under permanent loads, due to the stiffness of the box.

Building V. This corner structure covered a small and irregular area of 160 m² (Fig 11); the superstructure consisted of reinforced concrete beams

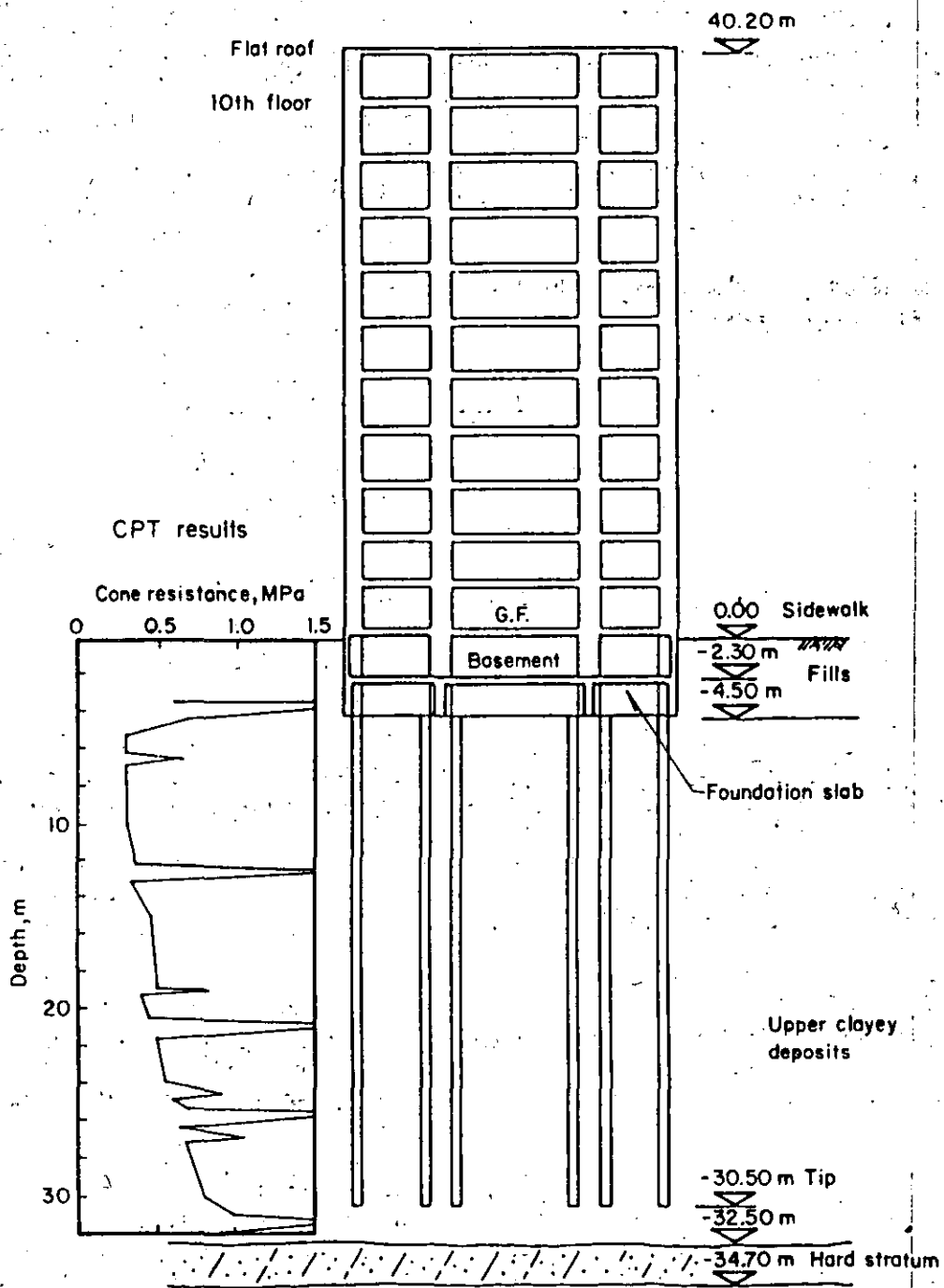


Figure 9 - Elevation of the Building IV including foundation and geotechnical conditions.

and columns, combined with confined-masonry load-bearing walls. Its foundation was of the mixed type, with a partially compensating foundation box and friction piles (Figs 10 and 11). Precast pile segments were jacked into the soil; these ones were linked through a central hole, 0.12 m in diameter, wherein a mortar was casted with 3 # 5 reinforcement bars.

The average pressure at the foundation level was 144 kPa. An eccentricity of 1.4 m existed between the centroid of gravitational loads and that of pile heads. No data on the performance of the building before the earthquake could be obtained. During the earthquake, the superstructure and its foundation as a whole collapsed totally by overturning and fell towards an adjacent street in the North-West direction (Fig 12). Part of the foundation box was displayed over the ground surface, as well as several piles, with their head still connected to the foundation box.

With the same considerations adopted for the analysis of Building IV, a safety factor of 1.7 is obtained for permanent loading. Considering the overturning moment given by a modal analysis and the seismic coefficients of the 1976 Building Code, the safety factor is 1.0. These analyses show that a low or null margin of safety under seismic conditions existed. Moreover, the irregular shape of the building in plan led to the existence of an oblique axis with maximum sensitiveness to overturning moment. Casually, the direction of the maximum horizontal acceleration recorded at SCT, at a distance of 2.5 km, practically coincides with the perpendicular to this axis; this factor may have contributed to the collapse.

It can be considered that the short piles of this foundation were working at their limit capacity under static conditions, and that a significant contact pressure existed at the slab level. The increasing plastic deformations of the soil induced by the seismic cyclic stresses led in turn to higher overturning moments at the base of this slender structure by $p-\delta$ effect, until the bearing capacity of the foundation slab was overcome; the contribution to the overturning capacity of the lateral reactions on the walls of the substructure was probably negligible due to its shallow depth.

It is important to note that it was not necessary to include in the analysis any consideration about a possible degradation of the adherence between piles and soil under cyclic loading to explain the failure. The importance of adherence degradation was probably overemphasized in some evaluations published after the earthquake.

SPECIAL FOUNDATION SYSTEMS

Several special foundation systems are widely used in Mexico City (Fig 2), the most common being probably the "control piles" equipped with a device which allows to regulate the movement of the building with respect to the surrounding area. In several instances, these devices were severely damaged or collapsed. The design of some of these systems should be revised to ensure that they can resist transient vertical loading and shear forces during earthquakes. To be reliable such systems should also be maintenance-free.

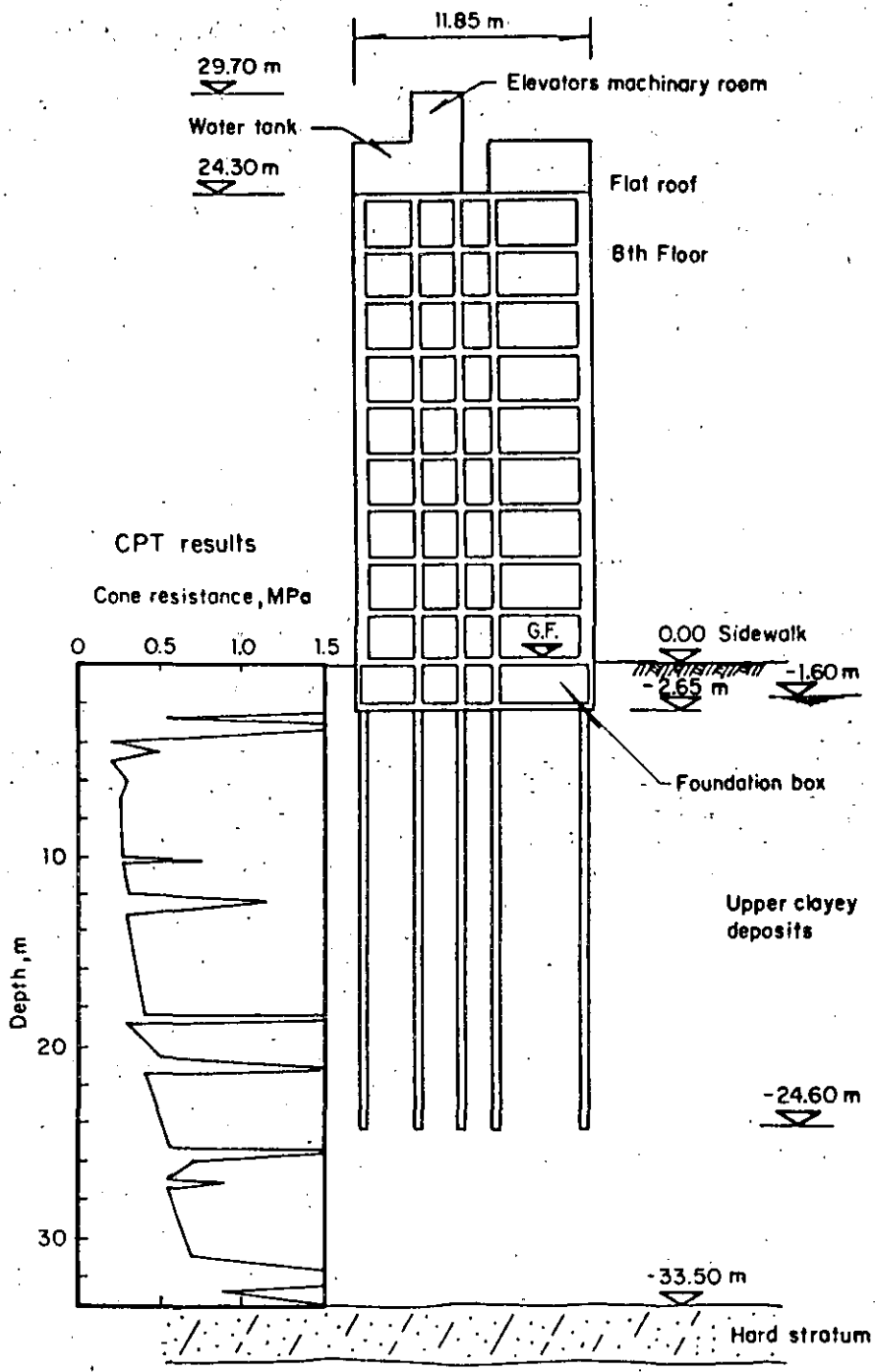


Figure 10 - Elevation of the Building V including foundation and geotechnical conditions.

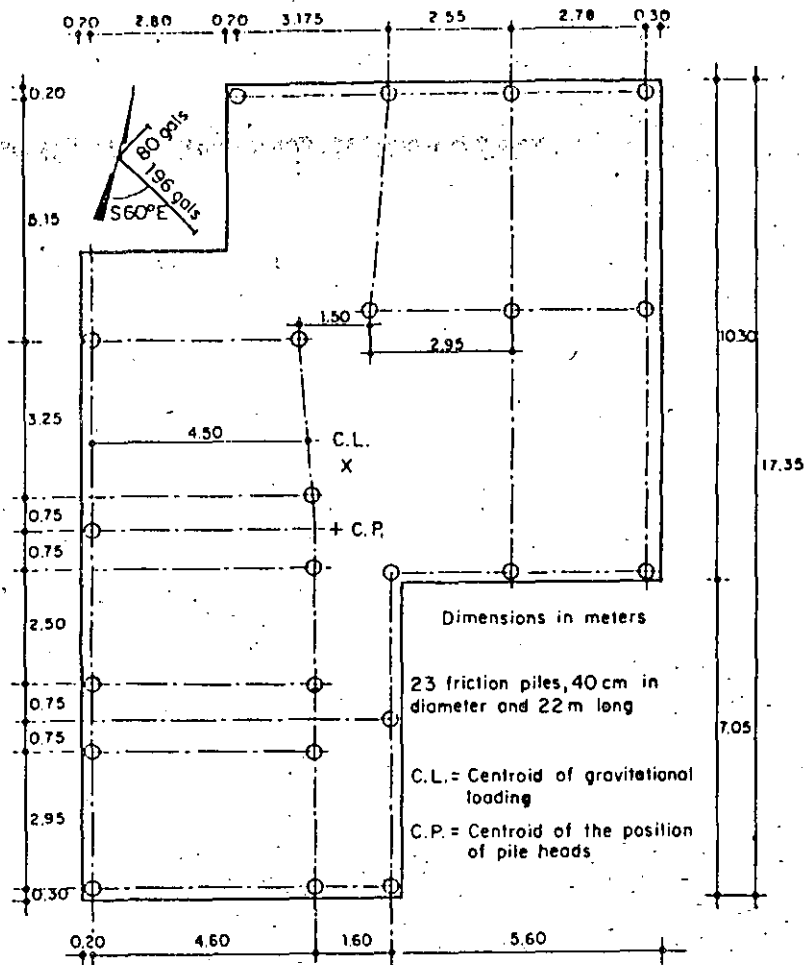


Figure 11 - Foundation plan of Building V.

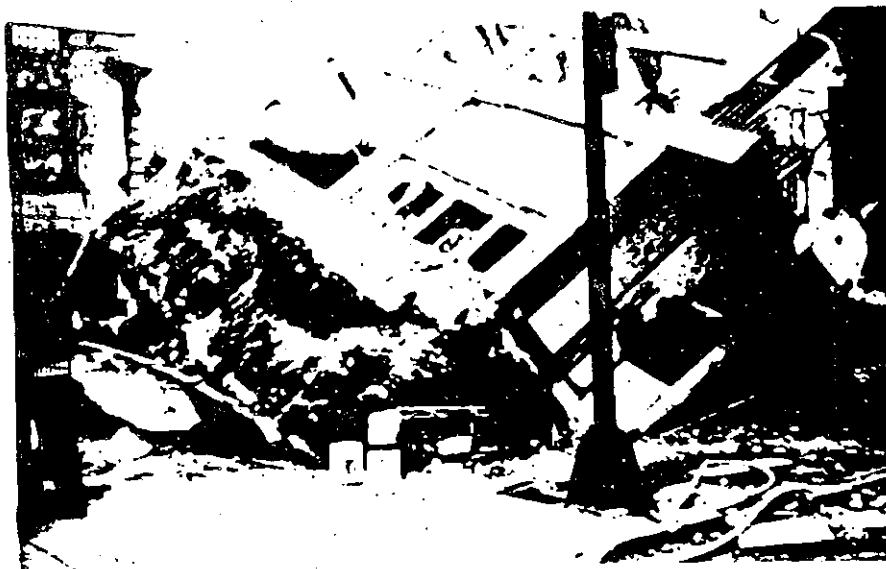


Figure 12 - View of collapsed Building V.

Problems encountered with other kind of special foundations such as penetrating or overlapping piles were similar to those discussed for friction piles.

FINAL REMARKS

From 330 to 757 buildings (according to different sources) were seriously damaged or collapsed during the 1985 earthquake. In regard to the population of damaged constructions surveyed by the Institute of Engineering of the National University of Mexico immediately after the earthquake, 13 % were attributed to unsatisfactory foundation performance; moreover, approximately 13.5 % of all 9 to 12 stories buildings, most of them on friction piles, were severely damaged in the central sector of the city (Mendoza and Prince, 1986) and 40 % of the total of damaged structures involved failure of one or more of their upper stories (in many cases due to pounding between adjacent structures). The contribution of foundation rocking caused by soil-structure interaction to these damages was probably important; the need to study how the deformations of foundations can affect the overall system response is obvious. Preliminary considerations point out (Reséndiz and Roesset, 1987) that soil-structure interaction could influence significantly the dynamic response of buildings, particularly in the range of 7 to 15 stories. The present Building Code emphasises the assessment of safety conditions and movements of foundations under seismic loading. Existing analytical procedures should be improved, and simple methods based on the analysis of the interaction developed.

CONCLUSIONS

Inappropriate foundation design from the static point of view leads to low safety factors, large deformations, and stress states close to yielding conditions in the supporting soil. Most of the instances of ill behavior of building foundations in Mexico City during the September 19, 1985 earthquake presented this condition, which propitiated the generation of permanent deformations under the earthquake induced high cyclic shear stress increments.

The main factors associated to inadequate behaviour were accordingly:
a) high static pressure applied by the bearing foundation slab to the soil; this factor was specially critical for buildings with large dimensions in plan; b) intrinsic or generated eccentricities c) shape in plan of the foundation, which defines axes with less resistance to overturning moments; d) stiffness of box or raft foundations, which leads to stress concentrations in their edges; e) shallow depth of the foundation, which reduces the contribution of substructure walls reactions to the overall capacity of the foundation; and f) reduced number and length of friction piles, which cannot contribute significantly to the bearing capacity of the foundation under dynamic loading.

Foundations applying net static contact pressures higher than 25 kPa at the slab level should be reviewed carefully, considering its area, shape and eccentricities, as well as the compressibility and shear strength properties

of the subsoil. The contact pressures should be estimated conservatively taking into account possible variations of the piezometric conditions, and even in the permanent and live loads. An explicit evaluation of the design reliability should be performed. A common denominator in many cases of poor behavior of building foundations during the 1985 earthquake, was non-compliance with design criteria and regulations generally accepted. Most of them had already shown ill performance under static loads.

The earthquake has shown the need to substantially improve the present knowledge about the behavior of foundations, mainly those including friction piles, subjected to seismic actions. Additional research effort should be dedicated to a) develop analytical procedures to evaluate foundation movements induced by seismic loading, b) study the behavior of soft clay subjected to cyclic stresses; valuable information on this aspect (Jaime, 1988) has recently been published, and c) assess the degradation of adherence in friction piles under seismic loading, but also the increase of capacity due to the high loading rate. Moreover, instrumentation of specific building foundations should also contribute to a better understanding of foundations behavior.

ACKNOWLEDGEMENTS

The study in which this paper is based was supported by DDF (Departamento del Distrito Federal). Some valuable information was provided by Mr. Carlos Aguilar. The authors gratefully acknowledge comments by M. P. Romo and E. Ovando-Shelléy.

REFERENCES

- Auvinet, G. and Mendoza, M. J. , 1986, "Comportamiento de Diversos Tipos de Cimentación en la Zona Lacustre de la Ciudad de México Durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Proceedings, Symposium " Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mexico
- Auvinet, G. and Mendoza, M. J. , 1987, "Consideraciones Respecto al Diseño de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción en Zonas Sísmicas", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp C-239, Querétaro, Mexico
- Bea, R. G. , 1980, "Dynamic Response of Piles in Offshore Platforms", Dynamic Response of Piles Foundations: Analytical Aspects, ASCE National Convention, Hollywood Fl, pp 80-109.
- Building Code and Complementary Technical Norms for the Design and Construction of Foundations, 1976 and 1987, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones" , Official Diary, D.F., Mexico .
- Iglesias, J. , 1987, "Zonificación Sísmica de la Ciudad de México", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp B-127 a B-141, Querétaro, Mexico

- Jaime, A., 1988, "Comportamiento Dinámico de las Arcillas del Valle de México", Doctoral Thesis, Facultad de Ingeniería-UNAM
- Marsal, R. J. and Mazari, M., 1969, "The Subsoil of Mexico City", Universidad Nacional Autónoma de México, 2nd ed.
- Mena, E., Carmona, C., Delgado, R. et al., 1986, "Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de Septiembre de 1985. Parte I: Ciudad de México", Series del Instituto de Ingeniería-UNAM, No 497, Mexico
- Mendoza, M. J. and Prince, J., 1986, "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vol. 4, No. 1, pp 20-29, Vancouver, Canada
- Mendoza, M. J. and Auvinet, G., 1987, "Comportamiento de Cimentaciones de Edificios en la Ciudad de México durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Report from I de I-UNAM to DDF, Mexico
- Ovando, E., Mendoza, M. J. and Romo, M. P., 1988, "Deformability of Mexico City Hard Deposits under Cyclic Loading", Earthquake Spectra, this issue.
- Reséndiz, D. and Auvinet, G., 1973, "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proc 8th ICSMFE, Vol 3, Moscow, pp 211-218.
- Romo, M. P. and Seed, H. B., 1986, "Analytical Modelling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of Sept. 19, 1985", Proc of the Int Conf on the Mexico Earthquake-1985, Mexico City, ASCE, pp 148-162.
- Romo, M. P., Jaime, A. and Reséndiz, N., 1988, "Soil Characteristics and Clay Properties in the Valley of Mexico", Earthquake Spectra, this issue.
- Seed, H. B., 1987, "Influence of Local Soil Conditions on Ground Motions and Building Damage during Earthquake", 8th Nabor Carrillo Lecture, Sociedad Mexicana de mecánica de Suelos, Mexico
- Zeevaert, L., 1972, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

**CAP. VII DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
NORMAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

**DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
MANUEL MENDOZA LOPEZ**

JULIO-1992



Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal

Organo del Gobierno del Distrito Federal

QUINTA EPOCA No. 40.

MEXICO, D.F., 12 DE NOVIEMBRE DE 1987

I N D I C E

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

**ACUERDO POR EL QUE SE EXPIDEN LAS NORMAS TECNICAS
COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE CIMENTACIONES**

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

Las presiones que se producen para esta velocidad se modificarán tomando en cuenta la importancia de la construcción, las características del flujo del viento en el sitio donde se ubica la estructura y la altura sobre el nivel del terreno a la que se encuentra ubicada el área expuesta al viento.

La forma de realizar tales modificaciones y los procedimientos para el cálculo de las presiones que se producen en distintas porciones del edificio se establecerán en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento.

CAPITULO VIII

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y construcción y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 218.- Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.- Lomas, formadas 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 explotar minas de arena;

Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos are-

nosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o 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 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTICULO 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de construcción. Además deberá ser tal que permita definir:

I.- En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas; y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

II.- En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I.- De falla:

a) Flotación;

b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y

c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II.- De servicio:

a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;

b) Inclinación media, y

c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

ARTICULO 225.- En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en los Capítulos IV a VII de este Título, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre

la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa de suelo deslizante cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura. La acción de dicha subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

ARTICULO 226.- La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta, es decir del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo al nivel de desplante.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras quedades, éstas deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

ARTICULO 227.- Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y las de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras se determinará la distribución de esfuerzos compatibles con la deformabilidad y resistencia del suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de sollicitaciones a corto y largo plazos, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

ARTICULO 228.- En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

I.- De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de soporte de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y

II.- De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplantan en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en los Capítulos IV a VII de este Título, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

ARTICULO 229.- Los muros de contención exteriores construídos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo. Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que limite el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua.

Los empujes debidos a sollicitaciones sísmicas se calcularán de acuerdo con el criterio definido en el Capítulo VI de este Título.

ARTICULO 230.- Como parte del estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical u horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que deba hacerse al procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico se analizará con base en la información contenida en dicho estudio.

ARTICULO 231.- La memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en los artículos 224, 228 y 229 de este Reglamento. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones y análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se deje entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes, o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y cómo éstas se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación.

ARTICULO 232.- En las edificaciones del Grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 174 de este Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

CAPITULO IX

CONSTRUCCIONES DAÑADAS

ARTICULO 233.- Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante el Departamento los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble, como los que pueden ser debidos a efectos del sismo, viento, explosión, incendio, hundimiento, peso propio de la construcción y de las cargas adicionales que obran sobre ellas, o a deterioro de los materiales.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones	5
---	---

NORMAS TECNICAS:

1. INTRODUCCION	7
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO.	7
2.1 Reconocimiento del sitio	7
2.2 Exploraciones	7
2.3 Determinación de propiedades.	8
2.4 Investigación del hundimiento regional	10
3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	11
3.1 Acciones de diseño	12
3.2 Factores de carga y de resistencia.	13
3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)	13
3.3.1 Estados límite de falla	13
3.3.2 Estados límite de servicio	15
3.4 Cimentaciones compensadas	15
3.4.1 Estados límite de falla	16
3.4.2 Estados límite de servicio	16
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura	16
3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción	16
3.5.1 Estados límite de falla	16
3.5.2 Estados límite de servicio	17
3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas	17
3.6.1 Estados límite de falla	17
3.6.2 Estados límite de servicio	18
3.7 Pruebas de carga en pilotes	19
3.8 Cimentaciones especiales	19

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION	19
5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES	19
5.1 Estados limite de falla	19
5.2 Estados limite de servicio	21
6. MUROS DE CONTENCION	21
6.1 Estados limite de falla	21
6.2 Estados limite de servicio	22
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	22
7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones.	22
7.1.1 Cimentaciones de contacto	22
7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas	22
7.2 Excavaciones.	23
7.2.1 Consideraciones generales	23
7.2.2 Control del flujo de agua	24
7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar	24
7.2.4 Secuencia de excavación	25
8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION	25
Comentarios al capítulo de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones	25
1. INTRODUCCION	25
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO	25
3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	25
4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCION	26
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	26
6. REFERENCIAS	26

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Órganos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro, o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de capacidad relativa.

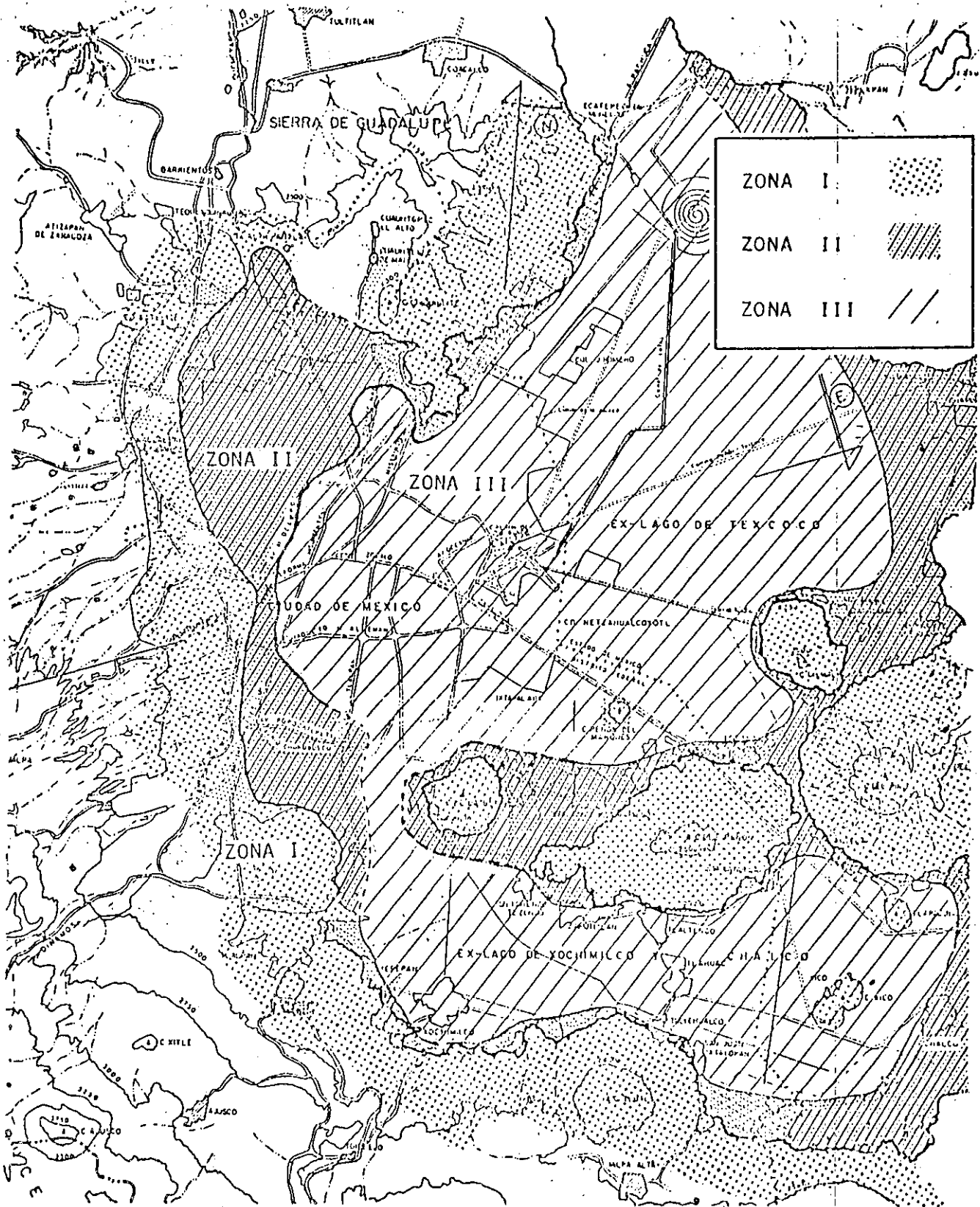


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_t \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y desplante del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_t > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Artículos 193 y 223 del Reglamento, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla II.

TABLA II
LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION *

a) *Movimientos verticales (hundimiento o emersión)*

Concepto	Limite	
Valor medio en el predio	Construcciones aisladas	30 cm**
	Asentamiento	15 cm
	Emersión	30 cm**
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana

b) *Inclinación media*

Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento.	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) *Déformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas*

Tipo de estructura	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

3.1 *Acciones de diseño*

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán, las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combina-

ción se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 6 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCION

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los mu-

ros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla de la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

6.1 Estados límite de falla

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indican a continuación:

— Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos el del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

— Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo

16
20

que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

— Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiendo vigilarse el espesor y humedad de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se hará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

— Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando, menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga permisible en la base del muro se podrá revisar, por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones de contacto

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos.

Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada tramo de pilote y las juntas entre ellos deben diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de per-

15. Comisión de Aguas del Valle de México. SARH, *Boletines de Mecánica de Suelos*, Números 1 a 8.
16. Botas, G. y Téllez, J.B., 1985, "Asentamientos regionales en la Ciudad de México", *Memoria del simposio sobre la Mecánica de Suelos y la Geohidrología*, celebrado en la Ciudad de México, publicación de la SMMS y la AGM.
17. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.4, Cimentaciones en suelos.
18. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.3.3, Cimentaciones en rocas.
19. Reséndiz, D., Nieto, J.A., Figueroa, J., 1967, "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements", *Memoria del Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, pp. 443-466, Caracas, Venezuela.
20. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo C.2.2, Diseño estructural de cimentaciones.
21. Romo, M.P. y Jaime, A., 1986, "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo. Primera etapa", *Informe del Instituto de Ingeniería*, UNAM.
22. Reséndiz, D. y Auvinet, G., 1973, "Analysis of pile foundations in consolidating soils", *Series del Instituto de Ingeniería*, E7, UNAM.
23. León, J.L., y Reséndiz, D., 1979, "Método simplificado para calcular asentamientos de pilotes de fricción", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 420, UNAM.
24. Auvinet, G. y Hanell, J.J., 1978, "Fricción negativa en pilotes: Estado actual del conocimiento", Ref. 7, p. 203.
25. Meyerhof, G.G., "Scale effects on ultimate pile capacity", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, 1983, pp. 797-806.
25. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980, "Reunión conjunta consultores-constructores de cimentaciones profundas", Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México en septiembre de 1980.
27. Informe sobre pilotes de control (1987), Formulado por empresas Colinas de Buen, TGC, Tlalli y DIRAC, a solicitud de Teléfonos de México.
28. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.3, Estructuras de tierra.
29. Reséndiz, D. y Zonana, J., 1969, "La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla del Valle de México", Ref. 5, p. 203.
30. Alberro, J., 1979, "Estabilite a long terme des excavations dans la ville de Mexico", *Memoria del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos*, organizado en Oaxaca, Oax., por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
31. Alberro, J., 1970, "Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México-Mediciones efectuadas en las excavaciones", *Revista Ingeniería*, Julio-Septiembre, Facultad de Ingeniería, UNAM.
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, "Cimientos profundos colados en sitio", Memoria de la Reunión Conjunta ADSC-SMMS, celebrada en la Ciudad de México el 25 de junio de 1976.
33. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983, Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes.
34. Reséndiz, D., 1970, "Efectos del bombeo electromotico en las arcillas del Valle de México", Tomo II, pp. 73 a 75, *Memoria de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, México.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

**CONSIDERACIONES RESPECTO AL DISEÑO DE CIMENTACIONES
SOBRE PILOTES DE FRICCION EN ZONAS SISMICAS**

**DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
MANUEL MENDOZA LOPEZ**

JULIO-1992

CONSIDERACIONES RESPECTO AL DISEÑO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN EN ZONAS SISMICAS

G. Auvinet

M. J. Mendoza

Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN

Los sismos de Septiembre de 1985 han originado incertidumbres y controversias en cuanto a los criterios a seguir para el diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas, especialmente en presencia de consolidación regional como en el caso de la ciudad de México. Algunas de las incógnitas existentes solamente podrán esclarecerse después de realizar investigaciones teóricas y experimentales que permitan entender y modelar en forma más satisfactoria la interacción suelo-pilotes bajo cargas repetidas. Sin embargo, desde ahora, resulta útil revisar los conocimientos y las prácticas de diseño a la luz de las lecciones dejadas por los sismos. En este trabajo, después de recordar brevemente los objetivos que se persiguen al usar pilotes de fricción y los principios de diseño más comunes, se analizan los diversos tipos de comportamiento inadecuado que se presentaron durante los sismos. Con base en lo anterior se señalan varios aspectos que deben tomarse muy en cuenta en el diseño de estas cimentaciones y se indican los puntos que requieren mayor investigación.

INTRODUCCION

Las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron probablemente las más afectadas por los sismos de 1985. Se presentaron varios casos de desplomes y hundimientos bruscos e inclusive una falla general. Surgió la hipótesis de que lo anterior debía atribuirse a la pérdida de adherencia entre pilote y suelo bajo cargas repetidas. En las normas de construcción de emergencia se redujo drásticamente el factor de resistencia aplicable a esta adherencia. Simultáneamente, se emitieron opiniones discordantes respecto a los principios mismos en los que debe basarse el diseño estático y dinámico de las cimentaciones sobre pilotes de fricción. Es por tanto conveniente revisar el conocimiento actual, tomando en cuenta las experiencias dejadas por los sismos, con objeto de reevaluar los métodos de diseño y de precisar los objetivos de las investigaciones teóricas y experimentales que deben realizarse para esclarecer las incógnitas existentes.

DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN

Los pilotes de fricción transmiten las cargas estructurales al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. Se hincan por impactos o a presión o se cuelan en perforaciones previas en estratos con

- b) **Repartición de cargas.** Las excentricidades y la no uniformidad de las cargas provocan asentamientos diferenciales y generan un momento de volteo estático que debilita la construcción ante sollicitaciones dinámicas. Además, crean condiciones favorables a las deformaciones permanentes y fallas locales.
- c) **Área en planta.** Los asentamientos instantáneos o diferidos inducidos por la presión losa-suelo son aproximadamente proporcionales a la raíz cuadrada del área afectada. En edificios de grandes dimensiones en planta, pequeños incrementos de presiones estáticas o dinámicas son suficientes para producir grandes asentamientos.
- d) **Esbeltez del edificio.** Para edificios de altura determinada, el sobreesfuerzo máximo sobre la cimentación en condiciones sísmicas es aproximadamente proporcional a la esbeltez.
- e) **Forma en planta.** Las formas irregulares pueden dar lugar a direcciones de mínima resistencia a los momentos de volteo.
- f) **Empotramiento de la estructura.** El empotramiento de la estructura en el suelo contribuye a la resistencia de la cimentación ante fuerzas cortantes y momentos de volteo dinámicos en una forma muy significativa.
- g) **Rígidez de la cimentación respecto a la del suelo subyacente.** Esta rigidez conduce a concentraciones de cargas que favorecen fallas locales. Los cajones usuales en la ciudad de México generan concentraciones de cargas en las orillas.
- h) **Repartición en planta de los pilotes.** Los incrementos de esfuerzo debidos a sismo deben tomarse en cuenta en la repartición de los pilotes.

Para ilustrar algunos de los puntos anteriores, se describen y analizan a continuación dos edificios con pilotes de fricción situados en la zona lacustre de la ciudad de México que sufrieron daños importantes durante los sismos de 1985. Al no disponer de datos completos, no se pretende emitir aquí un diagnóstico respecto a estos edificios sino simplemente poner en evidencia, con base en algunas hipótesis, los diferentes mecanismos que pueden haber tenido una influencia en su comportamiento.

Caso A. Se trata de un inmueble para oficinas que cubre una gran área en planta (621 m^2) con las dimensiones y características indicadas en la Fig 4. Se construyó alrededor de 1980 y colinda al sur y norte con casas habitación de dos niveles sobre cimentaciones someras. La superestructura está formada por columnas rectangulares y losas reticulares aligeradas de concreto reforzado. Su cimentación está constituida por un cajón desplantado a 2.3 m de profundidad y por 70 pilotes de sección circular. En la Fig 5 se presenta el perfil estratigráfico correspondiente a un sondeo realizado en el predio. El muestreador estándar penetró por peso propio a ciertas profundidades, lo que denota la baja resistencia de la formación arcillosa. La suma de las cargas permanentes y de la carga viva media estimadas alcanza un valor medio de 13.4 t/m^2 , con máximo de 18 t/m^2 en las orillas. Conviene subrayar la incertidumbre que acompaña este tipo de estimación aun si se realiza con sumo cuidado. Aparentemente, el diseño era de tipo II, es decir con una ligera presión media en el contacto losa-suelo. Sin embargo, la falta de uniformidad de las cargas hace que localmente esta presión pudo haber alcanzado valores del orden de 3 a 5 t/m^2 . Se desconoce la historia precisa del comportamiento del edificio antes del sismo pero se sabe, por información de vecinos, que antes de este evento no mostraba desplome apreciable. Se estima que había sufrido un asentamiento de aproximadamente 0.25 m en su fachada. Después del sismo, se midieron asentamientos diferenciales de 0.78 m en sentido transversal y de

1.10 m en el longitudinal, lo que provocó un desplome medio de 3.3 % hacia el suroeste. En la Fig 4 se han trazado las curvas de igual asentamiento obtenidas por nivelación topográfica. El asentamiento máximo de 0.78 m se presentó en la esquina SW, con lo que se estima que el mayor asentamiento brusco fue de 0.5 m. La superestructura sufrió daños graves con fallas y deformaciones plásticas en algunas columnas que alcanzaron 0.18 m en uno de los entrepisos. Un análisis sísmico estático a posteriori muestra que, con las cargas estimadas, la condición de estabilidad general fijada por el Reglamento 1976 no se cumple. Asimismo, el asentamiento medio calculado por el método de Reséndiz y Auvinet arroja un valor de 48 cm, superior al límite de 30 cm fijado por las mismas disposiciones. Este caso ilustra la importancia de varios de los factores ya señalados: presión transmitida, no uniformidad de la repartición de cargas, extensión del área cargada, esbeltez del edificio. La concentración de carga bajo la fachada por efecto de rigidez relativa puede también haber jugado un papel importante en combinación con la existencia en la periferia de pilotes de menor diámetro y número que en la parte central.

Caso B. En las Figs 6 y 7 se muestran las dimensiones y características de este edificio con superficie en planta de 160 m². Destacan la forma irregular y el área pequeña en planta del edificio y su esbeltez. La construcción estaba estructurada a base de columnas, traveses y losas macizas de concreto reforzado, así como muros confinados de tabique rojo. Los pilotes estaban constituidos por tramos hincados a presión con una perforación central de 0.12 m de diámetro que permitía ligarlos entre sí mediante un núcleo de mortero reforzado con 3 varillas de 5/8" de diámetro. La suma de cargas permanentes y la carga viva media alcanzaba un valor medio estimado de 14.7 t/m². Aparentemente, existía una excentricidad de 1.4 m de la resultante de la carga vertical respecto al centro de gravedad de los pilotes. Se desconoce el comportamiento del edificio antes del sismo. Al ocurrir este evento, el edificio colapsó totalmente por volcamiento, con extracción del cajón de cimentación e inclusive de algunos pilotes. En la Fig 8 se muestra la traza dejada por el edificio caído. Los datos disponibles parecen indicar que el diseño era de tipo II con los pilotes trabajando al límite en condiciones estáticas y con una presión de contacto apreciable entre suelo y losa. La escasa profundidad de desplante no permitía aprovechar los efectos favorables de la subpresión, ni del empotramiento. Los cálculos dan un asentamiento del orden de 0.5 m que parece indicar un diseño escaso en lo que se refiere a estados límites de servicio. Los análisis de estabilidad dan también márgenes de seguridad escasos, sobre todo si se toma en cuenta la existencia de un eje de mayor sensibilidad a los momentos de volteo (menor momento de inercia) asociado a la forma irregular en planta. Conviene hacer notar que la dirección de máxima aceleración horizontal registrada por los acelerógrafos situados en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a 2.5 km de distancia de este edificio, coincide prácticamente con la perpendicular a este eje como se indica en la Fig 8, lo que puede haber contribuido al colapso del edificio. En el contacto suelo-losa deben haberse generado altos incrementos de esfuerzos cíclicos favorecidos por la esbeltez del edificio, lo que generó deformaciones plásticas crecientes. Estos movimientos provocaron seguramente a su vez momentos de volteo mayores por el efecto p-δ, hasta rebasar la capacidad última de la losa. Cabe señalar que la explicación del proceso de falla no requiere siquiera la consideración de que se presentó degradación de la capacidad de carga de los pilotes ante las cargas cíclicas. Este caso muestra la importancia de varios factores: presión transmitida, excentricidad de cargas, esbeltez del edificio, forma en planta y empotramiento.

Auvinet, G y Mendoza, M J, (1986), "Comportamiento de Diversos Tipos de Cimentación en la Zona Lacustre de la Ciudad de México durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Simposio sobre "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", Memoria, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, pp 227-240.

Bea, R G, (1980), "Dynamic Response of Piles in Offshore Platforms", Dynamic Response of Pile Foundations: Analytical Aspects, ASCE National Convention, Hollywood, Fl., pp.80-109.

Blanchet, R, *et al*, (1980), "Behaviour of Friction Piles in Soft Sensitive Clays", Canadian Geotechnical Journal, Volume 17, Number 2, pp.203-224.

Cooke, R W, *et al*, (1979) "Jacked Piles in London Clay: a Study of Load Transfer and Settlement under Working Conditions", Geotechnique 29, No. 2, pp. 113-147.

Hansbo, S, (1984), "Foundations on Friction Creep Piles in Soft Clays", Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering", St. Louis, Mo., pp. 913-922.

Marsal, R J y Mazari, M, (1959), "El Subsuelo de la Ciudad de México", Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Matlock, H, (1970), "Correlations for the Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", Proceedings, Second Annual Offshore Technology Conference, Paper OTC-1024.

Meyerhof, G G, (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102, GT3, pp. 195-228.

Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1976 y 1987, México, D. F.

Reséndiz, D y Auvinet, G, (1973), "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proceedings, VIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, URSS, Vol 3, pp. 211-218.

Rosenblueth, E, (1965), "Nota Sobre el Uso de Pilotes de Fricción en el Valle de México", Revista Ingeniería, México, Abril, pp. 281-288.

Seed, H B, (1960), "Soil Strength During Earthquakes", 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, pp. 183-194.

Tamez, E, (1986), "Cimentaciones Parcialmente Compensadas, Compatibilidad entre Losas y Pilotes en Comportamiento Sísmico", Memorias Simposio, "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, México, D. F., 1986, pp. 425-431.

Zeevaert, L, (1957), "Compensated Friction-pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on the Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City", Proceedings, IVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol II, pp. 81-86.

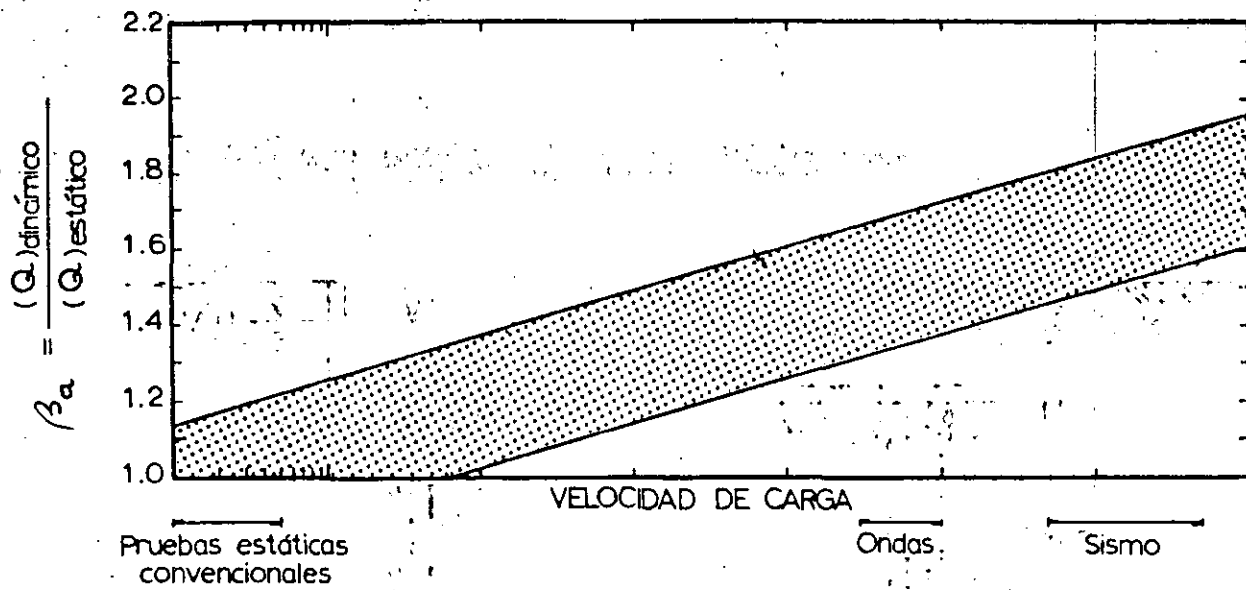


Fig 1. Aumento de resistencia axial de pilotes debido a la velocidad de aplicación de la carga (Bea, 1980)

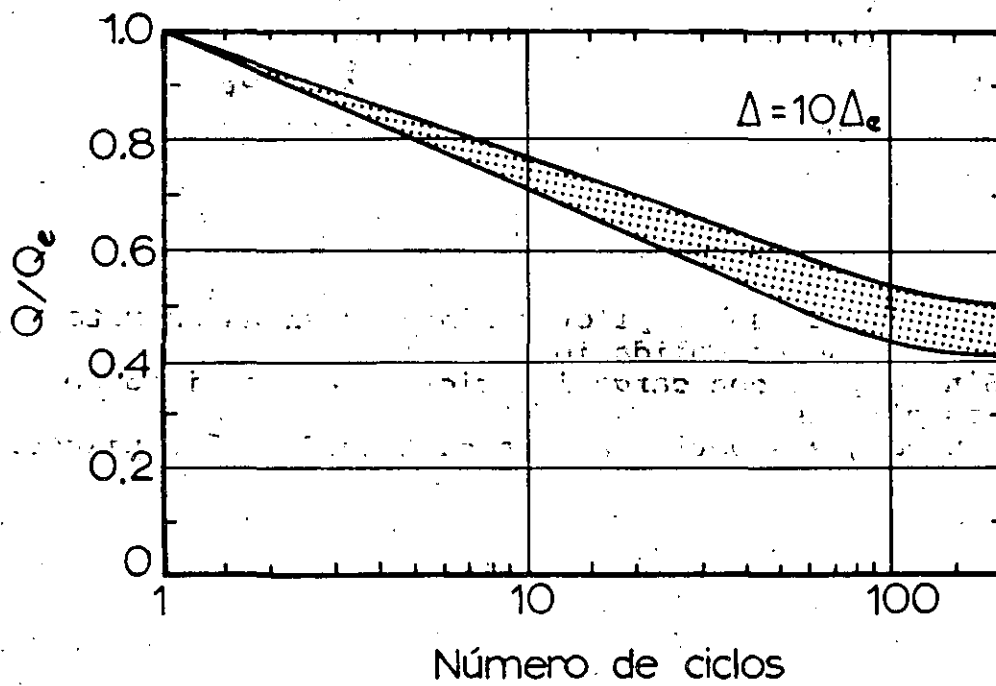
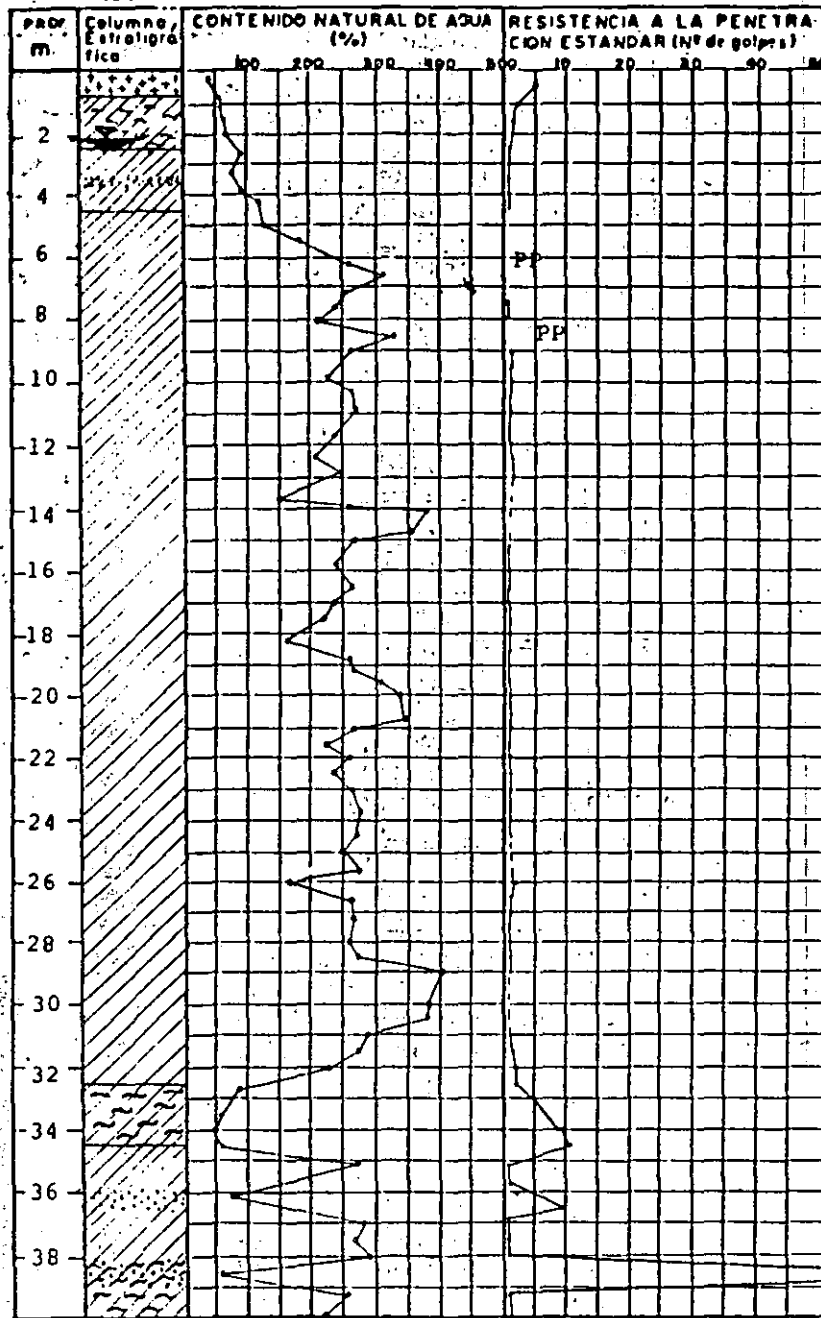
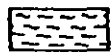


Fig 2. Reducción de resistencia de un pilote sometido a carga cíclica alternada (Bea, 1980)



w_p — w_L



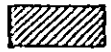
Limo



Mat. Orgánica



Relleno



Arcilla



Grava



Arena

Fig. 5. Perfil estratigráfico en el sitio del edificio A

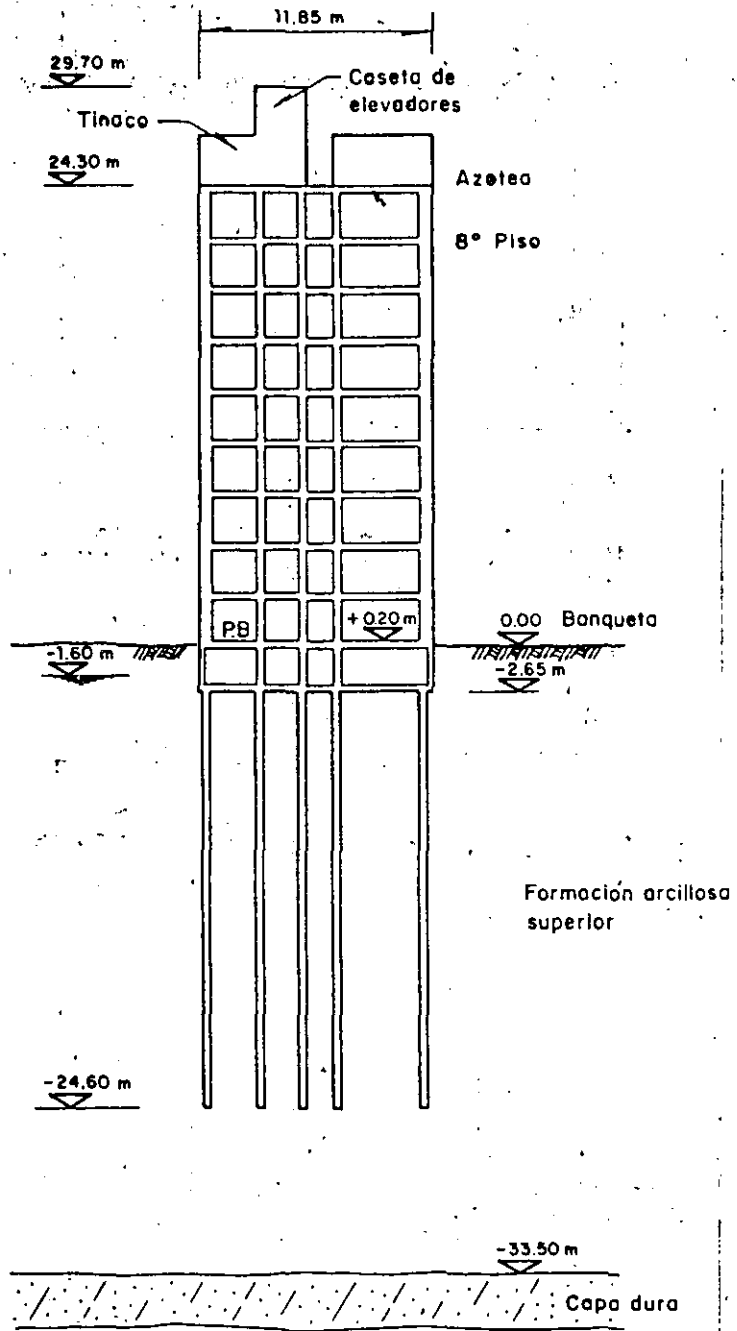


Fig 6. Alzado esquemático del edificio B y de su cimentación

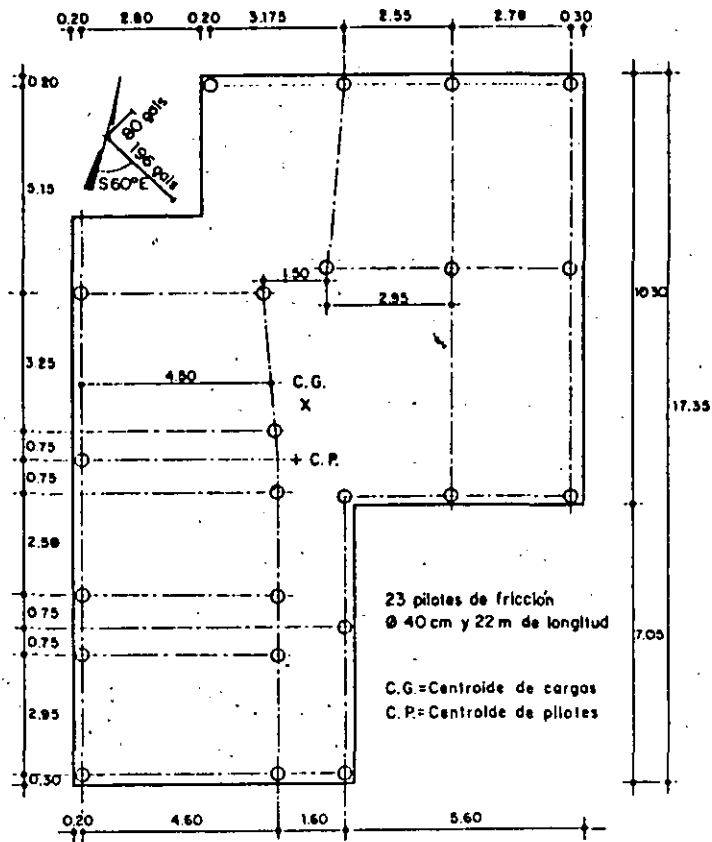


Fig 7. Planta de cimentación del edificio B

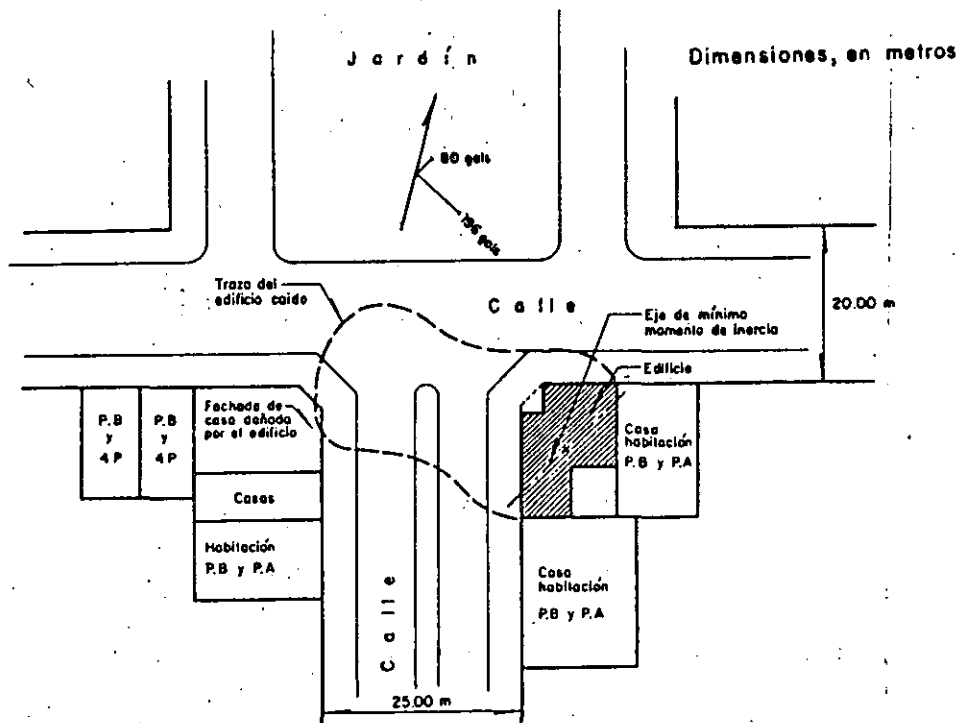
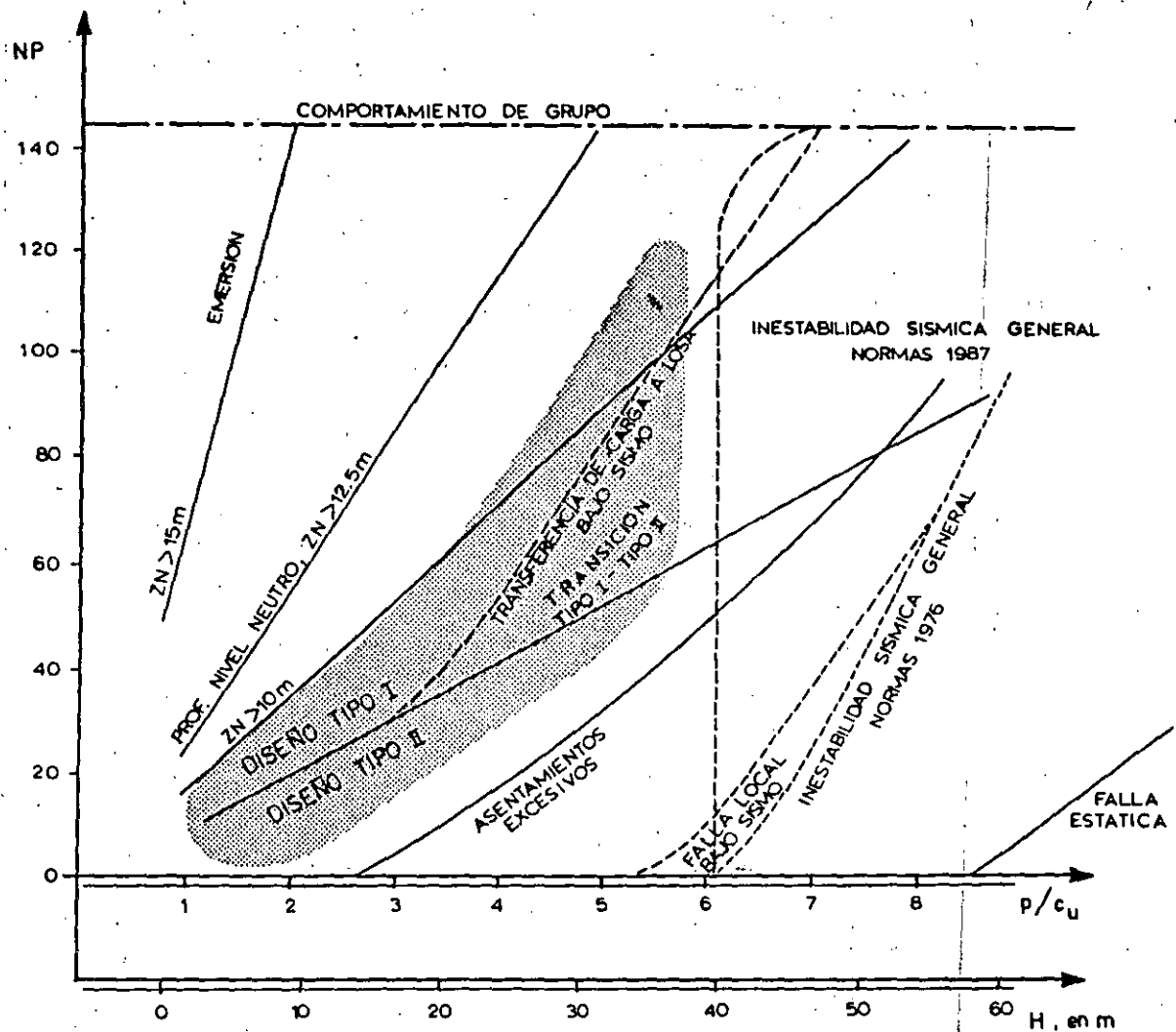


Fig 8. Localización del edificio B



EDIFICIO:
 $B=C=20\text{m}$
 $D_f=5\text{m}$

SUELO:
 $\bar{q}_m=1.3\text{ t/m}^2$
 $c_u=2.5\text{ t/m}^2$
 $NAF=2\text{m}$

PILOTES:
 $w=1.6\text{m}$
 $L=22\text{m}$

COEF. SISMICO:
 $c_s=0.1$

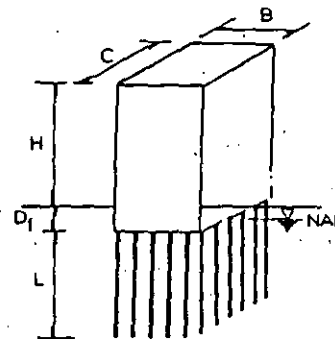


Fig 9. Condiciones de trabajo y límites de comportamiento de cimentaciones en pilotes de fricción



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

BUSQUEDA BIBLIOGRAFICA

COORDINADOR:

ING. LUIS VIETEZ UTESA

JULIO-1992

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Coordinador: Ing. Luis Vieitez Utesa

El siguiente material bibliográfico se encuentra a su disposición en el Centro de Información y Documentación "Ing. Bruno Mascanzoni".

PUBLICACIONES PERIODICAS

- HOWELL, M. I. "Acoustic testing of foundation piles". -- En: Civil engineering. -- p. 30-35. -- Sep. 1987.
- BALENDRA, Thambirajah. "A foundation factor for earthquake design using the Canadian code of practice". -- En: Canadian Journal of civil engineering. -- 14 (4) : p. 498-509. -- Aug. 1987.
- BOONSINSUK, Prapote. "A laboratory study of tieback in cohesive soil". -- En: Canadian Journal of civil engineering. -- 24 (1) : p. 11-22. -- Feb. 1987.
- LOCAT, Jacques. "Correlation entre des propriétés mécanique dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités á la chaux". -- En: Canadian geotechnical journal. -- 24 (3) : p. 327-334. -- Aug. 1987.
- BOONSINSUK, Prapote. "A laboratory study of tiebacks in cohesive soil". -- En: Canadian geotechnical journal. -- 24 (1) : p. 11-22. -- Feb. 1987.
- TOKIMATSU, Kohji. "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking". -- En: Geotechnical journal. -- 113 (8) : p. 861-878. -- Aug. 1987.
- TROCHANIS, A. M. "Unified approach for beams on elastic foundations under moving loads". -- En: Geotechnical journal. -- 113 (8) : p. 879-895. -- Aug. 1987.

CONSTANTINOV, Michalakis. "Dynamics of soil-base-isolated-structure system". -- En: Structural engineering. -- 114 (1) : p. 211-221. -- Jan. 1988.

LUCO, J. F. "Response of a circular foundation on a uniform half-space to elastic waves". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (1) : p. 105-118. -- Jan. 1987.

WILLIAMS, F. W. "Exact dynamic member stiffnesses for a beam on an elastic foundation". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (1) : p. 133-136. -- Jan. 1987.

APSEL, R. J. "Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (2) : p. 213-231. -- Feb. 1987.

LUCO, J. F. "Seismic response of foundations embedded in a layered half-space". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (2) : p. 233-247. -- Feb. 1987.

RAJAPAKSE, R. K. N. D. "Torsional vibrations of elastic foundations embedded in an elastic half-space". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (3) : p. 279-297. -- Apr. 1987.

ROESSET, J. M. "Dynamic interaction between adjacent foundations". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (3) : p. 323-343. -- Apr. 1987.

OHTSUKI, Akira. "Two-dimensional effective stress analysis of liquefaction of irregular ground including soil-structure interaction". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (3) : p. 345-366. -- Apr. 1987.

CHANDLER, A. M. "Code design provisions for torsionally coupled buildings on elastic foundation". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (3) : p. 517-536. -- May. 1987.

CHOW, Y. K. "Vertical vibration of three-dimensional rigid foundations on layered media". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (5) : p. 585-594. -- Jul. 1987.

CROUSE, C. B. "Dynamic soil-structure interaction of a single-span bridge". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (6) : p. 711-729. -- Aug. 1987.

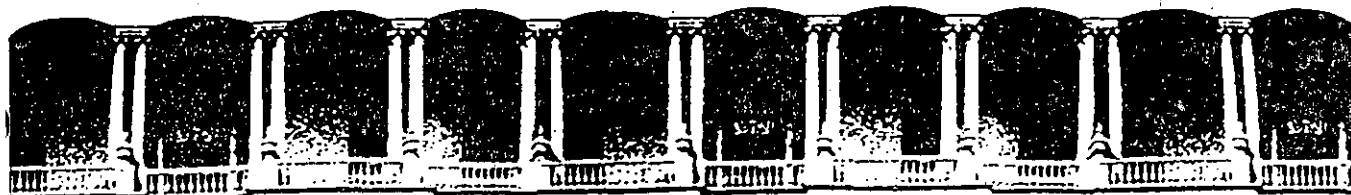
CHUHAN, Zhang. "Coupling method of finite and infinite elements for strip foundations waves problems". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (7) : p. 839-851. -- Oct. 1987.

PING HONG, Han and Emilio Rosenblueth. "Seismic spectra on soil with uncertain properties". -- En: Earthquake engineering & structural dynamics. -- 15 (7) : p. 911-920. -- Oct. 1987.

PANAVOTOUNAKOS, D. E. "Interaction of multi-storey and multi-column rigid-jointed frames supported on an elastic foundation under static loading". -- En: Computers & structures. -- 26 (5) : p. 855-869. -- 1987.

KRAUTHAMMER, Theodor. "Free field analysis considerations for dynamic soil-structure interaction". -- En: Computers & structures. -- 26 (1/2) : p. 243-251. -- 1987.

HÄGGBLAND, B. "Modelling nonlinear soil-structure interaction using interface elements, elastic-plastic soil elements and absorbing infinite elements". -- En: Computers & structure. -- 26 (1/2) : p. 307-324. -- 1987.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

**ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES EN EL
VALLE DE MEXICO**

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

JULIO-1992

ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO

Gabriel Auvinet
Instituto de Ingeniería y DEPEI, UNAM

1. INTRODUCCION

El diseño de cimentaciones en la zona lacustre del valle de México presenta dificultades generalmente muy superiores a las que se encuentran en otras grandes áreas urbanas del mundo. Las cimentaciones superficiales de construcciones pesadas en esta zona pueden inducir asentamientos inaceptables y, en condiciones extremas, provocar la falla por cortante del subsuelo arcilloso. Recurrir a cimentaciones profundas tampoco garantiza en todos los casos un buen comportamiento, debido al fenómeno de hundimiento regional que somete los pilotes o pilas a fricción negativa y puede causar la emersión aparente de la construcción. Importantes esfuerzos de investigación y de desarrollo tecnológico han sido dedicados en las últimas décadas a lograr un mejor conocimiento del subsuelo y al desarrollo de soluciones de cimentación adaptadas a estas difíciles condiciones.

Los sismos de 1985 pusieron en evidencia que, a las condiciones de diseño anteriores, de por sí críticas, es imprescindible agregar las solicitaciones dinámicas originadas por este tipo de eventos. Los casos de grandes deformaciones y de falla del suelo que se presentaron, al bien correspondieron a un porcentaje bajo de las construcciones afectadas, fueron suficientes para que resultara evidente la necesidad de dar al diseño sísmico de las cimentaciones una importancia mucho mayor que la que tenía en el pasado.

Los geotecnistas se enfrentan por tanto al reto de asimilar rápidamente conceptos y técnicas de la sismología y de la dinámica estructural con los que muchos no se encontraban familiarizados. Deben por otra parte obtener datos relativos al comportamiento dinámico de los suelos del valle y establecer métodos de evaluación confiables del comportamiento sísmico de cimentaciones para las condiciones específicas del área. Lo anterior requiere una labor de interpretación de observaciones directas basadas en instrumentación, la realización de pruebas de campo y de laboratorio y el desarrollo de nuevas técnicas de modelación. Estos nuevos conocimientos deben además incorporarse

progresivamente al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a sus Normas Complementarias.

El objetivo de este trabajo es presentar un panorama general de los logros alcanzados en la definición de la información requerida y de la metodología disponible para el análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el valle de México y señalar los puntos oscuros todavía existentes, cinco años después del sismo de 1985.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO

El sismo de México del 19 de septiembre de 1985 (8.1 en la escala de Richter) constituyó una oportunidad dramática pero única de observar el comportamiento de cimentaciones en condiciones extremas (Auvinet y Mendoza, 1986). Fue posible evaluar la vulnerabilidad de los diferentes sistemas de cimentación comunes en la ciudad de México (Fig. 1) a este tipo de solicitaciones. Es importante que en el diseño de futuras cimentaciones se tomen muy en cuenta las lecciones aprendidas en esta ocasión.

2.1 Cimentaciones superficiales

Se reportaron pocos casos de comportamiento inadecuado de cimentaciones de construcciones ligeras sobre zapatas. Los daños observados pudieron asociarse a defectos constructivos obvios, a la existencia al nivel de desplante de materiales de relleno sueltos o a la interacción con edificios vecinos mas pesados, generalmente con cimentaciones de otro tipo.

Varias construcciones cimentadas sobre losa general presentaron grandes asentamientos no uniformes que condujeron a un desplome del edificio y, en algunos casos, a una falla por corte incipiente del suelo. Este comportamiento pudo relacionarse en la mayor parte de los casos con problemas previos en condiciones estáticas, atribuibles a una presión de contacto alta al nivel de desplante, a eccentricidades de carga, heterogeneidades del subsuelo y, en algunos casos, a obras de excavación con bombeo realizadas a poca distancia.

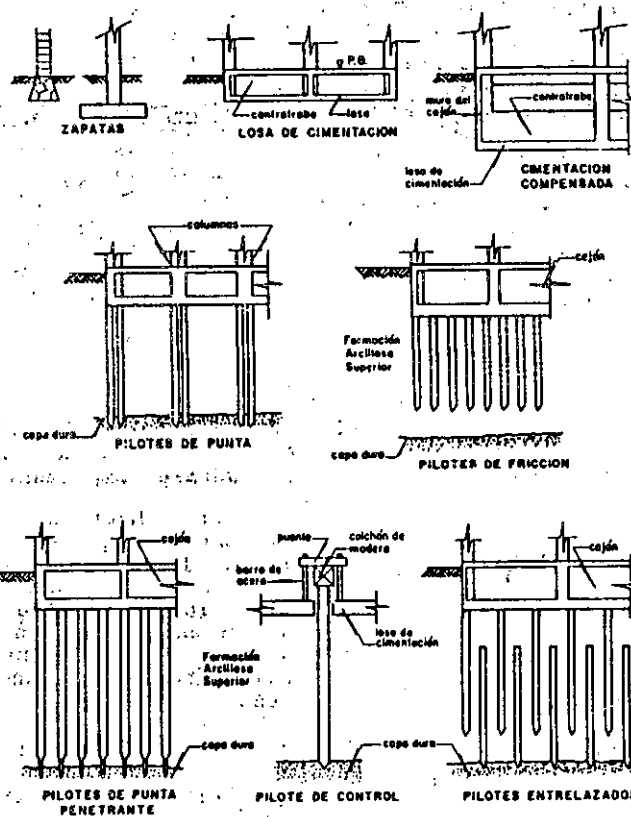


Fig. 1. Tipos de cimentaciones empleadas en la zona lacustre de la ciudad de México

En ciertas situaciones, la superposición de esfuerzos de cortante sostenidos altos debajo de la losa con esfuerzos desviadores cíclicos debidos al sismo parece haber conducido a deformaciones permanentes del suelo que explican los asentamientos grandes y los desplomes de las edificaciones. Las pruebas de laboratorio que simulan estas condiciones de carga parecen apoyar esta interpretación (3.1.3).

2.2 Cimentaciones compensadas

Son comunes en la ciudad de México las construcciones cimentadas sobre cajones desplantados a varios metros de profundidad. El peso del suelo excavado compensa parcial o totalmente el peso de la edificación lo que reduce o anula la magnitud de los incrementos de esfuerzos inducidos en el subsuelo.

Se observaron asentamientos importantes en varias cimentaciones de este tipo, generalmente con grandes dimensiones en planta y compensación parcial. También en este caso se trataba generalmente de edificios con una historia previa de asentamientos excesivos en condiciones estáticas, debidos a una sobrecarga local o general del terreno. En varias

construcciones, la infiltración de agua en el cajón había reducido en forma importante la eficiencia de la compensación.

El sismo mostró asimismo que la solución de la compensación no es generalmente adecuada para estructuras esbeltas, especialmente si existe una excentricidad de cargas. Varias estructuras de este tipo que ya presentaban un desplome permanente acusaron asentamientos diferenciales adicionales bruscos durante el sismo. Los altos momentos de volteo a los que se encuentran sometidas estas construcciones inducen esfuerzos cíclicos críticos que producen deformaciones permanentes del suelo.

2.3 Cimentaciones sobre pilotes de punta

En el caso de edificios pesados sobre pilotes apoyados en un estrato resistente profundo, el comportamiento sísmico fue generalmente satisfactorio. Sin embargo, el sismo previó asentamientos del suelo en la periferia de la construcción que se atribuyen a la disipación de la fricción negativa por movimientos relativos entre la estructura y el suelo. También se reportaron casos de posible penetración de la capa dura y de daños estructurales en pilotes de la

periferia de la construcción bajo el efecto de los momentos de volteo (Mendoza y Auvinet 1988; Ovando et al, 1988).

2.4 Cimentaciones sobre pilotes de fricción

Los pilotes de fricción se usan frecuentemente como complemento de cimentaciones compensadas para reducir asentamientos (diseño en términos de deformación). Con menos frecuencia, se usan como sistema de cimentación principal (diseño en términos de capacidad de carga, Auvinet y Mendoza, 1987).

Las cimentaciones del primer tipo fueron las más afectadas por el sismo. Se sabe que 13.5 % de los edificios de 9 a 12 pisos, la mayoría sobre pilotes de fricción sufrieron daños severos en la zona central de la ciudad (Mendoza y Prince, 1986).

Nuevamente, dos tipos de comportamiento inadecuado fueron observados: asentamientos de edificios pesados con grandes dimensiones en planta y desplome permanente de edificios esbeltos o con carga excéntrica, incluyendo un caso de colapso total por volcamiento.

2.5 Sistemas especiales de cimentación

Entre los sistemas especiales de cimentación usados en la ciudad de México, más común es probablemente el de "pilotes control". Estos pilotes están equipados con un dispositivo que permite regular la carga tomada por cada pilote y los movimientos de la construcción respecto al área circundante. En varios casos, estos sistemas fueron seriamente dañados o fallaron, generalmente por falta de mantenimiento. Los problemas que presentaron otros tipos de cimentaciones especiales como los pilotes entrelazados, fueron semejantes a los ya discutidos para pilotes de fricción.

3. ELEMENTOS PARA EL ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO

3.1 Comportamiento dinámico de los suelos blandos del valle de México

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 en el valle (Jaime, 1986; Romo, 1990).

3.1.1 Parámetros del modelo viscoelástico lineal equivalente

Es común 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 (Rosenblueth y Herrera, 1964;

Lysmer, 1975). Este modelo padece de ciertas limitaciones (no permite 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 (Castillo, 1990). 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 cuenta con información cada vez más completa respecto a estos fenómenos para las arcillas del valle de México (Jaime, 1988). Se ha mostrado (Romo, 1990) que, entre todos los factores que afectan la no linealidad del comportamiento de las arcillas, el más importante parece ser el índice de plasticidad.

3.1.2 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.

3.1.3 Deformaciones residuales inducidas por carga cíclica

Tomando en cuenta el comportamiento ya descrito 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.

Se ha mostrado que, para las arcillas del valle de México, la tendencia general de la respuesta de deformación permanente vs esfuerzos cíclicos puede aproximarse por medio de un modelo hiperbólico.

3.1.4 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 el 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. Para las arcillas del valle de México, el esfuerzo cíclico crítico parece ser aproximadamente $0.85 S_u$, donde S_u es la resistencia no drenada estática antes de la aplicación de los ciclos (Córdoba, 1986, Díaz, 1989). Los estudios realizados sobre arcillas por Perez García (1988) indican asimismo 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.

3.1.5 Degradación de la adherencia pilote-suelo

En el sismo de 1985, se presentaron algunas evidencias de una posible degradación de la adherencia entre pilotes de fricción y suelo bajo cargas cíclicas. Sorprendió en particular la facilidad con la que algunos pilotes fueron extraídos del suelo sin daños estructurales al fallar una construcción por volteo.

Las pruebas de laboratorio y de campo presentadas por Jaime (1990) en este mismo simposio arrojan luces sobre este fenómeno, que se encuentra muy ligado al discutido en el inciso anterior. El parámetro crítico parece ser la deformación angular cíclica alcanzada por el suelo en la interfase pilote-suelo. Existe sobre este punto una necesidad de investigación adicional, en el laboratorio o en el campo, con aplicación en la interfase suelo-pilote de sollicitaciones alternadas, que son más destructivas que las sollicitaciones repetidas.

3.1.6 Resistencia dinámica

Es necesario 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 crece 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.

En el caso de pilotes de fricción, se ha podido verificar que la capacidad de carga en condiciones dinámicas puede ser 50% mayor que en condiciones estáticas (Jaime et al, 1990). Lo anterior confirma resultados análogos publicados por Bea (1987).

3.2 Análisis de los efectos de sitio sobre la respuesta de cimentaciones

Existe conciencia desde hace mucho de la importancia de los efectos locales en el valle de México. Rosenblueth (1952) mostró que los depósitos de suelos blandos pueden amplificar apreciablemente los movimientos sísmicos registrados en suelos firmes. Estudios posteriores (Rosenblueth y Elorduy, 1969; Seed e Idriss, 1969; Romo y Jaime, 1986, 1987; Romo y Seed, 1986, Perez 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 Jaime (1986) y 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 reproducidos 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.

Los espectros de respuesta de los movimientos registrados en diferentes sitios en las zonas del lago y de transición de la ciudad, durante el sismo de 1985 y eventos más recientes han sido comparados con espectros teóricos calculados usando un modelo unidimensional que considera el ambiente sísmico como un proceso estocástico estacionario definido a partir de los movimientos registrados en la Ciudad Universitaria (Romo et al, 1977). La coincidencia entre los espectros calculados y registrados es satisfactoria. Resultados similares fueron obtenidos para eventos sísmicos más recientes.

Los motivos principales por los cuales los modelos unidimensionales son capaces de reproducir con un alto grado de precisión los espectros de respuesta observados son aparentemente los siguientes: a) la estratigrafía del subsuelo es prácticamente

horizontal b) la extensión de los depósitos arcillosos es mas de dos órdenes de magnitud mayor que su espesor, y c) la fuente de liberación de energía, la zona de subducción, se encuentra a mas de 300 km de la ciudad de México.

Es por tanto posible concluir que los movimientos de campo libre dentro del valle de México pueden predecirse con suficiente precisión para aplicaciones prácticas mediante modelos unidimensionales.

3.3 Análisis de la interacción suelo-estructura

La presencia de una estructura modifica el movimiento sísmico del suelo y reciprocamente. 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, el suelo y las estructuras vecinas.

3.3.1 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. Se determinan simultáneamente los movimientos del suelo y de la estructura.

Las ecuaciones del movimiento de un modelo global representando el suelo y la estructura pueden escribirse en forma matricial (Clough y Penzien, 1975) :

$$[M](\ddot{u}) + [C](\dot{u}) + [K](u) = - \{M\}(r)\ddot{y} \quad (1)$$

donde [M], [C] y [K] son las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento; (u) es el vector de desplazamientos respecto a la base del modelo; \ddot{y} es la aceleración de la base del modelo y (r) un vector unitario. El método directo consiste en resolver globalmente este sistema de ecuaciones. La discretización en elementos finitos permite tomar en cuenta las heterogeneidades del suelo.

En la práctica, para reducir el tiempo y el costo de resolución del problema es usual recurrir a modelos bidimensionales. Un modelo de esta tipo ha sido desarrollado por Lysmer (1975) y generalizado por Romo (1977) para tomar en cuenta la incertidumbre sobre la sollicitación sísmica. Este modelo (Fig 2) incluye fronteras viscosas sobre las caras laterales de la rebanada bidimensional estudiada para simular la propagación de energía de onda en la dirección

perpendicular al eje de la rebanada. Las fronteras laterales permiten transmitir energía para simular los efectos dinámicos del sistema semi-infinito compuesto por suelo viscoelástico estratificado horizontalmente, mas alla de la región representada con elementos finitos. La ecuación de equilibrio dinámico del sistema es (Lysmer et al, 1975):

$$[M](\ddot{u}) + [K](u) = - \{m\}\ddot{y} + \{V\} + \{F\} - \{T\} \quad (3)$$

donde

[M] = Matriz de masa para estado plano de deformación correspondiente a una rebanada de espesor unitario

[K] = Matriz de rigidez compleja de estado plano de deformación para una rebanada de espesor unitario

{u} = Desplazamientos de los puntos nodales respecto a una base rígida

{m} = Vector relacionado con [M] y la dirección de la aceleración de la base rígida \ddot{y}

{V} = Fuerzas debidas a las fronteras viscosas

{F} = Fuerzas actuantes en un plano vertical en el campo libre

{T} = Fuerzas relacionadas con la transmisión de energía en las fronteras laterales

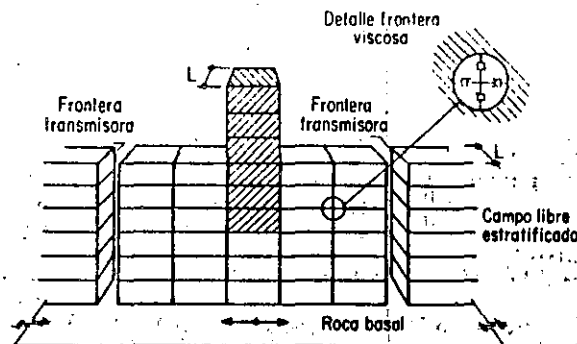


Fig 2. Modelación del sistema suelo-estructura

La ecuación de movimiento se resuelve en el dominio de la frecuencia utilizando el método de la respuesta compleja. Obteniendo la solución del sistema de ecuaciones resultante para un movimiento de entrada unitario de la base, se determina la función de transferencia compleja, [H], de los desplazamientos relativos de los nodos:

$$[K]_r(U)_r = (P)_r \ddot{y}_r \quad (4)$$

$$[H]_r = [K]_r^{-1} (P)_r \quad (5)$$

donde [K]_r es una matriz de rigidez dependiente de la frecuencia y (P)_r también función de la frecuencia, es el vector de

cargas correspondiente al movimiento de la base de amplitud unitaria. La respuesta de un sistema como el mostrado en la Fig 2 a una excitación estocástica puede ser obtenida utilizando la siguiente ecuación (Romo et al, 1977):

$$P_u^j(\omega_r) = |H^j(\omega_r)|^2 P_y(\omega_r) \quad (6)$$

donde $H^j(\omega_r)$ es un vector que contiene la función de transferencia compleja del sistema suelo-estructura de la aceleración de la base rígida al desplazamiento del punto nodal j ; $P_y(\omega_r)$ es un vector que contiene las amplitudes del espectro de potencia del movimiento de entrada de la roca basal; y $P_u^j(\omega_r)$ es un vector que contiene las amplitudes del espectro de potencia de las amplitudes de los desplazamientos de respuesta del punto nodal j .

La respuesta máxima esperada puede ser evaluada utilizando las soluciones existentes para el problema del primer cruce que se presentan generalmente en la forma:

$$S_{T,P} = \gamma_{T,P} \sigma \quad (7)$$

donde $S_{T,P}$ es el valor extremo que tienen probabilidad p de no ser excedido en un lapso de duración T .

La función $\gamma_{T,P}$ se llama "factor de pico" y es el parámetro básico a determinar en el problema del primer cruce. En la ec 7, $S_{T,P}$ puede representar el valor de pico de cualquier variable aleatoria (aceleración, esfuerzo, etc.) y σ es la raíz del valor medio cuadrático del espectro de potencia correspondiente.

Utilizando los conceptos de la teoría del valor extremo y la respuesta de sistemas de un solo grado de libertad, un procedimiento puede ser establecido para evaluar el espectro de respuesta a partir del espectro de potencia y viceversa (Romo et al, 1977).

b) Métodos de subestructuras

b.1) Planteamiento (Walter, 1985)

Es posible aprovechar la linealidad del sistema de ecuaciones (1) para descomponer el movimiento (u) y la matriz de masa $[M]$ como sigue:

$$(u) = (u_1) + (u_2) \quad (8)$$

$$[M] = [M_g] + [M_e] \quad (9)$$

donde $[M_g]$ es la matriz de masa del suelo y $[M_e]$ la matriz de masa de la estructura; (u_1) y (u_2) satisfacen las ecuaciones:

$$[M_g](\ddot{u}_1) + [C](\dot{u}_1) + [K](u_1) = - [M_g](r)\ddot{y} \quad (10)$$

$$[M](\ddot{u}_2) + [C](\dot{u}_2) + [K](u_2) = - [M_e](\ddot{u}_1 + (r)\ddot{y}) \quad (11)$$

(u_1) es el vector de movimientos respecto a la base del modelo considerando nula la masa de la estructura; estos movimientos son generalmente diferentes de los de campo libre; esta diferencia se conoce como interacción cinemática.

(u_2) es el vector de movimientos adicionales debidos a las fuerzas de inercia generadas por el movimiento sísmico de la estructura. Es la interacción inercial.

La respuesta total es la suma del movimiento de la base del modelo (y), del movimiento de interacción cinemática (u_1) y del movimiento de interacción inercial (u_2).

La descomposición anterior ilustra el principio de los llamados métodos de subestructuración (Aubry 1986) que 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 (Aviles, 1990).

b.2) Impedancia de una cimentación rígida

La impedancia de un sistema dinámico lineal es la relación entre la fuerza excitadora, supuesta estacionaria y armónica con frecuencia circular ω , $P(t) = P_0 \exp(i\omega t)$ y el movimiento de respuesta resultante, $U(t) = U_0 \exp(i\omega t)$, también estacionario y de misma frecuencia pero desfasado respecto a $P(t)$. La amplitud y el desfase dependen de la frecuencia. La impedancia es por tanto el número complejo $K(\omega)$, variable con la frecuencia:

$$K(\omega) = P(t)/U(t) \quad (12)$$

Este concepto puede ser aplicado por ejemplo a un oscilador simple cuya ecuación de comportamiento es:

$$M \ddot{U}(t) + C \dot{U}(t) + K_e U(t) = P(t) \quad (13)$$

donde M , C y K_e son respectivamente la masa, el amortiguamiento y la rigidez estática del oscilador. Si $P(t)$ es una excitación armónica, la ecuación anterior se escribe:

$$U(t)[(K_e - M\omega^2) + iC\omega] = P_0 \exp(i\omega t) \quad (14)$$

y la impedancia del sistema está definida por:

$$K(\omega) = (K_0 - M\omega^2) + iC\omega \quad (15)$$

que también puede escribirse:

$$K(\omega) = K_0 (k + i\omega c) \quad (16)$$

donde $k = 1 - \frac{M}{K_0} \omega^2$ y $c = \frac{C}{K_0}$ se conocen respectivamente como coeficientes de rigidez y de amortiguamiento. Para el oscilador simple, k decrece con la frecuencia según una parábola mientras que c permanece constante.

Una cimentación rígida, supuesta sin masa, localizada en la superficie de un medio elástico o viscoelástico y sometida a una sollicitación armónica constituye también un sistema dinámico lineal y por tanto su desplazamiento puede también expresarse como:

$$U(t) = \frac{1}{K(\omega)} P_0 \exp(i\omega t) \quad (17)$$

Por definición, $K(\omega)$ es la impedancia de la cimentación.

En el caso de una cimentación rígida de radio r_0 desplantada en la superficie de un semi-espacio elástico homogéneo e isótropo, (Fig 3) y sometida a una excitación vertical armónica $P(t)$, la impedancia toma la forma (Hsieh, 1962):

$$K(\omega) = K_0 (k_1 + ik_2) = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega (k_1 + ik_2) \quad (18)$$

donde G es el módulo al cortante del suelo y ν la relación de Poisson.

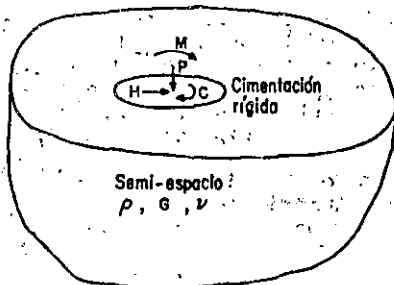


Fig 3. Respuesta de una cimentación superficial a una sollicitación armónica

La reacción del suelo $R(t)$ debajo de la cimentación es igual a la fuerza de excitación puesto que no existen fuerzas de inercia (masa supuesta nula) y:

$$R(t) = K(\omega) U(t) = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega (k_1 + ik_2) U(t) \quad (19)$$

Observando que, para una función armónica, $\dot{U}(t) = i\omega U(t)$, la ecuación anterior puede escribirse:

$$R(t) = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega k_1 \dot{U}(t) + \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega k_2 U(t) \quad (20)$$

Para una cimentación de masa m , el equilibrio dinámico se escribe:

$$m \ddot{U}(t) + \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega k_2 \dot{U}(t) + \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega k_1 U(t) = P(t) \quad (21)$$

y se observa que la ecuación de comportamiento es idéntica a la de un oscilador simple con resorte y amortiguador de características respectivas:

$$K = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega k_1 \quad \text{y} \quad C = \frac{4 G r_0}{1 - \nu} \omega k_2 \quad (22)$$

Este resorte y este amortiguador representan el semi-espacio subyacente. Estas características, que dependen de la frecuencia, incluyen el efecto de la masa, de la rigidez y eventualmente el amortiguamiento material del semi-espacio. La ec. 22 muestra que, aun en un semi-espacio elástico, existe un término de amortiguamiento C que resulta de la propagación de ondas desde la cimentación hasta el infinito: se trata de un amortiguamiento por irradiación o geométrico, que depende de la frecuencia. A este amortiguamiento puede agregarse un amortiguamiento material independiente de la frecuencia si el material de apoyo tiene propiedades disipativas. Lo anterior puede tomarse en cuenta introduciendo un módulo G complejo.

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

Para un macizo de cimentación rígido que presente dos planos de simetría verticales, los grados de libertad asociados a la traslación vertical y a la torsión alrededor de un eje vertical se encuentran desacoplados, pero los grados de libertad asociados al cabeceo alrededor de un eje horizontal y a la traslación horizontal se están acoplados. Las ecuaciones de equilibrio de un macizo de este tipo son, tomando como origen el centro de gravedad del macizo (Fig 4):

$$m \ddot{z} + R_z(t) = Q_z(t) \quad (23)$$

$$m \ddot{x} + R_x(t) = Q_x(t) \quad (24)$$

$$I_y \ddot{\theta} + R_\theta(t) = Q_\theta(t) \quad (25)$$

$$I_x \ddot{\phi} + R_\phi(t) = Q_\phi(t) \quad (26)$$

donde:

m = Masa del macizo

I_y, I_x = Momentos de inercia alrededor de un eje vertical y horizontal

z, x = Desplazamientos vertical y horizontal del centro de gravedad

θ, ϕ = Rotaciones alrededor de un eje vertical y horizontal pasando por el centro de gravedad

$R(t)$ = Reacción del suelo en el centro de gravedad geométrico de la superficie de contacto

Q, \bar{M} = Solicitaciones (fuerza, momento) actuando en el centro de gravedad

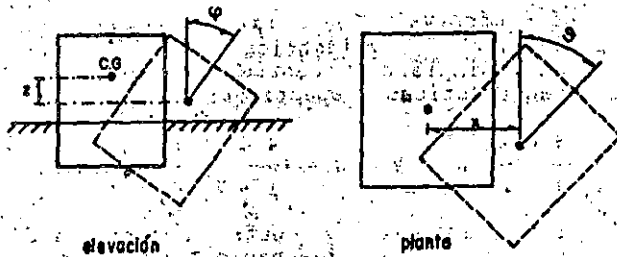


Fig. 4. Macizo de cimentación rígido

Por definición del concepto de impedancia, las reacciones (R) se expresan en términos de los desplazamientos (v) del centro de gravedad de la superficie de contacto por:

$$(R) = [K] (v) \quad (27)$$

donde [K] es la matriz de impedancia, formada de términos complejos:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & 0 \\ 0 & K_{x\phi} & K_\phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix}$$

Tomando como incógnitas los desplazamientos (v) del centro de gravedad:

$$(v) = (v)_0 + \begin{bmatrix} z \\ x \\ \theta \\ \phi \end{bmatrix}$$

se tiene la relación:

$$(R) = [K_1] (v)$$

donde [K₁] es una matriz derivada de la

matriz de impedancia:

$$[K_1] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & -K_x z_c \\ 0 & K_{x\phi} & K_\phi & -K_{x\phi} z_c \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \quad (28)$$

Las ecuaciones del movimiento se escriben entonces en forma matricial:

$$[M] (\ddot{v}) + [K^*] (v) = (Q) \quad (29)$$

donde:

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I_x \end{bmatrix} \quad (30)$$

y:

$$[K^*] = \begin{bmatrix} K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & K_{x\phi} & -K_x z_c \\ 0 & K_{x\phi} & K_\phi & -2K_{x\phi} z_c + K_x z_c^2 \\ 0 & 0 & 0 & K_\theta \end{bmatrix} \quad (31)$$

Para una sollicitación armónica ($Q_0 \exp(i\omega t)$), la solución estacionaria satisface la ecuación:

$$[K^* - \omega^2 [M]] (v) = (Q_0) \quad (32)$$

La solución de la ecuación anterior es fácil de obtener. La única dificultad se encuentra en la determinación de la matriz de impedancia [K].

b.4) Determinación de las impedancias

La solución al problema de una fuerza armónica aplicada a la superficie de un semi-espacio elástico fue obtenida por Lamb (1904). Por integración de esta solución sobre una superficie circular, se obtuvieron posteriormente soluciones para el caso de reparticiones de esfuerzos uniforme, parabólica o elíptica. Las primeras soluciones numéricas para la impedancia vertical de una cimentación rígida fueron obtenidas por Lysmer (1965).

Actualmente se usan diferentes procedimientos para la determinación de la impedancia de cimentaciones de diversas formas sometidas a fuerzas o momentos armónicos. Pueden distinguirse (Gazetas, 1983):

- las soluciones obtenidas a partir de una formulación continua del problema conduciendo a soluciones analíticas o semi-analíticas

- las soluciones obtenidas a partir de una

formulación discretizada del problema: método del elemento finito o de las diferencias finitas.

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

En el caso de una cimentación rígida superficial o enterrada, es posible obtener una solución exacta procediendo en tres etapas (Kausel, 1978):

- Cálculo del movimiento de la cimentación sin masa bajo el efecto de la acción sísmica
- Cálculo de la impedancia de la cimentación
- Cálculo de la respuesta del edificio ligado a la base del modelo por la impedancia calculada en el paso anterior y excitado por el movimiento de traslación y rotación calculado en el primer paso.

Este método es muy potente porque las diferentes etapas pueden ser simplificadas. Un valor aproximado de la impedancia puede frecuentemente encontrarse en la literatura.

Es posible generalizar el método anterior y aplicarlo a cimentaciones flexibles. También existen otros métodos de subestructuración con variantes en la división del problema global (métodos de volumen, métodos híbridos, etc., Pecker, 84).

3.3.2 Algunos resultados de los estudios de interacción suelo-estructura

a) Principales efectos de la interacción suelo-estructura

Una evaluación de los principales efectos de la interacción suelo-estructura para las condiciones del valle de México ha sido presentada por Reséndiz y Roesset (1986). Se consideran importantes los efectos de interacción tanto cinemática como inercial.

Las dos consecuencias principales de la interacción cinemática sobre cimentaciones superficiales sometidas a ondas incidentes con inclinación arbitraria son un efecto de promedio de los movimientos de traslación (y un decremento de su amplitud) y la aparición de movimientos de rotación. Los movimientos de traslación disminuyen para frecuencias altas (filtrado) pero los componentes de torsión son significativos en un intervalo amplio de frecuencias. Las cimentaciones sobre cajón desplantado a cierta profundidad sufren efectos de interacción cinemática aun para ondas de corte que se transmiten verticalmente (véase inciso siguiente).

Los principales efectos de la interacción inercial pueden evaluarse modelando la cimentación en la forma escrita en 3.3.1.b3, pero considerando solamente una impedancia de traslación

horizontal K_x (equivalente a un resorte de constante k_x y un amortiguador de constante c_x) y una impedancia de cabeceo K_ϕ (constantes k_ϕ y c_ϕ); estos modos se desacoplan haciendo coincidir los ejes de rotación con los ejes principales de la superficie de apoyo de la estructura. Por su parte, el comportamiento de la estructura en su modo fundamental puede representarse con un sistema de un solo grado de libertad consistente en una masa M localizada a una altura h arriba del nivel de cimentación y en un resorte de rigidez k . Si T_0 es el periodo fundamental de la estructura sobre base rígida y x_i son los desplazamientos modales al nivel i , asociado a una masa m_i y a una altura h_i , se tiene:

$$M = (\sum m_i x_i)^2 / \sum m_i x_i^2$$

$$k = 4 \pi^2 M / T_0^2$$

$$h = \sum m_i x_i h_i / \sum m_i x_i$$

El periodo no amortiguado natural del conjunto estructura-suelo es entonces:

$$T = T_0 \sqrt{1 + k/k_x + kh^2/k_\phi} \quad (33)$$

El efecto principal de la interacción inercial es por tanto de alargar el periodo natural del sistema. Un segundo efecto es la alteración del amortiguamiento (en general un incremento).

b) Influencia de la profundidad de desplante

La mayor parte de las cimentaciones se encuentran enterradas y se sabe que los movimientos del suelo varían con la profundidad. Romo y Hernandez (1989 y 1990) han evaluado los efectos de interacción asociados a la profundidad de desplante de cimentaciones sobre cajón. Se supuso que el espectro de respuesta de los movimientos de la superficie del suelo corresponde al especificado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, identificado en la Fig 5 por el símbolo CL (campo libre). Recurriendo al método de análisis por el elemento finito ya descrito, se calcularon los movimientos sísmicos a diferentes profundidades, obteniéndose los espectros graficados en la Fig 5. Puede observarse que la atenuación del movimiento es notable para profundidades de aproximadamente 10 a 15 m, especialmente para frecuencias mayores de 0.8 Hz. Este resultado tiene implicaciones prácticas importantes ya que en principio bastaría con desplantar la cimentación a cierta profundidad para disminuir la intensidad de la excitación dinámica actuante sobre la estructura, siempre que se use una cimentación suficientemente rígida para que no se amplifiquen los movimientos entre el desplante y la superficie.

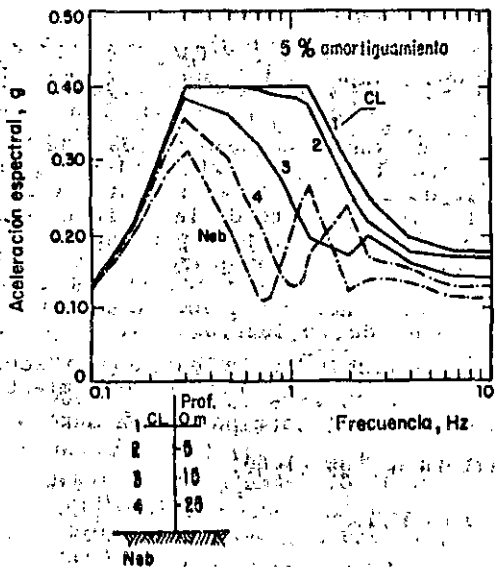


Fig 5. Variación de la aceleración espectral con la profundidad (Romo, 1990)

c) Influencia del tipo de cimentación

Para evaluar el efecto de la rigidez de la cimentación sobre los movimientos sísmicos en la base de la estructura (al nivel del terreno), en la misma referencia se analizó la respuesta de un edificio con frecuencia natural de 1.0 Hz por el método del elemento finito. Se consideraron dos tipos de cimentaciones: una con cajón a 2.5 m de profundidad y pilotes de fricción de 23 m de profundidad, y otra a base de cajón rígido a 14 m de profundidad. Las dos cimentaciones presentan el mismo factor de seguridad contra falla por carga estática. El depósito de suelo tiene 30 m de espesor y una velocidad de onda de corte media de 52 m/s. Como sismo de control (movimiento en la base del depósito de suelo en campo libre) se consideró el espectro medio de las componentes horizontales de los movimientos sísmicos registrados en Ciudad Universitaria durante el sismo de 1985. En la Fig 6, se compara el espectro de aceleraciones de campo libre con los espectros de las respuestas calculadas en ambos sistemas suelo-estructura al nivel de la superficie, debajo de la estructura (Punto A). Estos espectros comúnmente se denominan como espectros de piso y tienen incluido el efecto de las características del suelo, de las propiedades dinámicas del suelo, de la interacción suelo-cimentación y de la estructura en sí. Por tanto son una representación fiel de la excitación a la que está sometida la estructura.

La Fig 6 muestra que la frecuencia dominante del depósito de suelo (0.43 Hz) no se modifica por la presencia de la estructura independientemente del tipo de cimentación y la amplitud espectral correspondiente sólo se atenúa en 5% para la cimentación a base de pilotes de fricción

y en 12% para el caso del cajón rígido.

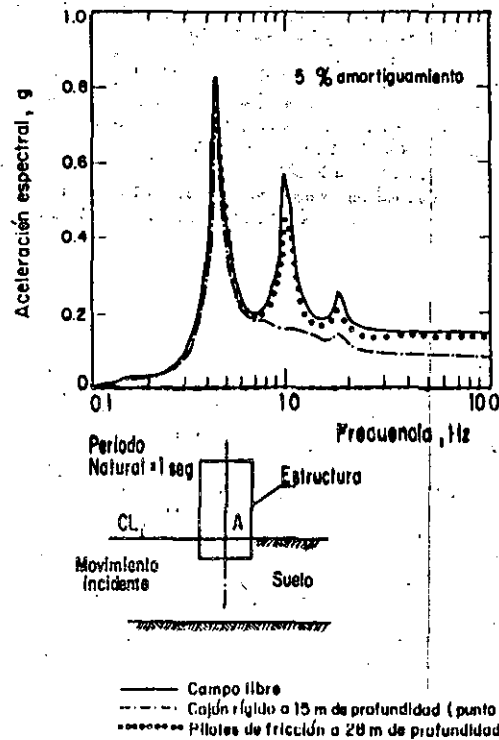


Fig 6. Efecto del tipo de cimentación sobre el espectro de respuesta de piso (Romo, 1990)

Esto indica que la interacción suelo-estructura es despreciable para frecuencias bajas y que para depósitos de suelo blando, la frecuencia predominante de estos no se altera por la presencia de alguna estructura. Sin embargo, para frecuencias mayores, el efecto de la cimentación rígida es significativo y, en particular para la frecuencia natural de la estructura (1 Hz), el pico del espectro de campo libre se atenúa completamente. Por otra parte, el efecto de la cimentación flexible (cajón somero y pilotes de fricción) es despreciable. Estos resultados e investigaciones más recientes muestran que la interacción entre suelo y cimentación puede afectar significativamente la intensidad de los movimientos en la base de la estructura. Por consiguiente, si se diseñan cimentaciones acordes con los requerimientos del suelo y el medio ambiente sísmico particulares, es factible disminuir los costos de las estructuras sin incrementar el riesgo.

Para estudiar el problema de la interacción entre estructuras vecinas, es posible utilizar el mismo tipo de enfoque. Estudios preliminares parecen indicar que la interacción estructura-suelo-estructura conduce a una atenuación adicional de los movimientos de la base de las construcciones.

4 Consideraciones de confiabilidad

El diseño de cimentaciones en suelos blandos como los de la ciudad de México debe basarse en estimaciones precisas de las acciones a las cuales la estructura se encontrará sometida en condiciones estáticas y dinámicas. Como ya se señaló, el comportamiento sísmico indeseable de cimentaciones puede frecuentemente asociarse con la sobrecarga local o general del subsuelo, en condiciones estáticas. Lo anterior puede atribuirse en ciertos casos a errores de diseño, pero también a la incertidumbre natural sobre las cargas, a cambios en el uso del edificio, a la inundación de los sótanos, etc. La incertidumbre sobre las cargas sísmicas es todavía mayor, ya que el espectro de diseño se basa generalmente en una información estadística limitada sobre las características de los sismos que se han presentado en el área.

Parece por tanto necesario realizar un estudio de confiabilidad de cualquier diseño de cimentación en este tipo de suelo. Lo anterior puede consistir en un simple estudio de sensibilidad de las previsiones de comportamiento a cambios en las hipótesis de diseño. Sin embargo, es preferible recurrir a un planteamiento formal siguiendo los conceptos de la teoría de la confiabilidad. Puede usarse en particular el concepto de probabilidad de falla, considerando tanto la capacidad del suelo C como la sollicitación D como variables aleatorias. La probabilidad de falla (o de deformación excesiva) se escribe:

$$P[\text{falla}] = P[C < D] = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} f_c(c) \cdot f_D(d) \delta c \delta d \quad (34)$$

donde $f_c(c)$ y $f_D(d)$ son, respectivamente, las densidades de probabilidad de la capacidad y de la sollicitación. El complemento a la unidad de la probabilidad de falla se conoce como confiabilidad.

Cálculos basados en la ecuación anterior (Auvinet y Rossa, 1991), muestran que, en ciertas condiciones, las cimentaciones superficiales, compensadas o sobre pilotes de fricción en la zona lacustre de la ciudad de México pueden presentar una muy baja confiabilidad.

En el caso de construcciones pesadas con grandes dimensiones en planta es fácil mostrar que si se toman en cuenta las incertidumbres normales existentes respecto a las cargas de diseño estáticas, la probabilidad de que se excedan los estados límites de servicio resulta alta. Las construcciones presentan entonces asentamientos y desplomes que las debilitan frente a las acciones sísmicas.

En la misma forma, se muestra que los edificios esbeltos presentan una baja

confiabilidad frente a las incertidumbres relacionadas con las cargas sísmicas debido a la importancia relativa que toman estas cargas en este caso y a la escasa reserva de capacidad de carga disponible al nivel de la cimentación.

4. DISEÑO Y VERIFICACIÓN SÍSMICA DE CIMENTACIONES

4.1 El proceso de diseño

El diseño de una cimentación para condiciones sísmicas es inseparable del diseño estático. Se mostró en la primera parte de este trabajo que la mayor parte de las cimentaciones que sufrieron daños importantes durante el sismo de 1985, presentaban ya ciertos problemas en condiciones estáticas. Ambos aspectos deben ser evaluados cuidadosamente siguiendo el proceso de análisis, diseño y verificación que se presenta en forma esquemática en la Fig 7. 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 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 la solución considerada. Eventualmente se llega a un diseño satisfactorio, el cual debe entonces someterse a la verificación prevista por el reglamento de construcciones. Si el proyecto pasa este filtro, el diseño puede considerarse como definitivo. La verificación del comportamiento mediante instrumentación es recomendable para todas las construcciones de alguna importancia.

4.2 Investigación del subsuelo

4.2.1 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 índices y propiedades dinámicas (3.1.1). 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.

4.2.2 Zonificación e investigación del subsuelo de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F. y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones (NTCDCC)

El Reglamento vigente (1987) conserva la tradicional zonificación del Distrito Federal en tres zonas desde el punto de vista de la Geotecnia (Marsal, 1957): I (lomas), II (transición), III (lacustre). Los requisitos a seguir para la exploración del subsuelo se definen en las NTCDC. Las exploraciones mínimas a realizar dependen de la zona geotécnica a la que pertenece el predio y de las características de la obra (profundidad de excavación, presión transmitida al suelo y perímetro).

DISEÑO DE CIMENTACIONES

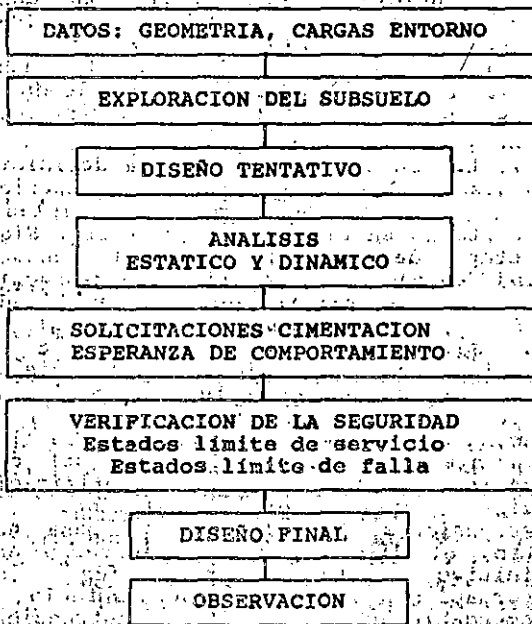


Fig 7. Proceso de diseño de una cimentación

4.3 Selección del tipo de cimentación

La selección del tipo de cimentación, generalmente entre las diversas soluciones presentadas en la Fig 1, 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 la interacción con las construcciones vecinas y los servicios públicos.

Es conveniente tomar muy en cuenta las consideraciones de confiabilidad señaladas en 3.4 al escoger el tipo de cimentación.

La solución de la compensación, por ejemplo, debe usarse con criterio y sentido común. Esta solución se ha llamado en ocasiones "cimentación flotante". Podría ser útil tener presente esta analogía y recordar que en la construcción de barcos resulta esencial que el centro de gravedad de la nave se encuentre localizado debajo del centro de gravedad del agua desplazada para

que el conjunto resulte autoestable (que se enderece solo si alguna perturbación lo inclina). Si bien en el caso de las cimentaciones compensadas en las arcillas del valle se cuenta con un momento resistente de empotramiento en el suelo apreciable que hace no indispensable el respeto estricto de la regla anterior, resulta de todos modos evidente que esta solución no es la mas adecuada para estructuras esbeltas.

La solución mas controvertida entre las disponibles es probablemente la de pilotes de fricción. Buscando clarificar las posibilidades de aplicación de esta técnica, Auvinet y Mendoza (1987) distinguen dos tipos de diseño de cimentaciones con pilotes de fricción:

Tipo I : Diseño en términos de capacidad de carga

El número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que estos sean por sí solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas y sísmicas con un factor de seguridad amplio, generalmente mayor que 1.5. Los pilotes trabajan en las condiciones indicadas en la Fig 8.a. La posición del nivel neutro puede determinarse a partir de la siguiente ecuación (Reséndiz y Auvinet, 1973):

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (35)$$

donde

- W = Peso de la construcción
- U = Subpresión actuante sobre la subestructura (en su caso)
- C_p = Capacidad de carga por punta de los pilotes
- FN = Fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes
- FP = Fricción positiva sobre la parte inferior de los pilotes

Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja (número grande de pilotes o alta resistencia de los estratos inferiores)... La fricción negativa induce compresiones parásitas en los pilotes. Además, con el tiempo, es teóricamente posible que la cabeza de los pilotes emerja progresivamente por consolidación del suelo localizado entre entre la superficie y el nivel neutro. En general, sin embargo, este peligro resulta remoto y en ninguna forma comparable al que se presenta para pilotes de punta.

Con este primer tipo de diseño, las cargas debidas a sismo deben ser absorbidas por los propios pilotes. Los momentos de volteo inducen cargas verticales sobre los pilotes que suelen calcularse por la regla de la escuadría.

Tipo II: Diseño en términos de deformaciones

En este caso, los pilotes se utilizan simplemente como complemento de un sistema de cimentación sobre losa corrida o cajón con objeto de reducir los asentamientos de la construcción. Su capacidad de carga es inferior al peso de la construcción por lo que una parte de este peso se transmite al suelo a través de la losa. Este uso de los pilotes corresponde al concepto de "pilotes de fluencia", también usado en Suecia (Hansbo, 1984). Los pilotes están sometidos exclusivamente a fricción positiva (Fig 8b), por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de desplante de la losa de cimentación. La ecuación de equilibrio es:

$$W = QL + FP + C + U \quad (36)$$

donde

QL = Fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura puede en este caso despreciarse tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación regional).

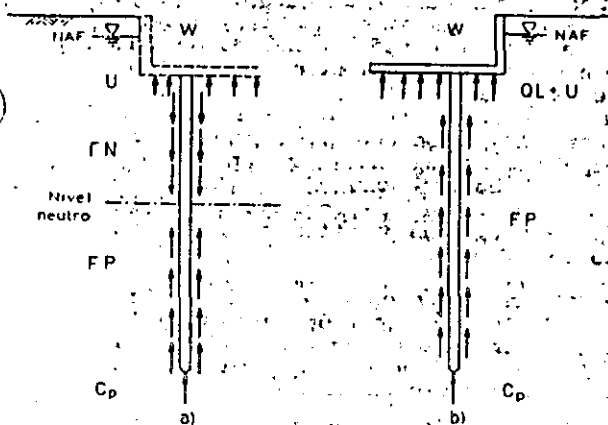


Fig 8. Solicitaciones sobre pilotes de fricción hincados en un estrato en proceso de consolidación.

Esta solución es económica, evita los problemas de fricción negativa y de emersión y permite aprovechar el efecto de compensación. Sin embargo, es muy sensible a errores de estimación de cargas, a las excentricidades de las mismas y a las variaciones que puedan presentar durante la vida útil de la construcción (pérdida de subpresión por inundación, cambio de uso del edificio, etc.). En efecto, dado que los pilotes trabajan al límite de su capacidad, cualquier incremento de cargas respecto a las de diseño debe ser absorbido por el suelo en contacto con la losa, con las deformaciones y problemas de estabilidad consecuentes. Además, los pilotes que trabajan al límite son particularmente susceptibles de presentar degradación de

adherencia pilote-suelo, bajo carga cíclica (3.1.5).

Al usar pilotes de fricción, es conveniente que se defina claramente su función y el tipo de diseño al que corresponde la solución adoptada. No resulta racional, como se ha hecho en el pasado, "tomar una parte de la carga por compensación y el resto con pilotes de fricción". Seguir ciegamente este criterio puede llevar a diseños con factores de seguridad muy variables.

4.4 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 solicitaciones sísmicas. (Corte, 1986; Despeyroux, 1985; Reglas-PS86). Pueden en particular mencionarse los siguientes:

En el diseño de la cimentación, es necesario buscar simetría, regularidad y distribución uniforme de cargas.

Es recomendable evitar sistemas mixtos de cimentación (combinaciones de diferentes tipos de cimentación).

Las zapatas deben ligarse mediante contratabes 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 contratabes.

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 reforzarse con un porcentaje de acero transversal mayor que 0.6% para suelos blandos. La separación de estribos no debe ser mayor de 10 cm.

También deben considerarse como críticos y reforzarse en consecuencia las zonas en las que los pilotes pasan de una capa de suelo a otra de diferente rigidez.

4.4 Definición de las solicitaciones sísmicas para el análisis y diseño sísmico de cimentaciones

4.4.1 Bases para la definición de las acciones sísmicas

Los resultados de análisis de amplificación a través de la capa blanda con modelos unidimensionales muestran que ya se cuenta con elementos para definir en cada sitio de la zona lacustre de la ciudad de México un espectro de diseño que tome en

a) Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verifica el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum Q F_v / A < c_u N_c F_R + p_v \quad (37)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionalos:

$$\sum Q F_v / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + P_v \quad (38)$$

donde

$\sum Q F_v$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A = área del cimiento, m²

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m²

\bar{p}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m²

γ = peso volumétrico del suelo, t/m³

c_u = cohesión aparente, t/m², determinada en ensaye triaxial UU

B = ancho de la cimentación, m.

N_c = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D/B + 0.25 B/L),$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D es la profundidad de desplante en m; en caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideran iguales a 2 y a 1 respectivamente.

N_q = coeficiente de capacidad de carga dado por: $N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplica por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_γ = coeficiente de capacidad de carga dado por: $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

El coeficiente N_γ se multiplica por 1 -

0.4(B/L) para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R = Factor de resistencia especificado en las normas.

El parámetro ϕ está dado por:

$$\phi = \text{Ang tan}(a \tan \phi^*)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con capacidad relativa menor de 70%, el coeficiente a es igual a 0.67. En cualquier otro caso, es igual a 1.

En el caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando en una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento debe considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (39)$$

Un criterio análogo se aplica en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

Se ha propuesto agregar a lo anterior que, para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza de cortante por sismo al nivel de la cimentación se multipliquen los coeficientes N_q y N_γ de las ecs 37 y 38 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

Las normas señalan por otra parte que, cuando el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no debe ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados.

b) Cimentaciones con pilotes de fricción

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, el reglamento pide verificar, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_v < R \quad (40)$$

donde

$EQ F_v$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones deben incluir el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R = capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considera igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si éste es el valor que rige, la losa o zapatas y las contratrabes deben diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec 41 con $F_R = 1$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calcula como se especifica para cimentaciones someras.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción, que se considera igual a la suma de las capacidades de carga a punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considera igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes calculadas con la ec 42.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se desprecia la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calcula como:

$$C_f = A_l f F_R \quad (41)$$

de:

$F_R = 0.7 (1-s/2)$, factor de resistencia

s = relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote

C_f = capacidad por adherencia, t

A_l = área lateral del pilote, m^2

f = adherencia lateral media pilote-suelo, t/m

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considera igual a la cohesión media del suelo. La cohesión debe determinarse con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también es aplicable la ec 41, considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

c) Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Se verifica el cumplimiento de la desigualdad 40, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila se calcula como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = (c N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (42)$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = (p_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (43)$$

donde:

C_p = capacidad por punta, t

A_p = área transversal de la pila o del pilote, m^2

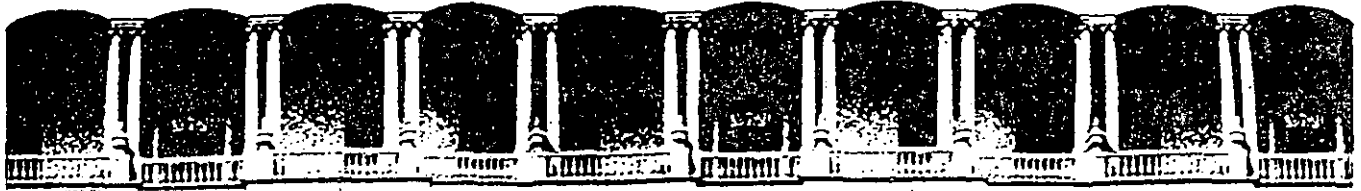
p_v = presión vertical efectiva total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2

c_u = cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

N_c^* = coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

- Earth. Eng., Vol. Soil Dynamics and Liquefaction, pp: 197-208
- García Ranz, F. et al., 1987, "Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, p C-239, Querétaro, México.
- Gazetas, G., 1983, "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the art", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No 1, pp. 2-42
- Gazetas, G. and Dobry, R., 1984, "Simple radiation damping model for piles and footings", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, No 6, pp. 937-971
- Hansbo, S., 1984, "Foundations on Friction Creep Piles in Soft Clays", Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering", St Louis, Mi., pp. 913-922.
- Hernandez H., G., 1989, "Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Herrera, I. and Rosenblüeth, E., 1965, "Earthquake Spectrum Prediction for the Valley of Mexico", Third World Congress of Seismic Engineering, New Zealand
- Hsieh, T.K., 1962, "Foundations vibrations", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol 22, No 211, England
- Idriss, I.M., et al., 1978, "Non linear behavior of soft clays during cyclic loading", JSMFD, ASCE, Vol. 104, SM12, pp. 1427-1447
- Iglesias, J., 1987, "Zonificación Sísmica de la Ciudad de México", Proceedings, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp B-127 a B-141, Querétaro, México
- Jaime, A., 1987, et al., "Seismic induced settlement in a building", VII CFMSIF, Cartagena, Colombia
- Jaime, A. and Romo, M.P., 1988, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay", Earthquake Spectra, Vol 4:4, pp. 787-804
- Jaime, A., 1988, "Características dinámicas de las arcillas del valle de México", Tesis doctoral, DEPEFI, Facultad de Ingeniería, UNAM, México
- Jaime, A. et al, 1990, "Behavior of friction piles in Mexico City Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 116, No 6, June
- Kausel, E., 1978, et al., "The Spring method for Embedded Foundations", Nuclear Engineering and Design, Vol 48
- Lamb, E.H., 1904, "On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid", Philosophical Transactions of the Royal Society, London Serie A, vol. 203.
- Lysmer, J., 1965, "Vertical motions of rigid footings", Ph.D. Thesis, University of Michigan, Ann Harbor
- Lysmer, et al, 1975, "FLUSH, - A computer program for approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", Report No EERC 75-30, Earthquake Engineering Center, University of California, November
- Marsal, R.J. and Mazari, M., 1957, "El subsuelo de la ciudad de México", 2da ed. (1969), UNAM, México
- Mendoza, M. J. and Prince, J., 1986, "Preliminary Report on the Earthquake of September 19, 1985, and its Effects on Structures and Foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vol. 4, No 1, pp 20-29, Vancouver, Canada
- Mendoza, M. and Auvinet, G., 1988, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Behavior of Building Foundations in Mexico City", Earthquake Spectra, November, Vol. 4:4, pp. 835-853
- Meyerhof, G.G., 1983, "Scale effects on ultimate pile capacity", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, pp. 797-806
- Ovando, E., Mendoza, M. J. and Romo, M. P., 1988, "Earthquake Induced Settlements in End Bearing Pile Foundations in Mexico City", Earthquake Spectra, November, Vol. 4.4, pp.753-770
- Pecker, A., 1984, "Dynamique des sols", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Francia
- Pecker, A., 1986, "Comportement des fondations sous sollicitations sismiques", Compte-Rendus, Journées communes CFMS-AFPS : Fondations, Propriétés des Sols et Impératifs sismiques", Saint-Rémy-Les-Chevreuse, France
- Pérez García, A., 1988, "Contribution à l'étude de l'endommagement des argiles. Application au calcul des pieux battus", Thèse doctorale, Ecole Centrale de Paris, France
- Pérez Recha, L.E., 1990, "Respuesta sísmica no lineal de depósitos estratificados de suelos blandos", tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 6 de Julio de 1987, Gaceta Oficial del D.D.F., México.
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, 12 de Noviembre de 1987, Gaceta Oficial del D.D.F., México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987, Gaceta Oficial del D.D.F., México.
- Règles PS-1986 (Reglas parasísmicas francesas), Compte-Rendus, Journées communes CFMS-AFPS : Fondations, Propriétés des Sols et Impératifs sismiques", Saint-Rémy-Les-Chevreuse, Francia
- Reséndiz, D. and Auvinet, G., 1973, "Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soils", Proc 8th ICSMFE, Vol 3, Moscow, pp 211-218.
- Reséndiz, D. and Roesset, J. M., 1987, "Soil-Structure Interaction in Mexico City during the 1985 Earthquakes", Proc. of the Int. Conf. on the Mexico Earthquake-1985, Mexico City, ASCE, pp 193-203.
- Rodríguez Cuevas, N., 1987, "Interacción

- suelo-estructura", Notas, XIII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, DECFI, UNAM, México
- Romo, M.P., Chen, J.H., Lysmer, J. and Seed, H. B., 1977, "PLUSH: A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction", Report No. UBC/ EERC 77-01, University of California, Berkeley
- Romo, M.P. and Seed, H.B., 1986, "Analytical Modelling of Dynamic Soil Response in the Mexico Earthquake of September 19, 1985", Proc. International Conference of the Mexico Earthquakes-1985: Factors Involved and Lessons Learned, pp. 148-162, Mexico
- Romo, M.P. and Jaime, A., 1987, "Metodología para generar espectros de diseño deterministas en campo libre", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, pp. A-3-A-49, Querétaro, Mexico
- Romo, M.P., 1987, "Espectros de diseño considerando la interacción suelo-estructura", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp. A-33-A-49, Querétaro, México
- Romo, M.P., Jaime, A. and Reséndiz, D., 1988, "General Soil Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico", Earthquake Spectra, Vol 4, Num 4.
- Romo, M.P., Ovando, E., Jaime, A. and Hernández, G., 1989, "Local site effects on Mexico City Ground Motions", XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, August
- Romo, M.P., et al, 1989, "Cyclic Behavior of Normally Consolidated Mexico City Clay", Instituto de Ingeniería, Research Report/ Pr 9501, October
- Romo, M.P., 1990, "Dynamic Properties of Highly Plastic Clays", Simposio "Subsuelo de la Cuenca del valle de México", SMMS, México, Septiembre, (en prensa)
- Romo, M.P. and Auvinet, G., 1990, "Seismic Behavior of foundations in cohesive soft soils", Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. Davidovici, ed., Paris, France (in press)
- Rosenblueth, E. and Elerduy, 1969, "Características de temblores en la arcilla de la ciudad de México", Volumen Nabor Carrillo, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México
- Rosenblueth, E., 1952, "Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos", Ediciones ICA, Serie B, 14, pp. 3-12, México
- Rosenblueth, E. and Herrera, I., 1964, "On a kind of hysteretic damping", Journal of Engineering Division, ASCE, Vol. 90, No EM4
- Rosenblueth, E., 1985, Comunicación personal; véanse también Normas de emergencia para la construcción en la ciudad de México, 1985
- Rosenblueth, E. y Reséndiz, D., 1988, "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura", Publicación No 509, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Reese, L.C., and Welch, R.C., 1975, "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 101, NO 101, No GT7, July
- Seed, H.B., and Idriss, I., 1969, "The Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM1, pp. 120-137
- Seed, H.B., Ugas, C and Lysmer, J., 1976, "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design", Report No. EERC 74-12, November
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, A., Jaime, A. and Lysmer, J., 1987, "Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in the Earthquake of September 19, 1985", Report No. UCB/EERC-87/15, October
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, A., Jaime, A. and Lysmer, J., 1988, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions", Earthquake Spectra, November, Vol 4:4, pp. 687-729
- Seed, H. B., 1987, "Influence of Local Soil Conditions on Ground Motions and Building Damage during Earthquake", 8th Nabor Carrillo Lecture, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México
- Walter, J.P., 1985, "Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure", Génie Parasismique, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France
- Zeevaert, L., 1972, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York.
- Zeevaert, L., 1988, "Sismo-Geodinámica de la Superficie del Suelo y cimentación de edificios en la ciudad de México", Editora e Impresora Internacional, S.A. de C.V., México
- Zeevaert, L., 1990, "Design of compensated foundations", Ground Engineer's Reference Book, edited by F.G. Bell, Butterworths, England



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

CUARTO MODULO

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

Del 14 al 18 de julio de 1992

RELIABILITY OF FOUNDATIONS ON SOFT SOILS

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

JULIO-1992

RELIABILITY OF FOUNDATIONS ON SOFT SOILS

G. AUVINET¹ and O. ROSSA²

¹ Instituto de Ingeniería, UNAM, Apdo Post. 70-472, Coyoacán, D.F., México

² Instituto de Ingeniería, UNAM, México

ABSTRACT

During the Mexico City earthquake of September 19, 1985, several foundations failures were recorded in the lacustrine soft soil zone of the urban area.

Loads acting in static and dynamic conditions at the foundation level are largely random due to uncertainties on permanent loads, to the unpredictable nature of transient and accidental loads and to phenomena such as changes in the building usage and flooding of the substructure.

In static conditions, the relevant random variables are the average value of the contact pressure at the foundation level and the load eccentricity. Both compensated foundations and friction-pile systems are shown to be extremely sensitive to small variations of these variables.

Similarly, in dynamic conditions and considering the seismic coefficient to be a random variable, foundations of slender buildings are found to present a low reliability.

As a conclusion of the analysis, the danger involved in using certain deterministic design methods which lead to apparently unexpensive foundations solutions is emphasized. Introduction of reliability considerations in standard designs of foundations in soft soils appears to be essential.

INTRODUCTION

Due to the high compressibility of the lacustrine clays of the Mexico City valley and to the general subsidence of the area, different types of foundations are used depending on buildings dimensions and weight (Fig. 1). The 1985 earthquake provided a unique opportunity to assess the vulnerability of these systems. Whilst the behavior of surficial and point-bearing pile foundations were globally acceptable, there were several recorded cases of either failure or of large permanent deformations of friction-pile and of compensated foundations (in this latter type of foundation, the excavated soil weight is approximately equal to building weight).

Defective behavior was often ascribed to the uncommon properties of Mexico City clay, including its high sensitivity. However, an objective evaluation of a series of damaged buildings indicates that, in many cases, the soil beneath the structure presented plastic strains under seismic cyclic stresses because it was already overloaded under static conditions (Mendoza and Auvinet, 1988). Overloading can be attributed to errors in estimating construction weight at the design stage (uncertainties on structural dimensions and specific weight of materials), to architectural modifications (redistribution of dividing walls), to building usages different from those initially planned (offices turned into archives rooms), and to other phenomena, such as basement flooding, common in Mexico City. Frequently, these factors lead to a load eccentricity that can play an important part in the foundation behavior.

On the other hand, foundations of slender buildings were found to be vulnerable to accelerations larger than those considered in most designs which were recorded during the 1985 earthquake.

The above shows the necessity to evaluate the reliability of foundations on soft soils, considering the static load magnitude, its eccentricity as well as the seismic loading at the foundation level to be random variables. As a first approach to this problem, classical reliability theory tools were used, accepting as valid the simple models implicit in Mexico City building code for assessment of limit service and failure states of foundations.

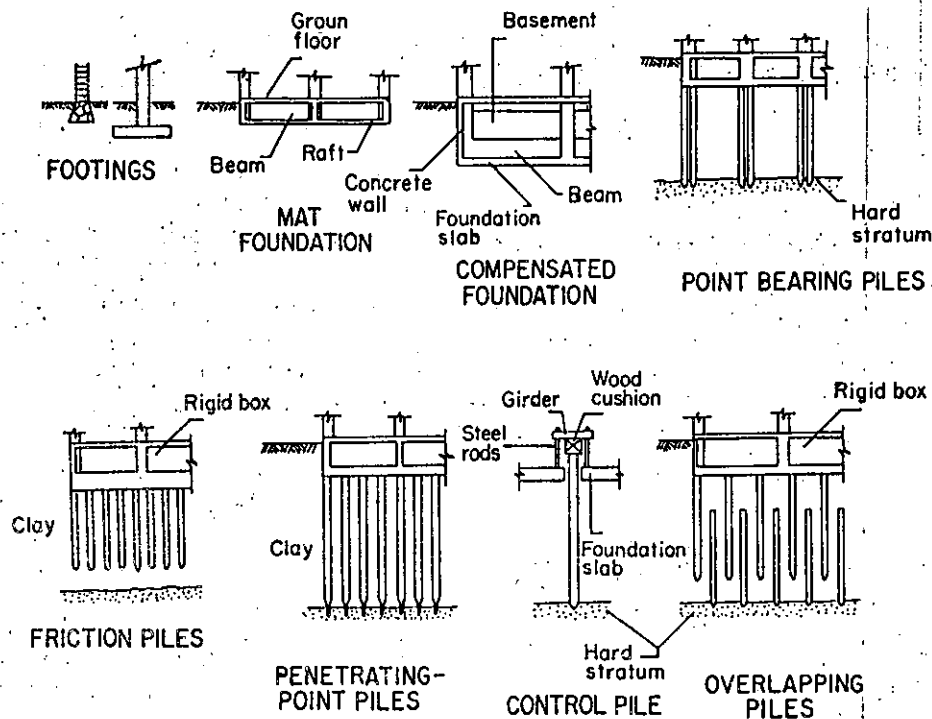


Fig. 1 Types of foundations used in the soft soil zone of Mexico City

RELIABILITY

Reliability is usually defined as the probability that a structure fills satisfactorily the purpose it was designed for. Let C be the system capacity and D be the demand in terms of solicitations. If C and D are considered to be random variables with respective probability distribution functions $f_c(c)$ and $f_d(d)$, reliability can be written as:

$$P[C \geq D] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_d^{+\infty} f_c(c) f_d(d) \delta c \delta d \quad (1)$$

When reliability can be expressed as the probability that a state parameter, X , with expected value $E\{X\}$ and standard deviation $\sigma\{X\}$, will not cross a constant threshold, F , the reliability index β (Cornell, 1967) is defined by:

$$E\{X\} + \beta \sigma\{X\} = F \quad (2)$$

Generalization of this concept to several state parameters was proposed by Hasofer and Lind (1974). In a reduced gaussian space, β is the shortest distance between the zero-point and the "limit function" of the parameters. This definition corresponds to a lower limit of reliability; it assumes that the main part of the integral of eq.1 is defined within a distance β from the origin.

LOADS AS RANDOM VARIABLES

Many of the factors which affect the behavior of foundations should in principle be controlled at the project level and during the building operation. This includes gross overloading, large inherent eccentricities, architectural modifications and other phenomena such as flooding of the basement. Good engineering should eliminate much of the hazards related to such variables. Other elements, including a significant part of the permanent, live and seismic loading, remain however basically random.

According to Meli (1976), for Mexico City buildings, the expected value of permanent loads is a function of the building type, but their variation coefficient seems to be a constant equal to 0.08. Mexico City building code specifies the expected value of live loads in accordance with their nature and

the type of limit state to be revised. Their variation coefficient is related to their application surface, A, as follows (Mell, 1976):

$$CV = 0.25 + 1.4 / \sqrt{A} \quad (3)$$

The variation coefficient of total (live plus permanent) loads appears to be independent of the construction dimensions or shape for the typical buildings considered here (about 0.076) since live loads are relatively small as compared to permanent loads.

Owing to the lack of relevant data and published information, especially for Mexico City buildings, statistical parameters of load eccentricity can only be roughly estimated. From simple assumptions regarding the uncertainties on magnitude and distribution of the loads, the order of magnitude of the standard deviation of eccentricity was found to be typically about 0.5 percent of the building dimension along a given direction.

In the building code, earthquake loading is specified for different geotechnical zones through response spectra. Simplified ("static") analyses can in most cases be made based only on the seismic coefficient, one of the spectra parameters. It should be recognized that this coefficient, which has been modified in successive editions of the code, is actually a random variable.

LIMIT SERVICE STATES

According to the Mexico City Building code, total settlements of foundations should not exceed 0.3m (first criterion) and, for concrete structures, differential settlements per unit length between any two points should be less than 0.004 (second criterion). In the view of many engineers, given the special conditions of the city, this last criterion is difficult to comply with and they have proposed that it be increased to 0.008 (third criterion).

The code allows settlements to be estimated by the standard procedure consisting in computing the stresses induced in the soil using elastic theory and obtaining the corresponding vertical strains from laboratory one-dimensional consolidation tests. In Mexico City, experience has shown that this procedure only slightly overestimates the actual settlements. Soil-structure interaction can be expected to further reduce differential settlements when the substructure is sufficiently rigid. This was not taken into account in the analyses presented below.

Vertical stresses induced by a polygonal flexible foundation can be estimated using analytical integration of Boussinesq's formula for surficial uniform (Damy, 1985) or linearly distributed loads (Rossa and Auvinet, 1990) and of Mindlin's equation for deep uniform loads (Rossa and Auvinet, 1990). Typical compressibility curves of Mexico City clays are presented on Fig 2.

For compensated foundations of typical buildings, assumed in a first stage to be eccentricity-free, computations show that unit loads in excess of the compensation pressure lead to very large total settlements (Fig. 2). On the contrary, independently of building dimensions and shape, movements are relatively insensitive to over-compensation. The first criterion threshold lies 20 to 30kPa above the compensation pressure. For excavations deeper than 3m below the water table, flooding of the basement is thus sufficient to jeopardize the building good behavior.

Considering the maximum allowable settlements as critical thresholds and the combination of building code loads (permanent plus live loads multiplied by an unitary load factor) as a random demand, the reliability of typical buildings was computed (Fig. 3-a, 3-b, 3-c). Low β values were obtained, particularly for the second criterion. In all cases, β decreases when the compensation pressure increases. Reliability can be enhanced introducing a load factor larger than one. With a 1.1 load factor, an improvement is indeed obtained; however, the situation remains critical as far as the second criterion is concerned. As a matter of fact, the load factor should be a function of compensation pressure, perimeter and shape of the building, and of the required reliability. In

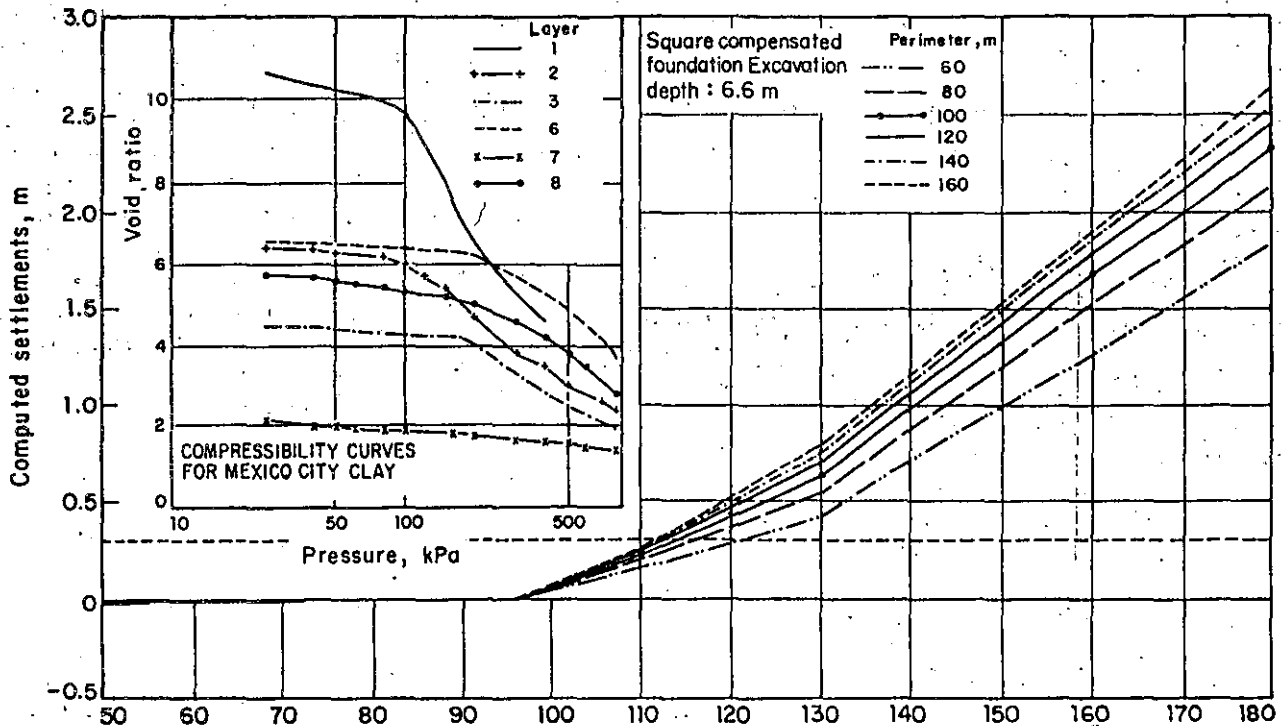


Fig. 2 Total settlements of compensated foundations Total pressure, kPa

practice, this factor should be kept as low as possible to avoid apparent emergence due to interferences with the general subsidence of the valley.

In a second evaluation, three independent random variables were considered: contact pressure and eccentricities along the principal horizontal directions of the building with expected value equal to zero (no-eccentricity design) and standard deviation defined as indicated above. A domain of allowable settlements was determined in the space of these variables. Hasofer-Lind's criterion was found to be associated to a reliability significantly lower than the value calculated by integration of probability density functions on the whole domain and this latter definition was retained (for a 80m-perimeter square foundation and for the third criterion, integration gives 0.963 vs. 0.952 by Hasofer-Lind's approach). A drastic reduction in reliability is brought about by taking into account eccentricity randomness for the combination of loads specified in the code (less than 0.985 for all buildings, Fig. 3-d). A 1.1 load factor leads to a significant improvement (0.990 for the second criterion; 0.999 for the third).

Friction-pile foundations transfer part of the stresses to deeper layers. Settlements can be estimated using the procedure proposed by Reséndiz and Auvinet (1973). Due to the general trend of reduction of compressibility with depth, reliability increases rapidly with the number of piles (Fig. 4). However, from a certain number up, it no longer increases and becomes sensitive only to compressibility differences between deep layers.

In the past, many foundations designers adopted "unexpensive" solutions consisting simply in taking part of the load by compensation and supporting the rest of it with a limited number of friction piles. Results presented in Fig. 4 suggest that this kind of foundation can be particularly unreliable.

LIMIT FAILURE STATES

For the evaluation of limit failure states, the building code refers to two combinations of loads: a) the sum ΣQ of permanent and maximum live loads multiplied by a load factor, F_0 , equal to 1.4, and b) the sum ΣQ of permanent, instantaneous live and accidental loads, including earthquake, multiplied by $F_0 = 1.1$. The following inequality must hold:

$$\Sigma F_c / A' < R$$

(4)

A' foundation surface.

R soil bearing capacity:

- for compensated foundations $R = C_u N_c F_r + p_v$

- for friction-pile foundations, bearing capacity may be governed by the piles or by the slab capacity. When the number of piles is kept to a minimum for economical reasons, the latter is larger than the former and the same formula applies.

p_v total vertical pressure at the excavation depth due to the soil's self weight.

C_u undrained cohesion at the excavation level measured in triaxial UU tests.

N_c Skempton's bearing capacity coefficient.

F_r Reduction factor equal to 0.7.

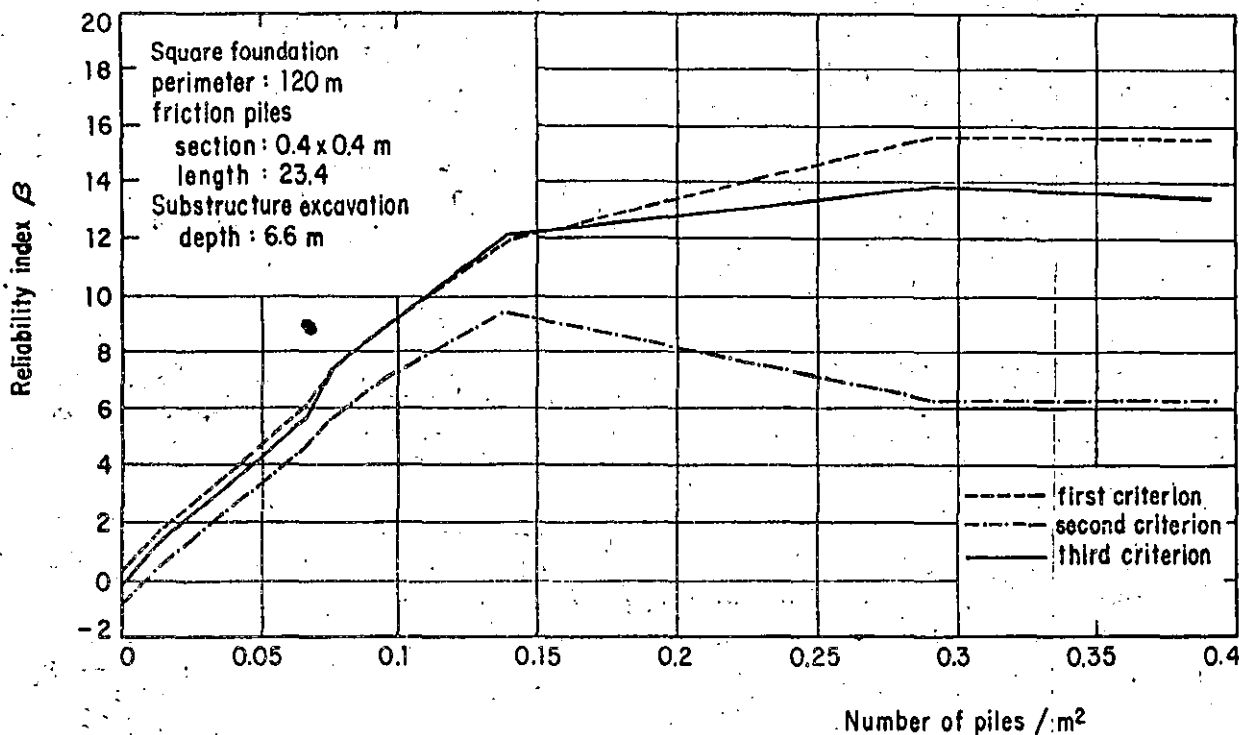


Fig. 4 Reliability of friction-pile foundations

When using the "static" seismic revision method accepted by the code for most buildings, the overturning moment and shear force induced by earthquakes at foundation level depend mainly on the local seismic coefficient, c . Calling e the equivalent eccentricity of the building weight representing the overturning moment, eq. 5 applies reducing the foundation dimension by $2e$ along the direction under study and by $0.7e$ along its perpendicular. Base shear force can be taken into account considering the inclination of the resultant force at the foundation level.

Typical buildings with the general dimensions indicated in Table 1 were reviewed following the above criteria. All of them comply with limit service states, and with limit failure states with respect to the first combination of loads. However, those buildings having the highest slenderness ratio do not comply with the code for the combination of loads that include seismic action. The critical value of the seismic coefficient, c_{lim} , derived from Eq 4 when F_c and F_r are taken equal to 1 (actual failure limit), is given by :

Table 1 : Evaluation of compensated and pile foundations, $c=0.4$

perimeter, shape, height			1 st combination	2 nd combination
80m	square	29.7m *	accepted	accepted
80m	1/3	29.7m *	accepted	rejected
100m	square	29.7m *	accepted	accepted
100m	1/3	29.7m *	accepted	rejected
120m	square	29.7m *	accepted	accepted
120m	1/3	29.7m *	accepted	accepted
120m	1/5	29.7m *	accepted	rejected
120m	square	33.0m **	accepted	accepted
120m	1/3	33.0m **	accepted	rejected

* compensated foundations; $h_m = 14.9m$; ** friction-pile foundations; $h_m = 16.8m$
 h_m : level at which the resultant of seismic forces is applied.

$$c_{11m} = \frac{\theta}{4(0.35K + M)} \left(K \left(\frac{L}{h_m} + 0.35 \frac{B}{h_m} \right) + M \left(2 \frac{B}{h_m} + 0.35 \frac{D_f}{h_m} \right) - N \right) \quad (5)$$

where : $K = 5.14 C_u + p_v$; $M = 1.285 C_u$;

$$N = \sqrt{ \left(K \left(\frac{L}{h_m} + 0.35 \frac{B}{h_m} \right) + 0.35 M \frac{D_f}{h_m} \right)^2 - 1.4 K \frac{L}{h_m} \left(K \frac{B}{h_m} + M \frac{D_f}{h_m} \right) + 4M^2 \frac{D_f}{h_m} \left(0.35 \frac{B}{h_m} - \frac{L}{h_m} \right) + 4 \frac{\Sigma Q}{h_m^2} (0.35K + M) }$$

θ : seismic reduction factor, generally equal to 2.

D_f : excavation depth.

From eq. 5, reliability can be expressed in terms of building slenderness and shape and seismic coefficient uncertainty. Very low β values are obtained for large h/B ratios (see Fig. 5, where $E(c)=0.4$, $var[c]=0.01$, $\theta=2$).

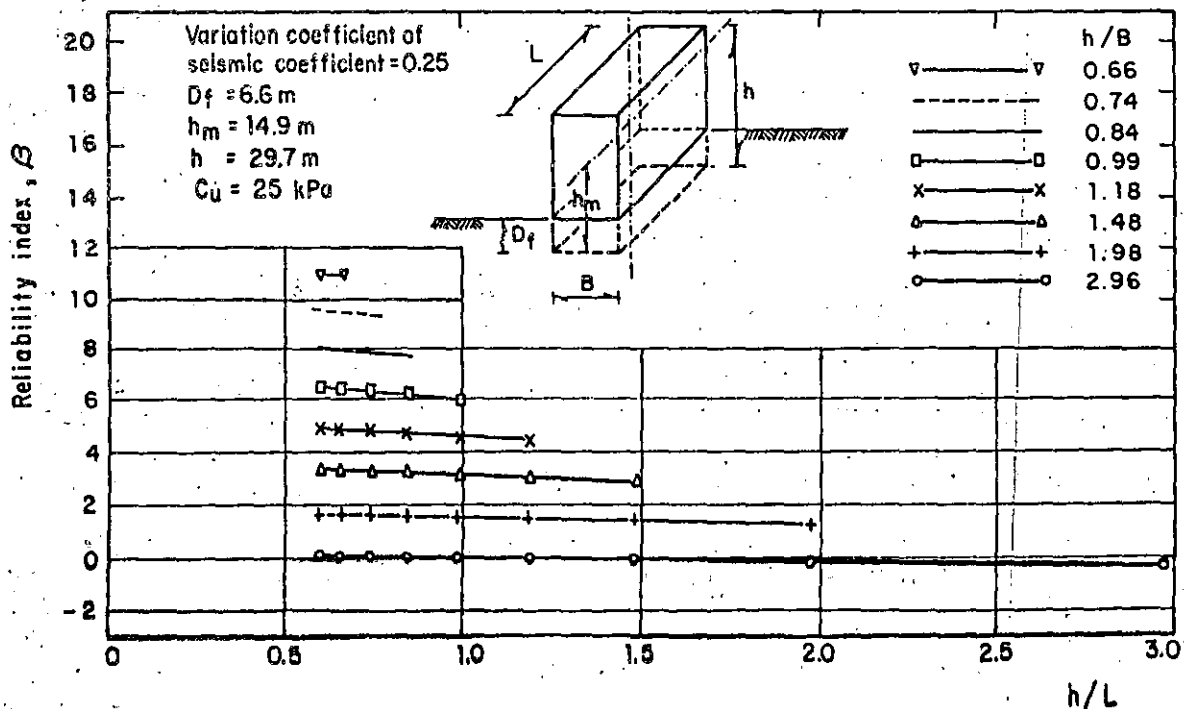


Fig. 5 Reliability in seismic conditions (limit failure state)

CONCLUSIONS

Simple reliability analyses cast a useful light on the factors which affect the behavior of foundations on soft soils in static and seismic conditions.

Settlements in compensated foundations were shown to be extremely sensitive to small variations of loads. Foundations of this type should in fact be over-compensated to ensure adequate reliability. Accordingly, a load factor larger than one should be used for assessment of limit service states. This factor should be defined as a function of compensation pressure, building dimensions and shape, and required reliability. The drastic reduction of reliability induced by the uncertainty on eccentricity of loads shows that this problem requires greater attention from designers.

The reliability of friction-pile foundation systems increases with the number of piles up to a certain limit. Some types of deterministic design methods which lead to apparently unexpensive foundation solutions combining compensation and a small number of piles may have a very low reliability.

Uncertainty on the response spectra and seismic coefficients specified by building codes should be explicitly recognized. The expected response of foundations of slender buildings in soft soil is quite sensitive to small variations of the seismic coefficient.

The analyses presented in this paper show that reliability considerations should be introduced in standard designs of all foundations in soft soils.

REFERENCES

- Cornell C.A. (1967), "A proposal for a reliability-based code suitable for immediate implementation", Memorandum to members of ASCE Task Committee on Structural Safety, September 8, 1967.
- Mendoza M. and Auvinet G. (1986), "The Mexico Earthquake of September 19, 1985, Behavior of Building Foundations in Mexico City", Earthquake Spectra, November, Vol 4, Num 4, pp. 835-853.
- Damy J. and Casales G. (1985), "Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded", International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, San Francisco, USA.
- Hasofer A.M. and Lind N.C. (1974), "Exact and invariant second-moment code format", Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol 100, Num 1, pp. 111-121.
- Meli R. (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Revista Ingeniería, Abril-Junio 1976, UNAM, Mexico.
- Reséndiz D. and Auvinet G. (1973), "Analysis of pile foundations in consolidating soil", Proc., VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Moscow, USSR.
- Rossa O. and Auvinet G. (1990), "Stresses induced by surficial and deep loading in an elastic medium", Int. publication, Instituto de Ingeniería, UNAM.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO IV

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

***RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL
SUELO***

ING. JAVIER AVILES

***JULIO
1992***

RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO

Javier Avilés^{1,2} y Eduardo Pérez-Rocha^{2,3}

SUMMARY

A set of analytical and numerical solutions to compute impedance functions for embedded foundations in a homogeneous stratum equivalent to a layered soil deposit are presented. These solutions are useful for the determination of effective period and damping of structures interacting with the soil, as well as for the analysis of structures supported on springs and dashpots which depend on frequency, and in general, for the soil-structure interaction problem.

The most significant parameters of a stratified site are the dominant period and the mean shear wave velocity. Then, a layered soil deposit can be replaced by an equivalent stratum with rigid base characterized with these site parameters. The dominant period is determined by using equation 4; and the mean shear wave velocity is obtained by using equations 2 or 3, depending whether the average slowness or velocity criterion, respectively, is assumed. Moreover, the site parameters can be computed rigorously beginning with the eigenvalue problem defined by equation 5.

The impedance functions are defined as the steady state ratio between the applied force (moment) and the result displacement (rotation) in the force direction. The foundation is assumed massless and excited harmonically. The dynamic stiffnesses are complex functions depending on the excitation frequency. Mathematically, the foundation stiffness and damping are expressed by the real and imaginary parts, respectively, of these functions. Physically, they represent the equivalent springs and dashpots of the soil.

The impedance functions are commonly written in terms of the static stiffness K_m^0 , and the stiffness and damping coefficients k_m and c_m , respectively, depending on the normalized frequency η_m , as shown in equation 13. Here, m indicates the vibration mode which could be a translation, a rotation and coupled. The normalization factor $(1 + i2\zeta)$ pretends to isolate the effect of the soil material damping ζ . Thus, this representation allows to assume other damping coefficients.

1 Instituto de Investigaciones Eléctricas

2 Centro de Investigación Sismica AC, FJBS

3 Facultad de Ingeniería, UNAM

The static stiffnesses can be computed with equations 17-19, in which H is the deposit depth, D is the foundation depth, and R_n and R_r are the equivalent radii to the real foundation surface with area A and inertial moment I , respectively. The impedance coefficients can be approximated using equations 23-28.

Rigorously, the static stiffness and impedance coefficients can be obtained by means of tables $i.j.k$ for Poisson ratios $\nu = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ and $1/2(i=3)$; deposit depths $H/R = 2(j=1)$, $4(j=2)$, $6(j=3)$, $8(j=4)$ and $10(j=5)$; and foundation depths $D/R = 1/4(k=1)$, $1/2(k=2)$ and $3/4(k=3)$. In all cases, a soil damping coefficient $\zeta = 0.05$ was assumed. In spite of this situation, for damping in the range $0.03 \leq \zeta \leq 0.07$ the present impedance coefficients can be still used as a good approximation.

1. INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de estructuras masivas como las plantas nucleares, o de estructuras de edificios desplantados en depósitos de suelos blandos, se deben tener en cuenta explícitamente los efectos de interacción entre la estructura y el suelo, producto de la flexibilidad de éste. Además, en depósitos estratificados se tienen que considerar los efectos adicionales originados por las formaciones locales.

Es común que el análisis de interacción suelo-estructura se realice sustituyendo el suelo por resortes estáticos así como por amortiguadores viscosos y masas virtuales adheridas a la cimentación, invariantes con la frecuencia de excitación, cuyos valores se definen de modo que la respuesta estacionaria se ajuste a soluciones exactas para un amplio rango de frecuencias (Newmark y Rosenblueth, 1971). Estos parámetros generalmente se calculan para cimentaciones idealizadas como discos apoyados sobre suelo uniforme. Este criterio se puede mejorar al incorporar, en la rigidez y amortiguamiento del suelo la influencia de la frecuencia de excitación, así como los efectos de la estratigrafía del sitio y la profundidad de la cimentación. Una manera eficiente de tratar estos aspectos consiste en reemplazar los parámetros mencionados por rigideces dinámicas o funciones de impedancia para cimentaciones embebidas en depósitos de suelo estratificados.

Las soluciones existentes sobre funciones de impedancia están restringidas a modelos viscoelástico lineales. Una forma práctica de tomar en cuenta aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar valores equivalentes de las propiedades mecánicas del suelo con base en las deformaciones causadas por los movimientos sísmicos intensos esperados en el sitio en cuestión.

En este trabajo se presenta un conjunto de soluciones aproximadas y rigurosas para evaluar las rigideces dinámicas de una cimentación enterrada en un estrato equivalente al depósito de suelo original. Estas soluciones son de gran utilidad para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura; lo son también para el análisis sísmico de estructuras cuando se suponen apoyadas sobre resortes y amortiguadores, dependientes de la frecuencia de excitación, en sustitución del suelo.

2. IDEALIZACIÓN DEL SUELO

La rigidez dinámica de una cimentación depende de numerosos factores que tienen que ver con la cimentación misma y con el suelo. Para fines prácticos, esta complejidad se puede reducir si tanto la cimentación como el suelo se idealizan adecuadamente. Los

parámetros dinámicos más relevantes del suelo son el periodo dominante de vibrar del sitio y la velocidad media de propagación del sitio. Como una aproximación, un depósito estratificado horizontalmente se puede reemplazar por un estrato equivalente definido con los parámetros dinámicos del depósito original.

El depósito de suelo considerado se muestra en la Fig. 1. Este yace sobre una base rígida que representa la roca basal cuya profundidad se puede establecer como aquella donde la velocidad de propagación de ondas de cortante β_0 vale al menos 700 m/s. El módulo de rigidez al corte G_0 se relaciona con β_0 mediante la expresión

$$\beta_0 = \sqrt{G_0/\rho_0} \quad (1)$$

donde $\rho_0 = \gamma_0/g$ es la densidad, siendo γ_0 el peso volumétrico y g la aceleración de la gravedad. En consecuencia, la condición para la roca basal implica que $G_0 \geq 85\,000 \text{ t/m}^2$, aceptando un valor medio de $\gamma_0 = 1.7 \text{ t/m}^3$.

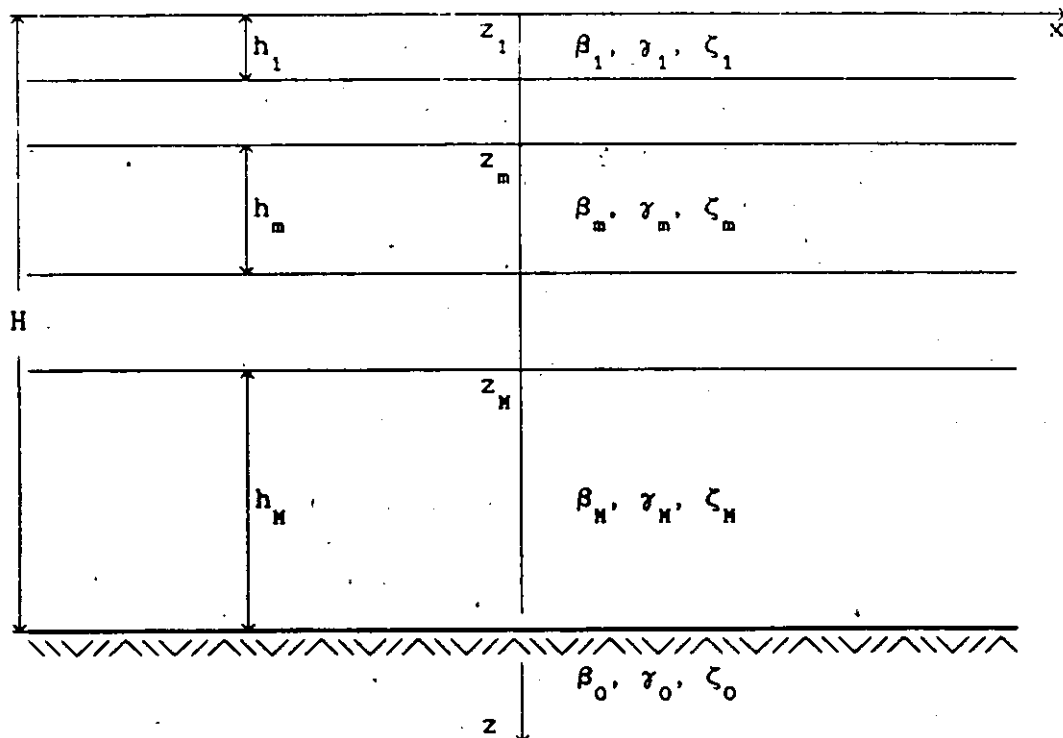


Fig. 1 Depósito estratificado horizontalmente

El estrato equivalente al depósito de suelo se muestra en la Fig. 2. Este se caracteriza con la profundidad H y el periodo fundamental de vibrar T , que son semejantes a los parámetros correspondientes del depósito original, así como con la velocidad de ondas de cortante β , que es función tanto de H como de T , la cual se conoce como la velocidad media de propagación del depósito de suelo y representa la velocidad efectiva de un estrato equivalente con profundidad H y periodo T .

Los valores del peso volumétrico γ y el amortiguamiento ζ del estrato equivalente se pueden fijar como los promedios de los parámetros correspondientes del depósito de suelo. Se estima que esta simplificación es suficiente para el caso de suelos donde el rango de variación de tales parámetros es pequeño, como sucede con la mayoría de suelos que se encuentran en la práctica.

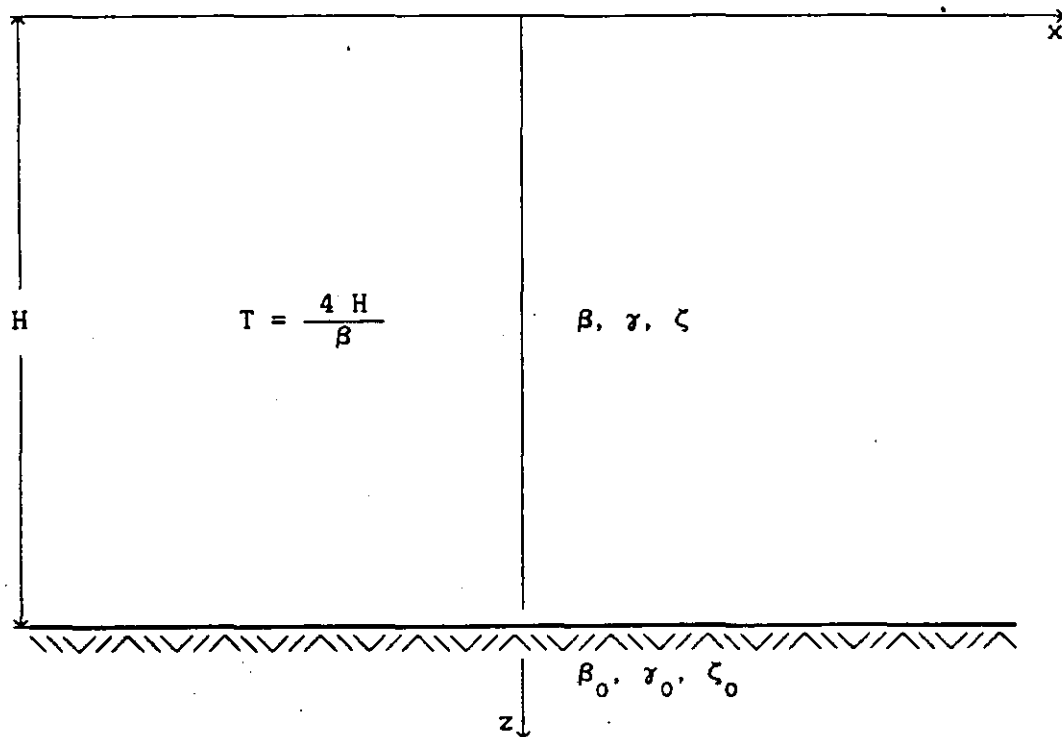


Fig. 2 Estrato equivalente

El periodo dominante de vibración y la velocidad media de propagación del sitio se pueden determinar con técnicas aproximadas. Sin embargo, en sitios especiales donde los contrastes de rigidez entre estratos sean considerablemente grandes se recomienda emplear técnicas rigurosas.

2.1 Determinación aproximada del periodo dominante y la velocidad media del sitio

Una buena aproximación para la velocidad media de propagación del depósito estratificado se puede obtener recurriendo a los conceptos de velocidad y lentitud promedios, entendiéndose como lentitud al recíproco de la velocidad.

Por un lado, la velocidad media de propagación se puede determinar suponiendo que el tiempo que tarda una onda de cortante en recorrer un estrato uniforme de espesor H con una velocidad β es el mismo que necesita para atravesar el depósito estratificado. El tiempo que requiere una onda de cortante para propagarse desde la base hasta la superficie del estrato equivalente es igual a $t_e = H/\beta$, en tanto que el tiempo requerido para atravesar verticalmente el depósito estratificado es igual a $t_d = \sum_m h_m / \beta_m$, siendo h_m y β_m el espesor y la velocidad de propagación del m -ésimo estrato, respectivamente. Igualando los tiempos t_e y t_d se obtiene que la velocidad media de propagación vale

$$\beta = \frac{H}{\sum_{m=1}^n \frac{h_m}{\beta_m}} \quad (2)$$

Por otro lado, cuando las variaciones en velocidad no son muy pronunciadas, la velocidad media de propagación también se puede determinar integrando el perfil de velocidades y dividiéndolo entre la profundidad del depósito para tener su valor medio, lo que conduce a

$$\beta = \frac{\sum_{m=1}^n \beta_m h_m}{H} \quad (3)$$

Las Ecs. 2 y 3 definen la velocidad media de propagación en términos del promedio de lentitudes y velocidades del depósito estratificado, respectivamente. Conocida la velocidad media de propagación, el periodo fundamental de vibrar del depósito estratificado se infiere como una buena aproximación mediante la solución de un manto homogéneo dada por la expresión

$$T = \frac{4 H}{\beta} \quad (4)$$

La velocidad media de propagación obtenida con base en los conceptos de velocidad o lentitud promedios resulta suficientemente aproximada para la mayoría de los sitios. El grado de aproximación y la mejor solución dependen de las características del perfil estratigráfico. Sólo si los contrastes de velocidad entre estratos son muy marcados se debe preferir el concepto de lentitud promedia.

2.2 Determinación rigurosa del periodo dominante y la velocidad media del sitio

Los modos naturales de vibrar de un depósito de suelo modelado con estratos horizontales se pueden determinar fácilmente mediante la técnica del elemento finito. Para esta situación es posible usar hiperelementos que se discretizan solamente en la dirección vertical.

Lysmer y Drake (1972) han desarrollado un método de elemento finito de aplicación práctica para el problema de modos de propagación de un depósito estratificado. Este consiste en discretizar cada estrato del depósito en subestratos cuyos espesores se deben escoger mucho más pequeños que la longitud de onda de cortante en el estrato en cuestión. De esta forma, el número de estratos en el sistema discreto se selecciona generalmente mayor que el número de estratos en el sistema original. Un análisis típico requiere de 10 a 40 estratos. Si el depósito real con M estratos se divide en N subestratos ($N > M$), los modos permanentes (modos naturales de vibración) se encuentran resolviendo un problema de valores característicos de orden N definido por la ecuación homogénea

$$\left[K - \omega_n^2 M \right] Z_n = 0 \quad (5)$$

donde ω_n es la frecuencia y Z_n el modo correspondientes a la n-ésima forma natural de vibración del depósito de suelo. Z_n es un eigenvector que tiene como componentes los desplazamientos modales, perpendiculares al plano x-z, de los nodos z_n ($1 \leq n \leq N$). Además, M y K son las matrices de masa y rigidez, respectivamente, del depósito estratificado, las cuales son tridiagonales y tienen la siguiente estructura:

$$\mathbf{K, M} = \left[\begin{array}{cccccc}
 \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & & \\
 & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & & \\
 & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & & \\
 & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & & \\
 & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}} & \\
 & & & & & \boxed{\begin{matrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \end{matrix}}
 \end{array} \right] \quad (6)$$

Estas matrices se ensámblan con las matrices de estrato K^n y M^n , que tienen las siguientes formas:

$$K^n = G_n / h_n \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$M^n = \rho_n h_n \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (8)$$

donde G_n , ρ_n y h_n son el módulo de rigidez, la densidad y el espesor del n-ésimo estrato, respectivamente.

Los elementos de las matrices K, M que se traslapan deben sumarse, los que se localizan fuera de los bloques son cero, y los que caen fuera de la matriz no se consideran ya que el desplazamiento de la base rígida del depósito de suelo está prescrito como nulo.

Una vez resuelto el problema de valores característicos, el periodo fundamental de vibrar del depósito estratificado se obtiene con la relación $T = 2\pi/\omega_1$. Y conocido este periodo, la velocidad media de propagación del depósito de suelo se encuentra a partir de la solución de un manto homogéneo como $\beta = 4H/T$.

3. FUNCIONES DE IMPEDANCIA

Las funciones de impedancia se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) aplicada y el desplazamiento (rotación) en la dirección de la fuerza para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el geométrico por radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

Los significados matemático y físico de las rigideces dinámicas se pueden ilustrar empleando una analogía con un sistema discreto de un grado de libertad. Para esto, supóngase la ecuación de movimiento de un oscilador simple

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = p(t) \quad (9)$$

donde M , C y K son la masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, p es la fuerza excitadora y x el desplazamiento. Para una excitación armónica $p(t) = P e^{i\omega t}$ se tiene en el estado estacionario una respuesta $x(t) = X e^{i\omega t}$, siendo ω la frecuencia de excitación. Así, la Ec. 9 se reduce a

$$(K + i \omega C - \omega^2 M) X = P \quad (10)$$

Por definición, la rigidez dinámica del oscilador es la relación entre la fuerza excitadora y el desplazamiento en estado estacionario, esto es:

$$\tilde{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - \omega^2 M) + i \omega C \quad (11)$$

Esta expresión muestra que la rigidez dinámica del oscilador es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real expresa la rigidez e inercia del sistema, y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

La función de impedancia se acostumbra presentar en términos de la rigidez estática y coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia de la siguiente manera:

$$\tilde{K}(\omega) = K (k + i \omega c) \quad (12)$$

donde $k = 1 - \omega^2/\omega_0^2$ y $c = 2\zeta_0/\omega_0$, siendo ω_0 la frecuencia natural y ζ_0 el amortiguamiento del oscilador. Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y de amortiguamiento, respectivamente. Para el oscilador simple, k decrece con la frecuencia y se hace nula para la frecuencia natural, en tanto que c permanece constante. La Ec. 12 implica que la rigidez dinámica \tilde{K} se puede expresar como el producto de la rigidez estática K por un factor dinámico complejo $(k + i\omega c)$ que considera las características de inercia y amortiguamiento del sistema; para la frecuencia cero el factor dinámico se reduce a la unidad real y por tanto la rigidez dinámica coincide con la estática.

Con base en la analogía con el sistema discreto de un grado de libertad, la rigidez dinámica de un sistema continuo suelo-cimentación, como el que se muestra en la Fig. 3, se puede expresar mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, de la forma

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0 \left[k_m(\eta_m) + i \eta_m c_m(\eta_m) \right] (1 + i 2 \zeta) \quad (13)$$

en que m indica el modo de vibración de la cimentación, K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son los coeficientes de impedancia, y η_m es la frecuencia normalizada. El factor de normalización $(1 + i 2 \zeta)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, según el principio de correspondencia (Gazetas, 1983).

Los modos de vibración de interés son la traslación horizontal y rotación de la base de la cimentación. En consecuencia, se deben definir impedancias lineales \tilde{K}_h a partir de las fuerzas y los desplazamientos a lo largo de los ejes principales de la base, así como impedancias rotacionales \tilde{K}_r a partir de los momentos y las rotaciones alrededor de los mismos ejes. Además, como las fuerzas horizontales a lo largo de los ejes principales de la base producen tanto desplazamientos como rotaciones, se deben definir impedancias acopladas \tilde{K}_{hr} , las cuales son originadas fundamentalmente por el enterramiento de la cimentación; este acoplamiento entre la traslación y rotación resulta muy pequeño para cimentaciones desplantadas sobre la superficie.

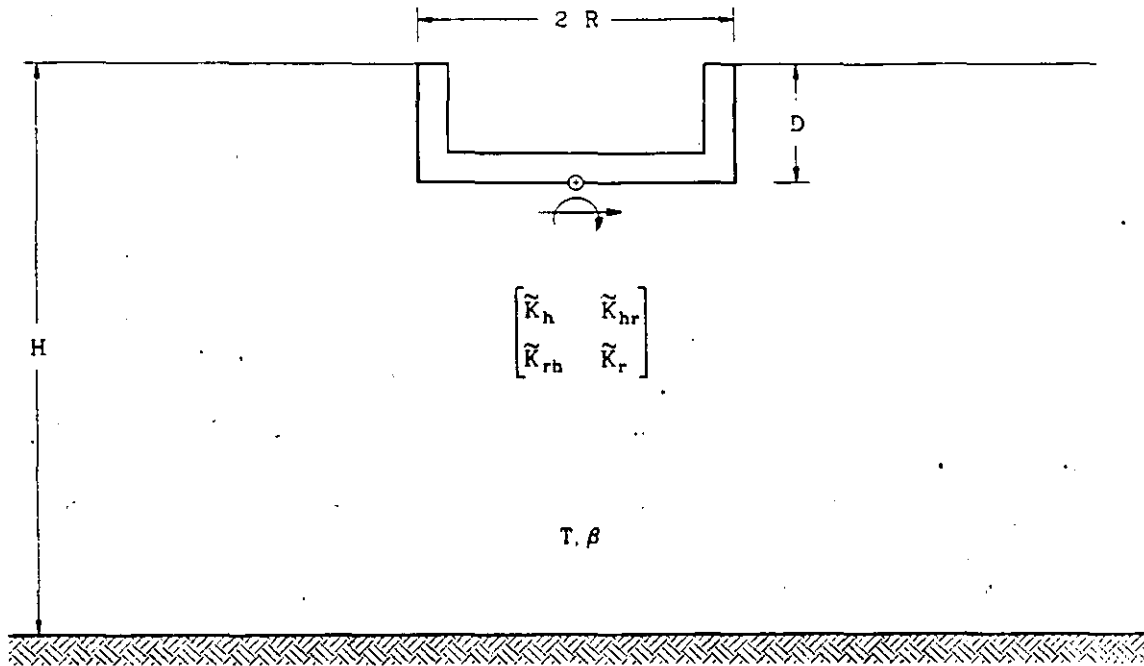


Fig. 3 Sistema suelo-cimentación

Si K_{\square} representa el resorte y C_{\square} el amortiguador equivalentes del suelo, como se ilustra en la Fig. 4, la función de impedancia se define alternativamente mediante la expresión compleja

$$\tilde{K}_{\square}(\omega) = K_{\square}(\omega) + i \omega C_{\square}(\omega) \quad (14)$$

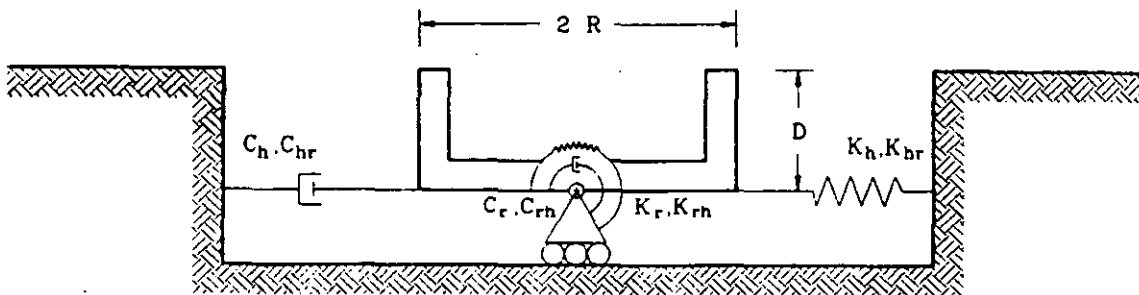


Fig. 4 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

Por tanto, el resorte y amortiguador se relacionan con los coeficientes de impedancia a través de las expresiones

$$K_m = K_m^0 \left[k_m - 2 \zeta \eta_m c_m \right] \quad (15)$$

$$\omega C_m = K_m^0 \left[\eta_m c_m + 2 \zeta k_m \right] \quad (16)$$

3.1 Rigideces estáticas

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato elástico con base rígida han sido obtenidas por Kausel et al (1978); dichas rigideces están dadas por las siguientes expresiones:

$$K_h^0 = \frac{8GR_h}{2-\nu} \left[1 + \frac{1}{2} \frac{R_h}{H} \right] \left[1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h} \right] \left[1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H} \right] \quad (17)$$

$$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left[1 + \frac{1}{6} \frac{R_r}{H} \right] \left[1 + 2 \frac{D}{R_r} \right] \left[1 + 0.71 \frac{D}{H} \right] \quad (18)$$

$$K_{hr}^0 = K_h^0 R_h \left[\frac{2}{5} \frac{D}{R_h} - 0.03 \right] \quad (19)$$

donde D es la profundidad de desplante de la cimentación. Además, R_h y R_r son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante con igual área e igual momento de inercia de dicha superficie, respectivamente, es decir:

$$R_h = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} \quad (20)$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{1/4} \quad (21)$$

donde A es el área de la superficie de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación. En términos de estos radios equivalentes la frecuencia

normalizada se define como

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{\beta} \quad (22)$$

Para las impedancias acopladas se debe emplear la frecuencia normalizada η_h .

3.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Con fines prácticos, Kausel et al (1978) han desarrollado fórmulas aproximadas para los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida, las cuales están dadas por las siguientes expresiones:

$$k_h = 1 \quad (23)$$

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu \leq 1/3 \\ 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \geq 2.5 \text{ y } \nu \geq 0.45 \end{cases} \quad (24)$$

$$k_{hr} = k_h \quad (25)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65 \zeta \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases} \quad (26)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (27)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (28)$$

donde η_s y η_p que representan las frecuencias fundamentales del depósito, adimensionales, en vibración trasversal y vertical, respectivamente, son:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H} \quad (29)$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_r}{4} \frac{\alpha}{\beta} \quad (30)$$

en donde

$$\frac{\alpha}{\beta} = \left[\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \right]^{1/2} \quad (31)$$

es la relación de velocidades medias de propagación de ondas de compresión y cortante del depósito de suelo en cuestión.

4. TABLAS DE RIGIDECES DINÁMICAS

Para el cálculo de rigideces dinámicas rigurosas cabe acudir a un eficiente método de elemento finito desarrollado por Tassoulas y Kausel (1983). Con base en este método se elaboró un conjunto de tablas para las rigideces estáticas y los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal, rotación y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida, que se presenta al final de este trabajo.

Los resultados están normalizados de suerte que se pueden emplear para situaciones generales. Los parámetros que se variaron son el coeficiente de Poisson ν , la profundidad del depósito H , la profundidad de desplante de la cimentación D , el radio de la cimentación R y la velocidad media del sitio β . El rango de variación establecido para estos parámetros pretende cubrir una gama amplia de casos que se presentan en la práctica. Para valores intermedios vale interpolar linealmente.

En las tablas i.j.k se presentan rigideces estáticas y coeficientes de impedancia para los siguientes valores: a) coeficiente de Poisson $\nu = 1/3(i=1)$, $0.45(i=2)$ y $1/2(i=3)$; b) profundidad del depósito normalizada con el radio de la cimentación $H/R = 2(j=1)$, $4(j=2)$, $6(j=3)$, $8(j=4)$ y $10(j=5)$; y profundidad de desplante de la cimentación normalizada con su radio $D/R = 1/4(k=1)$, $1/2(k=2)$ y $3/4(k=3)$, suponiendo que el

contacto de la pared lateral del cimiento con el suelo es total y nulo. En todos los casos se consideró un amortiguamiento del suelo $\zeta = 0.05$. Para valores de amortiguamiento alrededor del 5 por ciento, digamos $0.03 \leq \zeta \leq 0.07$, se pueden usar estos coeficientes de impedancia con la salvedad de incorporar el amortiguamiento de interés en la rigidez dinámica.

5. RECONOCIMIENTOS

Los autores agradecen a E Kausel y a F García-Ranz el código proporcionado para realizar los cálculos presentados en este trabajo. Asimismo, a E Rosenblueth por la revisión crítica y sus valiosas sugerencias. Este trabajo fue patrocinado por la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

6. REFERENCIAS

Gazetas G (1983), "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 1, 2-42.

Kausel E, Whitman R, Morray J y Elsabee F (1978), "The spring method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, 377-392.

Lysmer J y Drake L (1972), "A finite element method for seismology", *Methods in Computational Physics*, Volume 11: Surface Waves and Earth Oscillations, Academic Press, Nueva York.

Newmark N y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.

Tassoulas J y Kausel E (1983), "Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata", *Int. Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, 1005-1032.

Tabla 1.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/3$		$H/R = 2$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.289$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.563$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.275$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.1.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.139$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.701$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .479$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
<p>Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/4$</p>						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.065$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.058$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .469$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.1.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 11.573$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.545$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.729$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 2$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.839$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.638$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.614$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.816$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.248$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .227$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.012$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.736$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.544$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 1.3.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 6$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.490$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.387$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .147$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 6$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.956$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.885$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.517$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1

Tabla 1.5.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

		$\nu = 1/3$		$H/R = 10$		$D/R = 0$	
		$\frac{K_h^0}{GR} = 5.353$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 4.535$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.373$	
$\frac{\eta}{2\pi}$		k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1		1	1	1	1	1	1
0.9		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
0.8		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.7		0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
0.4		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
0.3		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
0.2		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
0.1		0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0		0	0	0	0	0	0

Tabla 1.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.590$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.680$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .931$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/3$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.235$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.300$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.676$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 2.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.369$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.202$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .600$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1
12	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
18	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1
20	1	1	1	1	1	1
21	1	1	1	1	1	1
22	1	1	1	1	1	1
23	1	1	1	1	1	1
24	1	1	1	1	1	1
25	1	1	1	1	1	1
26	1	1	1	1	1	1
27	1	1	1	1	1	1
28	1	1	1	1	1	1
29	1	1	1	1	1	1
30	1	1	1	1	1	1
31	1	1	1	1	1	1
32	1	1	1	1	1	1
33	1	1	1	1	1	1
34	1	1	1	1	1	1
35	1	1	1	1	1	1
36	1	1	1	1	1	1
37	1	1	1	1	1	1
38	1	1	1	1	1	1
39	1	1	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1	1
41	1	1	1	1	1	1
42	1	1	1	1	1	1
43	1	1	1	1	1	1
44	1	1	1	1	1	1
45	1	1	1	1	1	1
46	1	1	1	1	1	1
47	1	1	1	1	1	1
48	1	1	1	1	1	1
49	1	1	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1	1

Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$

$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.517$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.583$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.274$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1
12	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
18	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1
20	1	1	1	1	1	1
21	1	1	1	1	1	1
22	1	1	1	1	1	1
23	1	1	1	1	1	1
24	1	1	1	1	1	1
25	1	1	1	1	1	1
26	1	1	1	1	1	1
27	1	1	1	1	1	1
28	1	1	1	1	1	1
29	1	1	1	1	1	1
30	1	1	1	1	1	1
31	1	1	1	1	1	1
32	1	1	1	1	1	1
33	1	1	1	1	1	1
34	1	1	1	1	1	1
35	1	1	1	1	1	1
36	1	1	1	1	1	1
37	1	1	1	1	1	1
38	1	1	1	1	1	1
39	1	1	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1	1
41	1	1	1	1	1	1
42	1	1	1	1	1	1
43	1	1	1	1	1	1
44	1	1	1	1	1	1
45	1	1	1	1	1	1
46	1	1	1	1	1	1
47	1	1	1	1	1	1
48	1	1	1	1	1	1
49	1	1	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1	1

Tabla 2.4.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

$\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 0$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 5.886$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 5.417$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -1.117$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1		1		1	
0.9	0.999	0.000	0.999	0.000	0.999	0.000
0.8	0.996	0.001	0.996	0.001	0.996	0.001
0.7	0.991	0.002	0.991	0.002	0.991	0.002
0.6	0.984	0.003	0.984	0.003	0.984	0.003
0.5	0.975	0.004	0.975	0.004	0.975	0.004
0.4	0.963	0.005	0.963	0.005	0.963	0.005
0.3	0.948	0.006	0.948	0.006	0.948	0.006
0.2	0.930	0.007	0.930	0.007	0.930	0.007
0.1	0.908	0.008	0.908	0.008	0.908	0.008
0.0	0.882	0.009	0.882	0.009	0.882	0.009

Tabla 2.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.399$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.987$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.397$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.949$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.226$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -0.464$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	1

Tabla 2.5.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 0.45$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.229$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 9.969$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .1355$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 0.45$ $H/R = 10$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.830$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.223$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.466$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.1.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/2$		$H/R = 2$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.144$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.385$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .257$	
	K_h	C_h	K_r	C_r	K_{hr}	C_{hr}
1	1		1		1	
0.9						
0.8						
0.7						
0.6						
0.5						
0.4						
0.3						
0.2						
0.1						
0						

Tabla 3.2.2 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.687$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 8.199$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .724$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 4$ $D/R = 1/4$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 7.945$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.374$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.112$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	

Tabla 3.3.1 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

	$\nu = 1/2$		$H/R = 6$		$D/R = 0$	
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 6.435$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 6.451$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = .025$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	
0.9	1		1		1	
0.8	1		1		1	
0.7	1		1		1	
0.6	1		1		1	
0.5	1		1		1	
0.4	1		1		1	
0.3	1		1		1	
0.2	1		1		1	
0.1	1		1		1	

Tabla 3.4.3 Rigideces estáticas y coeficientes de impedancia

Pared lateral: contacto total $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 9.804$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 11.706$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = 1.492$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1	1	1		1	1
Pared lateral: contacto nulo $\nu = 1/2$ $H/R = 8$ $D/R = 1/2$						
$\frac{\eta}{2\pi}$	$\frac{K_h^0}{GR} = 8.563$		$\frac{K_r^0}{GR^3} = 7.339$		$\frac{K_{hr}^0}{GR^2} = -.337$	
	k_h	c_h	k_r	c_r	k_{hr}	c_{hr}
1	1		1		1	1



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO IV

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS

SUELO-ESTRUCTURA

ING. JAVIER AVILES

*JULIO
1992*

PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA

Javier Avilés,^{1,2} Eduardo Pérez-Rocha,^{2,3} H Raúl Aguilar²

RESUMEN

Usualmente, los efectos de la interacción suelo-estructura considerados en el diseño son, con excepción de la ductilidad, aquéllos debidos a la interacción inercial, es decir, el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento del modo fundamental. Para ello es necesario conocer el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible, teniendo en cuenta los parámetros característicos que controlan la interacción..

Las soluciones disponibles para la determinación de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura son generalmente aplicables al caso de suelos homogéneos y cimentaciones superficiales, esto es, no se tienen en cuenta los efectos del sitio ni la influencia del enterramiento del cimiento. Además, la mayoría de dichas soluciones son aproximadas lo que conlleva a que en estructuras esbeltas se reduzca el amortiguamiento estructural, lo cual parece ser falso.

En este trabajo se presentan dos soluciones, una aproximada y otra rigurosa, para la determinación de periodos y amortiguamientos efectivos de estructuras desplantadas en depósitos de suelo estratificados, considerando la profundidad de desplante del cimiento y la variación con la frecuencia de excitación de la rigidez dinámica de la cimentación. Asimismo, aplicando la solución rigurosa se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura que cubre la mayor parte de situaciones que se presentan en la práctica y son de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico para evaluar los efectos de la interacción inercial en el modo fundamental.

¹ Instituto de Investigaciones Eléctricas

² Centro de Investigación Sísmica AC, FJBS

³ Facultad de Ingeniería, UNAM

1. INTRODUCCION

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en amortiguamiento y la reducción en ductilidad de la estructura supuesta con apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema suelo-estructura. Por su parte, la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación, origina torsión y cabeceo en ésta por su efecto promediador y filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Para la mayoría de las estructuras resulta conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de amplificación de sitio sean considerados al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno el cual se asigna como la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación. En general, esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

El periodo fundamental de un sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre suelo indeformable. El amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa aparentemente una pérdida

del amortiguamiento estructural, es posible que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía por el suelo no compense tal pérdida. Por último, se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico (Rosenblueth y Reséndiz, 1988) cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Estas modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. Usualmente, los criterios de interacción suelo-estructura para fines de diseño consideran los efectos de interacción sólo en el periodo fundamental y el amortiguamiento. A pesar de que se introducen errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

En este trabajo se presentan dos soluciones, una aproximada y otra rigurosa, para calcular el periodo y amortiguamiento efectivos de un sistema suelo-estructura formado por un oscilador equivalente a la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y por un estrato equivalente al depósito de suelo original. Estas soluciones son de gran utilidad para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura en el modo fundamental, considerando explícitamente aspectos importantes tales como el enterramiento de la cimentación, la profundidad del depósito de suelo y la variación con la frecuencia de la rigidez dinámica de la cimentación, entre otros. Asimismo, aplicando la solución rigurosa se elaboró un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura que cubre la mayor parte de situaciones que se presentan en la práctica.

2. SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA

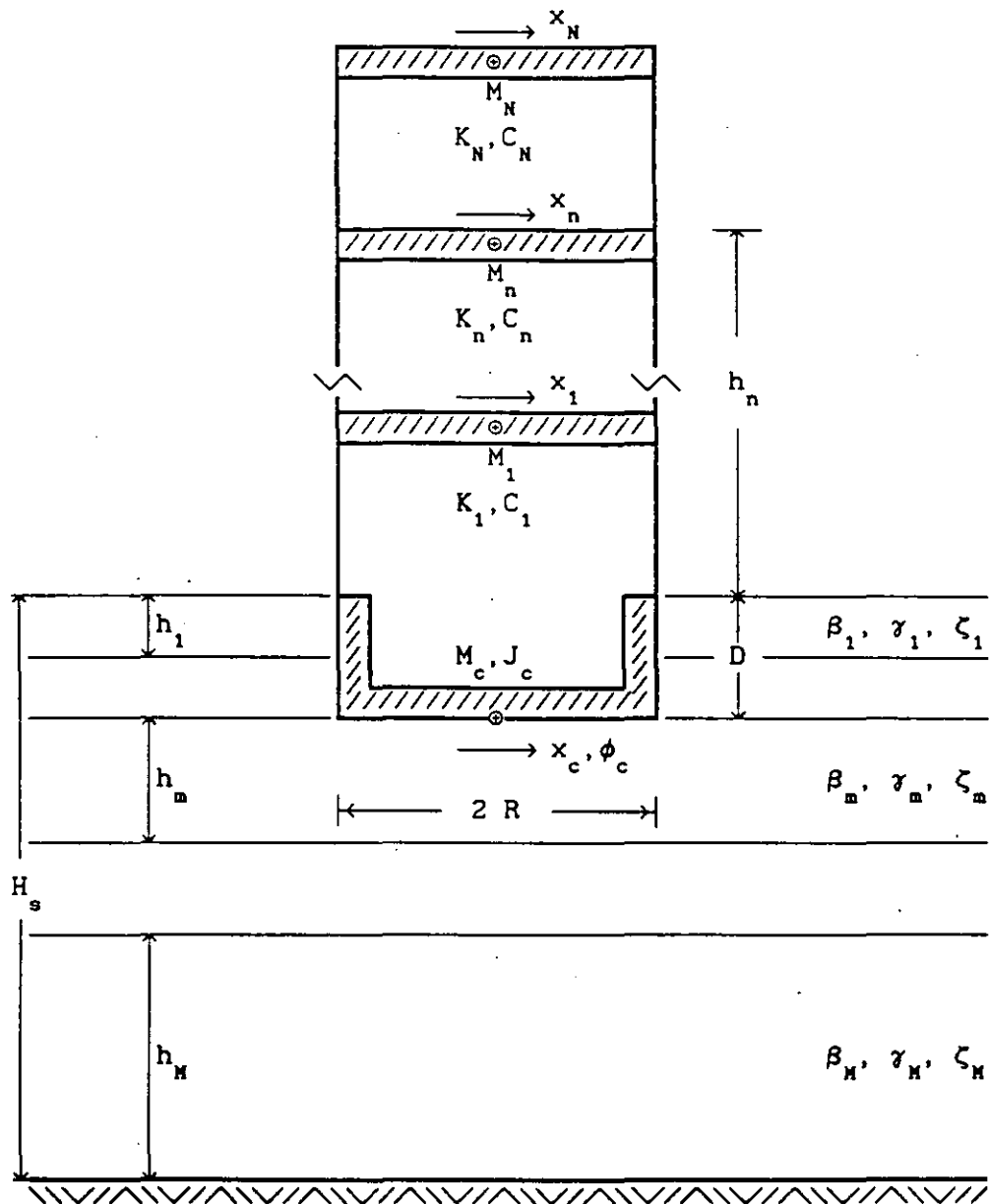


Fig. 1 Sistema suelo-estructura

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificados, el sistema suelo-estructura se puede idealizar adecuadamente como se muestra en la fig. 1. Se trata de una estructura

con N grados de libertad en traslación horizontal, apoyada sobre una cimentación superficial infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y otro de rotación o cabeceo. La cimentación se desplanta en un depósito de suelo estratificado horizontalmente con M estratos.

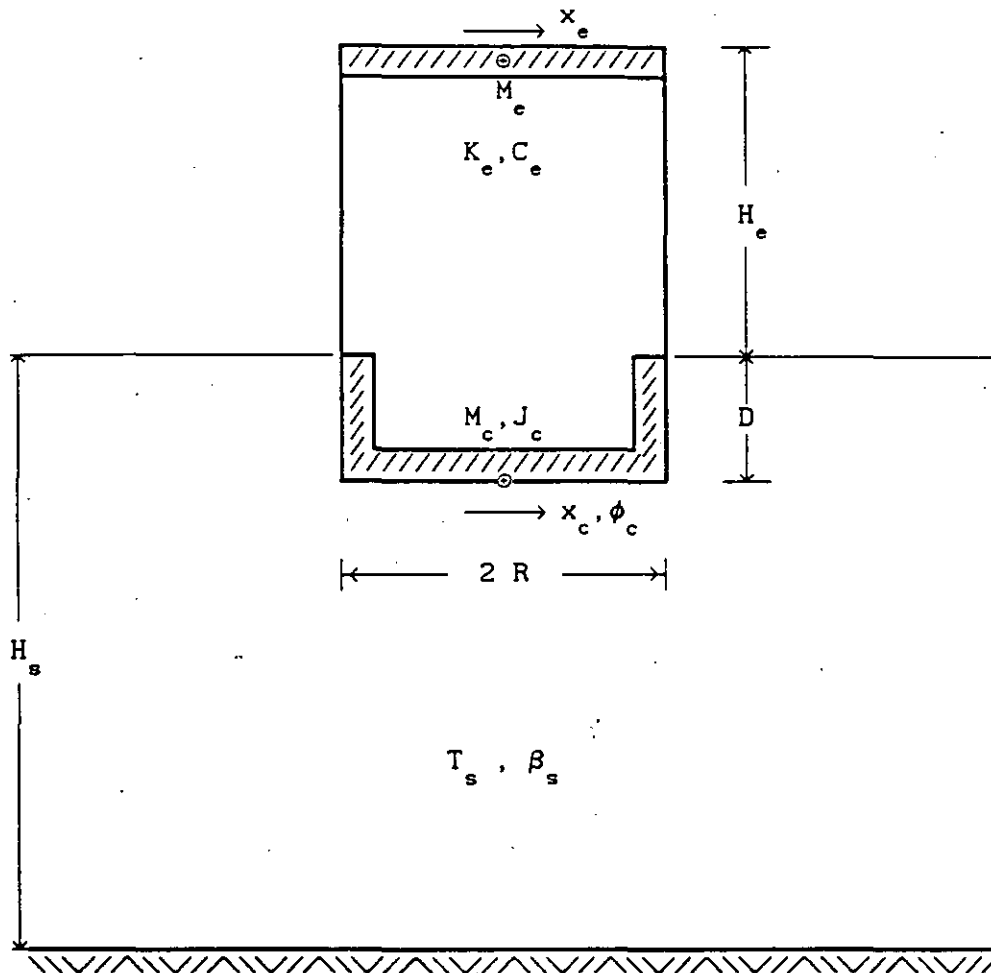


Fig. 2 Sistema suelo-estructura equivalente

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto simple, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema

equivalente que se muestra en la fig. 2.

En el sistema equivalente, la estructura y el estrato se deben interpretar como elementos equivalentes a la estructura con varios grados de libertad y el depósito de suelo estratificado, respectivamente, con los que se obtiene igual respuesta ante una perturbación dada. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo y amortiguamiento del modo fundamental, la masa y altura efectivas; en tanto que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante y la velocidad media del sitio (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Los parámetros modales del modelo simplificado se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida, e igualando el cortante basal y momento de volteo en dicho modo con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a los siguientes parámetros efectivos:

$$M_e = \frac{(Z_1^T M_o J)^2}{Z_1^T M_o Z_1} \quad (1)$$

$$K_e = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (2)$$

$$C_e = 4\pi\zeta_e \frac{M_e}{T_e} \quad (3)$$

$$H_e = \frac{Z_1^T M_e H}{Z_1^T M_o J} \quad (4)$$

donde T_e y ζ_e son el periodo y amortiguamiento, respectivamente, del modo fundamental Z_1 de la estructura supuesta con base indeformable y M_o su matriz de masa; J es un vector formado por unos y H un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel, es decir

$H = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$. En estas condiciones, M_e se debe interpretar como la masa efectiva de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental y H_e como la altura del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

El periodo y amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representarán el periodo y amortiguamiento efectivos, \bar{T}_e y $\bar{\zeta}_e$, del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo. Estos parámetros efectivos se pueden determinar resolviendo aproximada o rigurosamente la ecuación matricial de equilibrio dinámico del sistema equivalente, la cual resulta ser

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -\ddot{x}_0(t) M_0 \quad (5)$$

donde $x_s = \{x_e, x_c, \phi_c\}^T$ es el vector de coordenadas generalizadas del sistema equivalente, siendo x_e la deformación de la estructura, x_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre x_0 y ϕ_c la rotación de la cimentación; t significa tiempo. Además,

$$M_0 = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

es un vector de carga, mientras que

$$M_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e(H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e(H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) + M_c D/2 & M_e(H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (9)$$

son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del sistema equivalente; M_c es la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base del cimientamiento y D la profundidad de desplante de la cimentación, K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados. Estos amortiguamientos y rigideces definen las funciones de impedancia de la cimentación, las cuales dependen de la frecuencia de excitación y representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

Por las características de su amortiguamiento, el sistema equivalente no posee modos naturales clásicos de vibración, sino modos no clásicos; es decir, sus modos naturales de vibración no necesariamente existen en el dominio real, sino en el complejo. Por ello y en vista de que las rigideces dinámicas de la cimentación dependen de la frecuencia de excitación, los modos y frecuencias naturales del sistema equivalente no se pueden tratar como un problema de valores característicos lineal.

2.1 Periodos y amortiguamientos efectivos aproximados

La solución aproximada del sistema equivalente se obtendrá despreciando la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento en la rigidez dinámica de la cimentación. Por otra parte, si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_c(t) = X_c e^{i\omega t}$, $\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$ y $\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$. En estas condiciones, la ec. 5 se reduce a

$$\left[\begin{array}{ccc} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{array} \right] + i\omega \left[\begin{array}{ccc} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{array} \right] - \omega^2 \left[\begin{array}{ccc} M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e & M_e & M_e(H_e+D) \\ M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D) & M_e(H_e+D)^2 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_e \\ X_c \\ \phi_c \end{array} \right\} = -\ddot{X}_0 \left\{ \begin{array}{c} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e+D) \end{array} \right\} \quad (10)$$

donde X_e , X_c , ϕ_c y \ddot{X}_0 son las amplitudes de x_e , x_c , ϕ_c y \ddot{x}_0 , respectivamente; ω es la frecuencia de excitación. Dividiendo el primero y segundo renglones de esta ecuación entre $\omega^2 M_e$ y el tercero entre $\omega^2 M_e (H_e+D)$, se llega a

$$\left[\begin{array}{ccc} \omega_e^2/\omega^2(1+i2\zeta'_e) - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \omega_h^2/\omega^2(1+i2\zeta'_h) - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \omega_r^2/\omega^2(1+i2\zeta'_r) - 1 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_e \\ X_c \\ (H_e+D)\phi_c \end{array} \right\} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \\ 1 \end{array} \right\} \quad (11)$$

en donde $\zeta'_e = (\omega/\omega_e)\zeta_e$. Además, ω_e es la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base indeformable y ω_h y ω_r son las frecuencias naturales de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente; dichas frecuencias están dadas por las siguientes expresiones:

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e} \quad (12)$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (13)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e(H_e+D)^2} \quad (14)$$

Asimismo, ζ_e es el amortiguamiento viscoso de la estructura con base rígida y ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos viscosos del suelo en el modo de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente; dichos amortiguamientos están dados por las siguientes expresiones:

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2 K_e} \quad (15)$$

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2 K_h} \quad (16)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2 K_r} \quad (17)$$

Ahora bien, resolviendo el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ec. 11 se encuentra que la deformación de la estructura puede expresarse de la siguiente forma

$$\left[1 + 12\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 12\zeta_e'}{1 + 12\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 12\zeta_e'}{1 + 12\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_e = - \ddot{X}_0 \quad (18)$$

La frecuencia y el amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible se pueden obtener igualando las partes real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del sistema equivalente con las correspondientes de un oscilador de reemplazo cuya frecuencia natural es igual a la frecuencia efectiva (Wolf 1985).

La pseudoaceleración del oscilador de reemplazo, sujeto al mismo movimiento del terreno \ddot{X}_0 del sistema equivalente, está dada por la expresión (Clough y Penzien 1975)

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = - \ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i 2 \tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \quad (19)$$

De acuerdo con la ec. 18, si se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema equivalente se reduce a

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + i2 \left[\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_h^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right] \right]^{-1} \quad (20)$$

Para la condición de resonancia, $\omega = \tilde{\omega}_e$, la igualación de las partes reales de las ecs. 19 y 20 conduce a que la frecuencia efectiva de la estructura con base flexible sea

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (21)$$

De la misma forma, la igualación de las partes imaginarias conduce a que el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible sea

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \zeta_h \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \zeta_r \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (22)$$

Los amortiguamientos del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación son más elevados que el amortiguamiento de la estructura, en especial el amortiguamiento en traslación. En consecuencia, el despreciar los términos de amortiguamiento de segundo orden introduce errores significativos que se traducen en una sobrestimación del amortiguamiento efectivo, la cual crece conforme la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo aumenta.

Considerando los términos de amortiguamiento de segundo orden y procediendo de manera similar a cuando se desprecian, el amortiguamiento efectivo de la estructura con base flexible resulta ser

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 4\zeta_h^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 4\zeta_r^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (23)$$

Con esta aproximación se subestima el amortiguamiento efectivo, cometiéndose un error que crece con la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo.

En vista de lo anterior, a partir de la forma de las ecs. 22 y 23 se realizó un análisis paramétrico a fin de encontrar una aproximación satisfactoria para el amortiguamiento efectivo, obteniéndose que

$$\zeta_e = \zeta_e \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right]^2 \quad (24)$$

Esta expresión es suficientemente aproximada para el rango de rigideces relativas de la estructura respecto al suelo que cubre la mayor parte de situaciones de interés práctico.

Cabe destacar que el periodo efectivo del sistema suelo-estructura definido como

$$\tilde{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (25)$$

donde $T_h = 2\pi/\omega_h$ y $T_r = 2\pi/\omega_r$, se debe determinar vía aproximaciones sucesivas. Como primera aproximación, el periodo efectivo se puede estimar usando las rigideces estáticas. Si en lugar de éstas se emplean las rigideces dinámicas evaluadas para la frecuencia fundamental ω_e se mejora la aproximación. Es posible obtener una aproximación aún mejor si el periodo efectivo se calcula mediante iteraciones, empezando con ω_e y terminando con la frecuencia efectiva $\tilde{\omega}_e$. En cambio, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura se determina directamente, teniendo en cuenta que $\omega = \tilde{\omega}_e$ al calcular los amortiguamientos del suelo ζ_h y ζ_r .

2.2 Periodos y amortiguamientos efectivos rigurosos

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico, $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$, en el estado estacionario la respuesta del sistema equivalente se expresa como $x_s(t) = X_s e^{i\omega t}$. En consecuencia, la ec. 5 se reduce a

$$\left[K_s + i \omega C_s - \omega^2 M_s \right] X_s = - \ddot{X}_0 M_0 \quad (26)$$

En vista de que el sistema equivalente carece de modos naturales clásicos de vibración y las matrices de rigidez y amortiguamiento dependen de la frecuencia de excitación, el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo se obtienen resolviendo directamente la ec. 26 a fin de calcular espectros de respuesta en frecuencia como el que se muestra en la fig. 3, los cuales tienen como abscisas el periodo de excitación normalizado con respecto al periodo de la estructura con base rígida, T/T_e , y como ordenadas la pseudoaceleración de la estructura con base flexible normalizada con respecto a la aceleración del terreno, $\omega_e^2 X_e / \ddot{X}_0$. Los espectros de respuesta así obtenidos son realmente las funciones de transferencia del sistema equivalente, definidas por la aceleración total de la estructura con base flexible entre la aceleración del terreno. Las frecuencias y amplificaciones resonantes de estas funciones de transferencia están asociadas con el periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, de la estructura interactuando con el suelo.

El periodo y amortiguamiento efectivos pueden interpretarse como los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en la estructura del sistema equivalente, para la misma excitación armónica estacionaria de la base. Este razonamiento conduce a igualar las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas del sistema y el oscilador.

Según la ec. 19, la magnitud del valor resonante de la pseudoaceleración del oscilador de reemplazo vale

$$\frac{\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e^{\max}}{\ddot{X}_0} = \frac{1}{2\tilde{\zeta}_e} \quad (27)$$

Igualando esta magnitud con la de la pseudoaceleración correspondiente al pico resonante del espectro de respuesta del sistema equivalente, el amortiguamiento efectivo se determina como

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{2} \frac{\ddot{X}_0}{\omega_e^2 \tilde{X}_e^{\max}} \quad (28)$$

Mientras que el periodo efectivo simplemente es igual al periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante del espectro de respuesta.

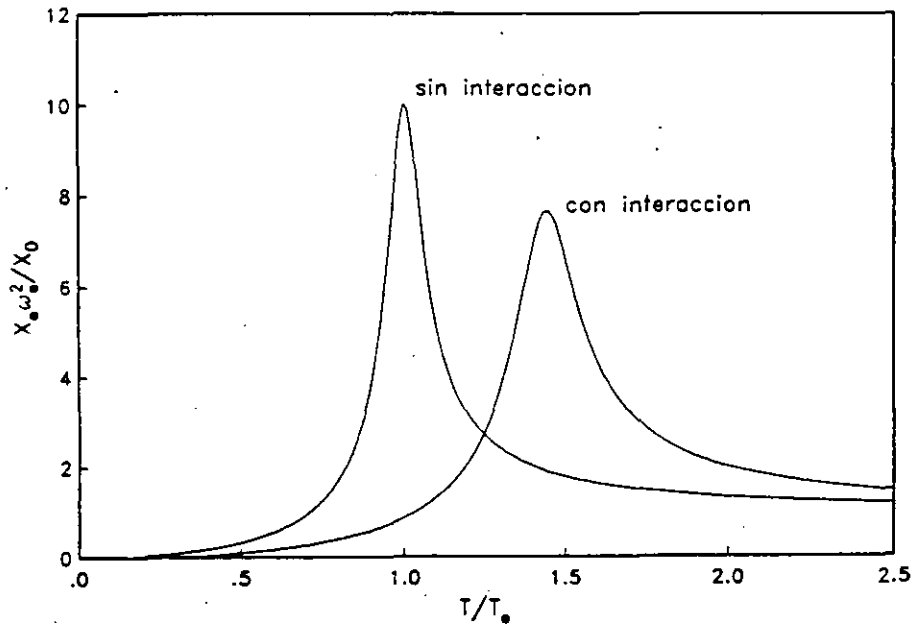


Fig. 3 Espectros de respuesta del sistema equivalente con y sin interacción

Con este enfoque (Veletsos 1977), los espectros de respuesta en frecuencia para el sistema equivalente y el oscilador de reemplazo concuerdan en un amplio rango de frecuencias de excitación en ambos lados del periodo de resonancia. Esto sugiere que para movimiento

sísmico las respuestas máximas del sistema y el oscilador serán parecidas, ya que la excitación transitoria se puede tratar como una combinación lineal de movimientos estacionarios con diferentes periodos y amplitudes, y porque los componentes de excitación con periodo semejante al resonante son los que producen la mayor respuesta.

2.3 Calibración de la solución aproximada con respecto a la rigurosa

Con objeto de calibrar la solución aproximada con respecto a la rigurosa, en las figs. 4 y 5 se muestran variaciones del periodo y amortiguamiento efectivos, respectivamente, calculados con las técnicas rigurosa (línea continua) y aproximada (línea discontinua) para sistemas suelo-estructura cuyos parámetros característicos son: $\tilde{m} = 0.2$, $\tilde{j} = 0.05$, $\tilde{\rho} = 0.15$, $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $\tilde{h}_s = 5$, $\tilde{d} = 0.25$ y $\tilde{h}_e = 1$ y 5; el significado de cada una de estas cantidades se presenta en el siguiente inciso. Estos resultados se calcularon empleando funciones de impedancia aproximadas (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

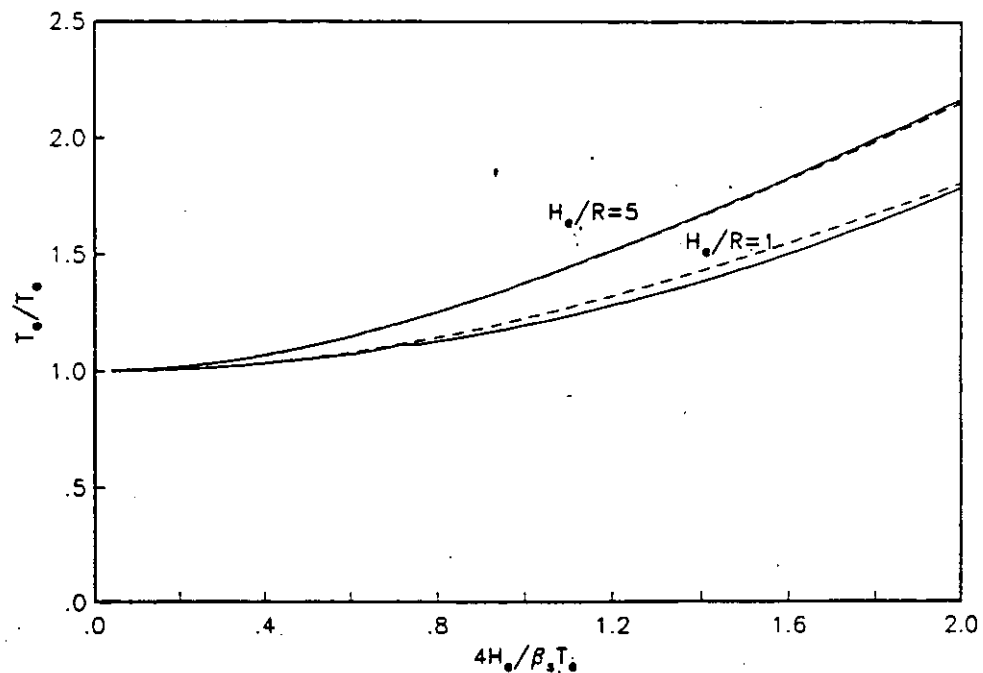


Fig. 4 Periodos efectivos aproximados (---) y rigurosos (—) para un sistema suelo-estructura típico

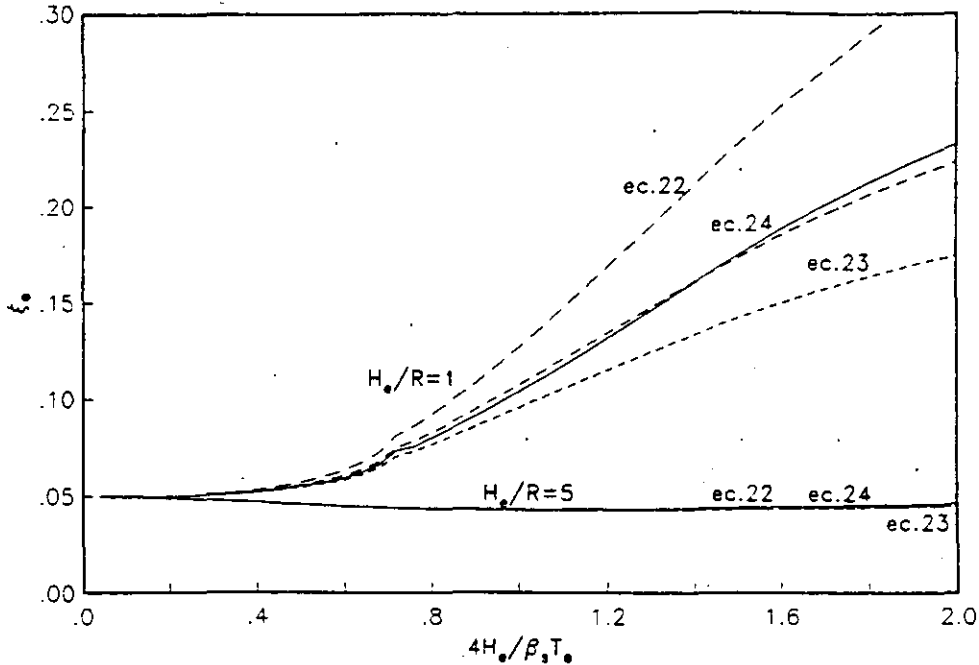


Fig. 5 Amortiguamientos efectivos aproximados (---) y rigurosos (—) para un sistema suelo-estructura típico

Con base en resultados similares se concluyó que las aproximaciones para el periodo y amortiguamiento efectivos son excelentes para aquellos sistemas suelo-estructura donde la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo cumpla con la condición $0 < 4H_0/\beta_s T_e < 2$. Asimismo, se encontró que los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento son despreciables cuando el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo cumpla con la condición $4H_0/\beta_s T_e < 0.2$.

3. PARAMETROS CARACTERISTICOS DE LA INTERACCION

La interacción inercial depende de numerosos parámetros tanto del suelo como de la estructura. Para fines de aplicación práctica es conveniente identificar los parámetros adimensionales que son característicos de los sistemas suelo-estructura, así como conocer la importancia y los rangos

de variación de cada uno de ellos. En lo que sigue se especifican tales parámetros y se fijan los valores adecuados a fin de determinar periodos y amortiguamientos efectivos de utilidad en el diseño.

Los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento se encuentran controlados por los parámetros característicos que se indican a continuación:

1. Relación de masas entre la cimentación y la estructura, definida como

$$\tilde{m} = \frac{M_c}{M_e} \quad (29)$$

la cual generalmente varía entre 0.1 y 0.3. Este parámetro prácticamente no influye en la respuesta de sistemas suelo-estructura, como se observa en la fig. 6, de suerte que al despreciarlo se introducen errores insignificantes; sin embargo, se considerará el valor intermedio $\tilde{m} = 0.2$.

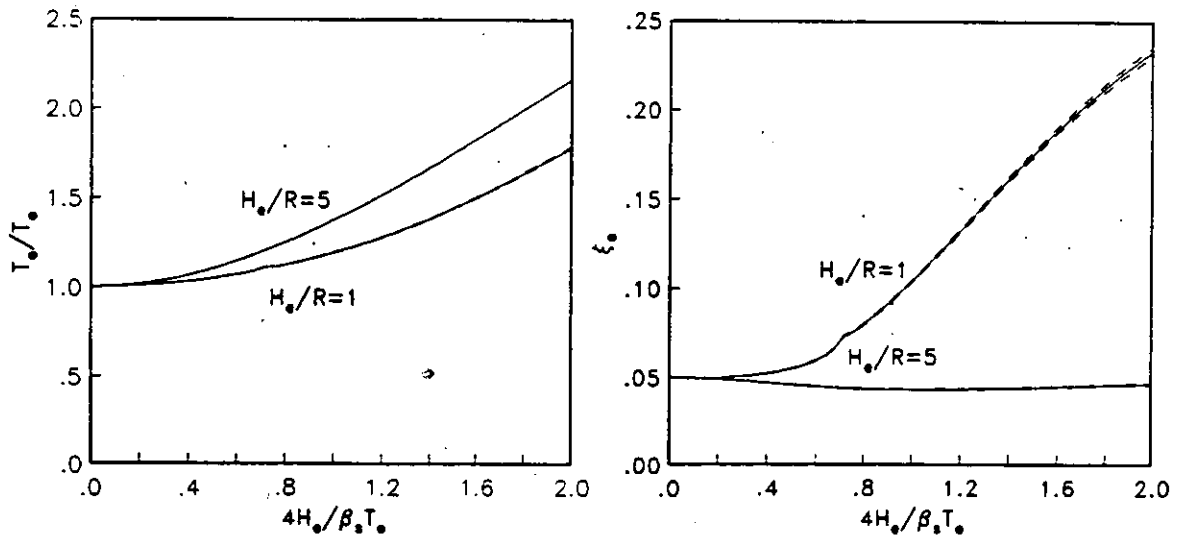


Fig. 6 Influencia de la relación de masas \tilde{m} en el periodo y amortiguamiento efectivos

2. Relación de momentos de inercia de masa entre la cimentación y la estructura, definida por

$$\tilde{j} = \frac{J_c}{M_e (H_e + D)^2} \quad (30)$$

cuyos valores son en general menores que 0.1. Ya que este parámetro tampoco influye significativamente en la respuesta de sistemas suelo-estructura, como se observa en la fig. 7, se considerará el valor $\tilde{j} = 0.05$.

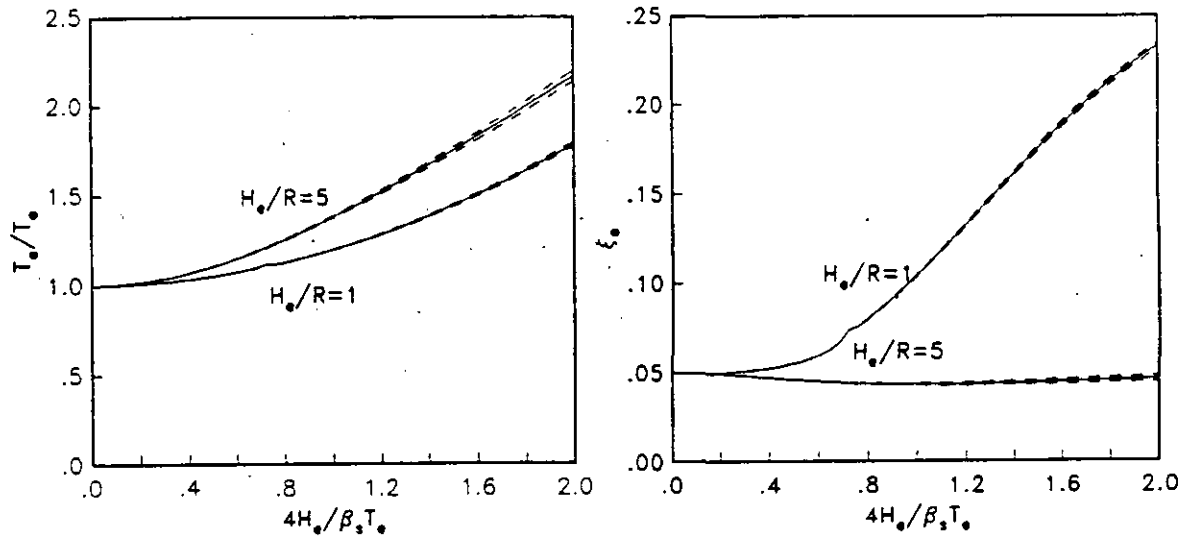


Fig. 7 Influencia de la relación de momentos de inercia \tilde{j} en el periodo y amortiguamiento efectivos

3. Densidad relativa de la estructura respecto al suelo, definida como

$$\tilde{\rho} = \frac{M_e}{\rho_s \pi R^2 H_e} \quad (31)$$

la cual generalmente varía entre 0.1 y 0.2. La variación de este parámetro tiene poca influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura, como se observa en la fig. 8, por lo que se considerará el valor intermedio $\tilde{\rho} = 0.15$.

4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura, ζ_s y ζ_e . La influencia del amortiguamiento en la respuesta de sistemas suelo-estructura es determinante. Aunque su rango de variación está comprendido normalmente entre el 2 y 10 por ciento, tanto para el suelo como para la estructura, usualmente se utiliza en la práctica un valor típico de 5 por ciento.

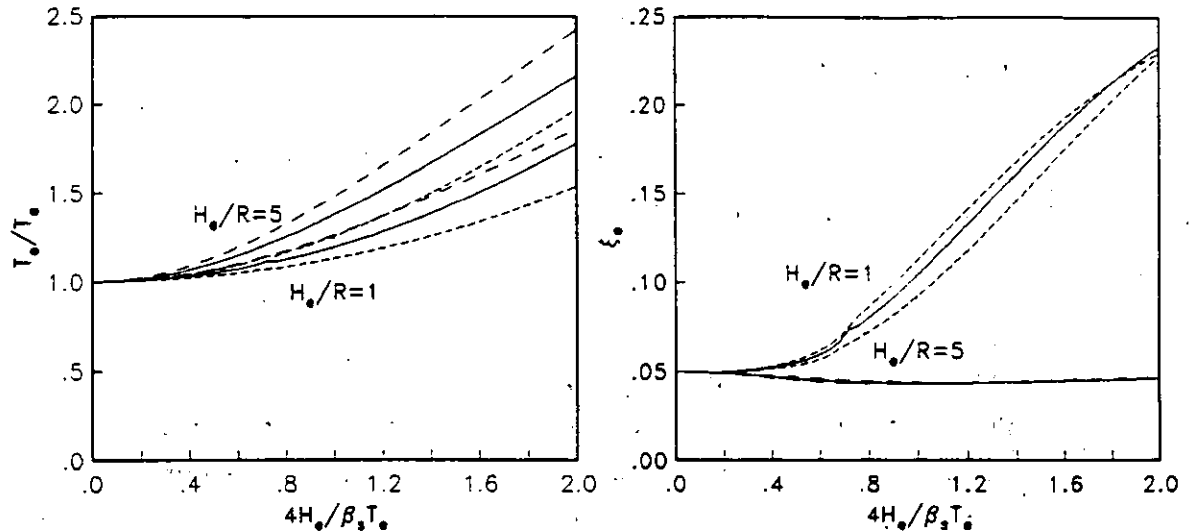


Fig. 8 Influencia de la densidad relativa $\tilde{\rho}$ en el periodo y amortiguamiento efectivos

5. Relación de Poisson del suelo, ν_s . La respuesta de sistemas suelo-estructura depende significativamente de este parámetro. Los valores típicos que comúnmente se emplean en la práctica son 1/3 para suelos granulares, 0.45 para suelos plásticos y 1/2 para arcillas saturadas.
6. Profundidad relativa del depósito de suelo, dada por

$$\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R} \quad (32)$$

Los efectos de sitio en la interacción inercial son parcialmente función de este parámetro. Por su importancia, se considerarán los valores $\tilde{h}_s = 2, 3, 4, 5, 6, 8$ y 10.

6. REFERENCIAS

Avilés J y Pérez-Rocha E (1992), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra*, Vol. 2, No. 1.

Clough R W y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.

Rosenblueth E y Reséndiz D (1988), "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 509.

Veletsos A S (1977), "Dynamics of structure-foundation systems", *Structural and Geotechnical Mechanics*, Ed. W J Hall, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

Wolf J P (1985), *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Nueva Jersey.

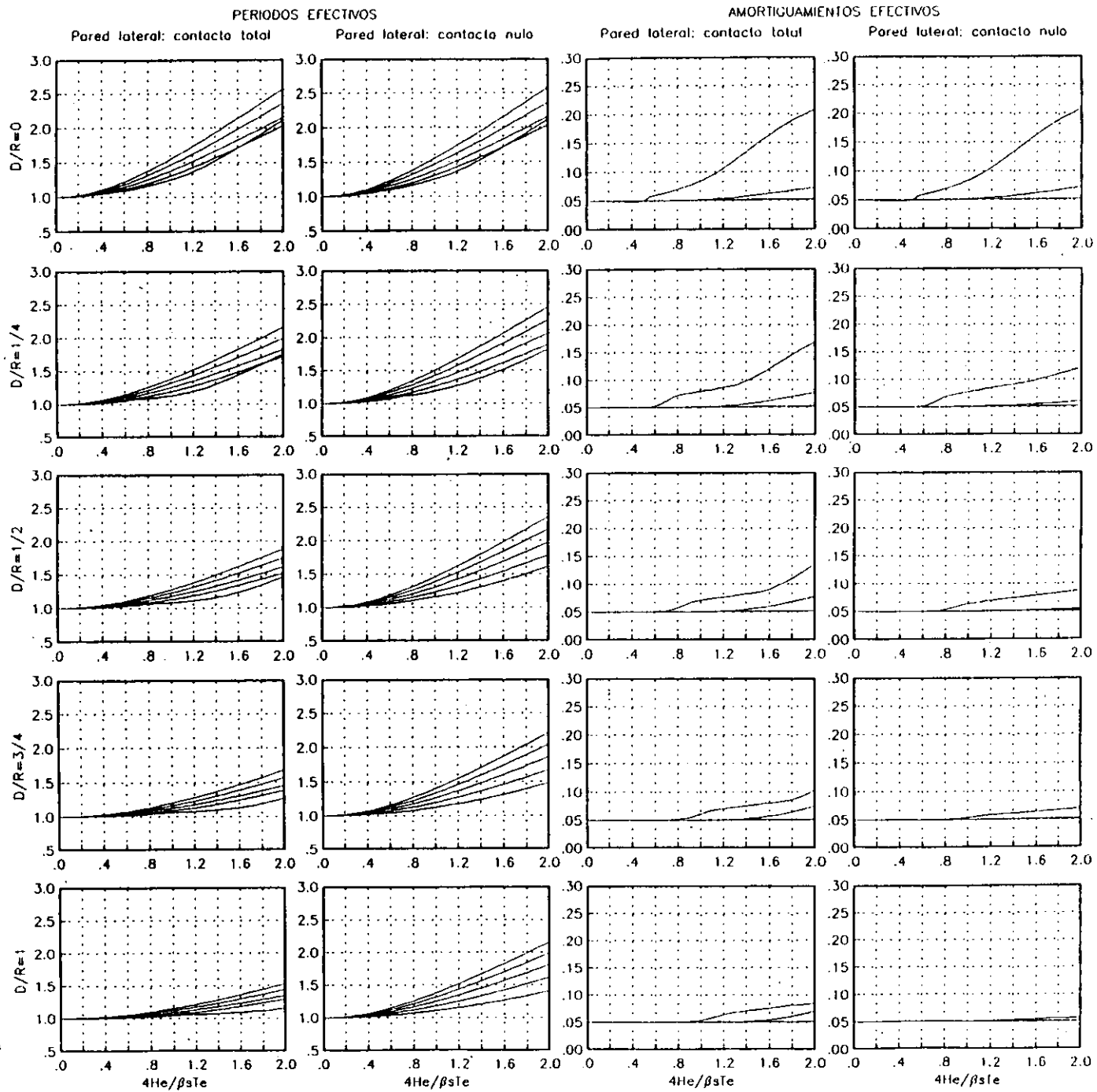


Fig. 1.1

27

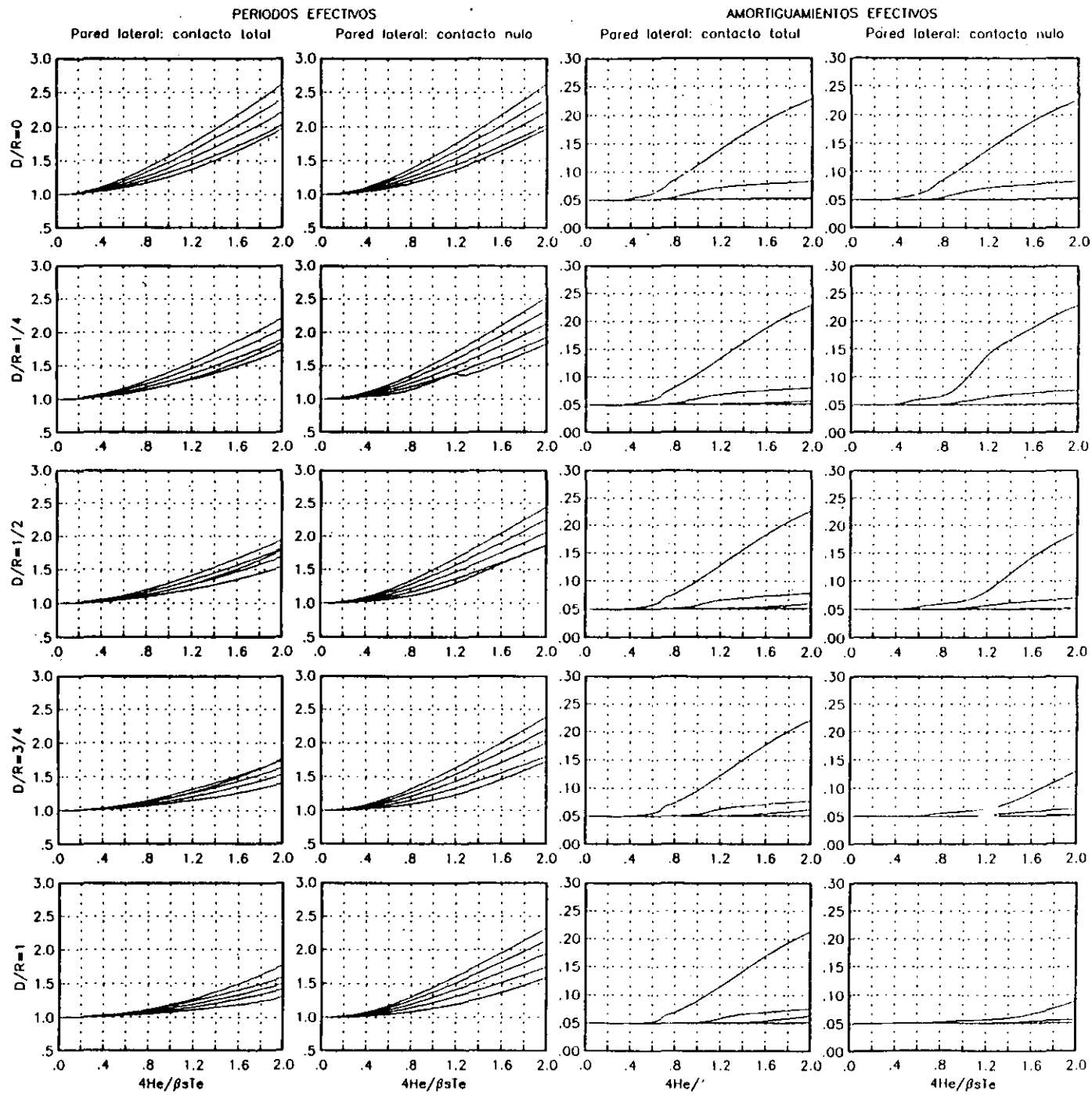


Fig. 1.2

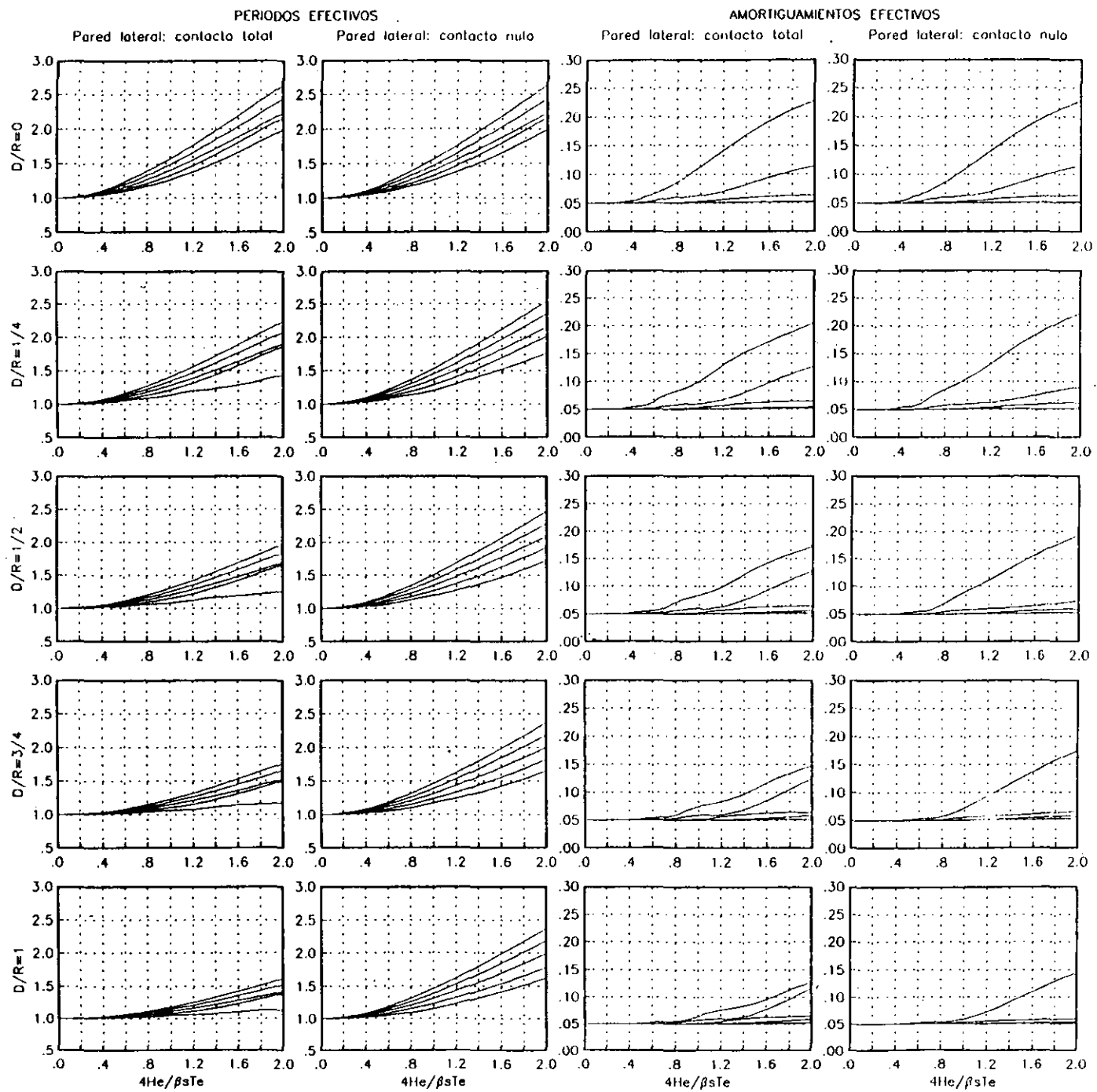


Fig. 1.3

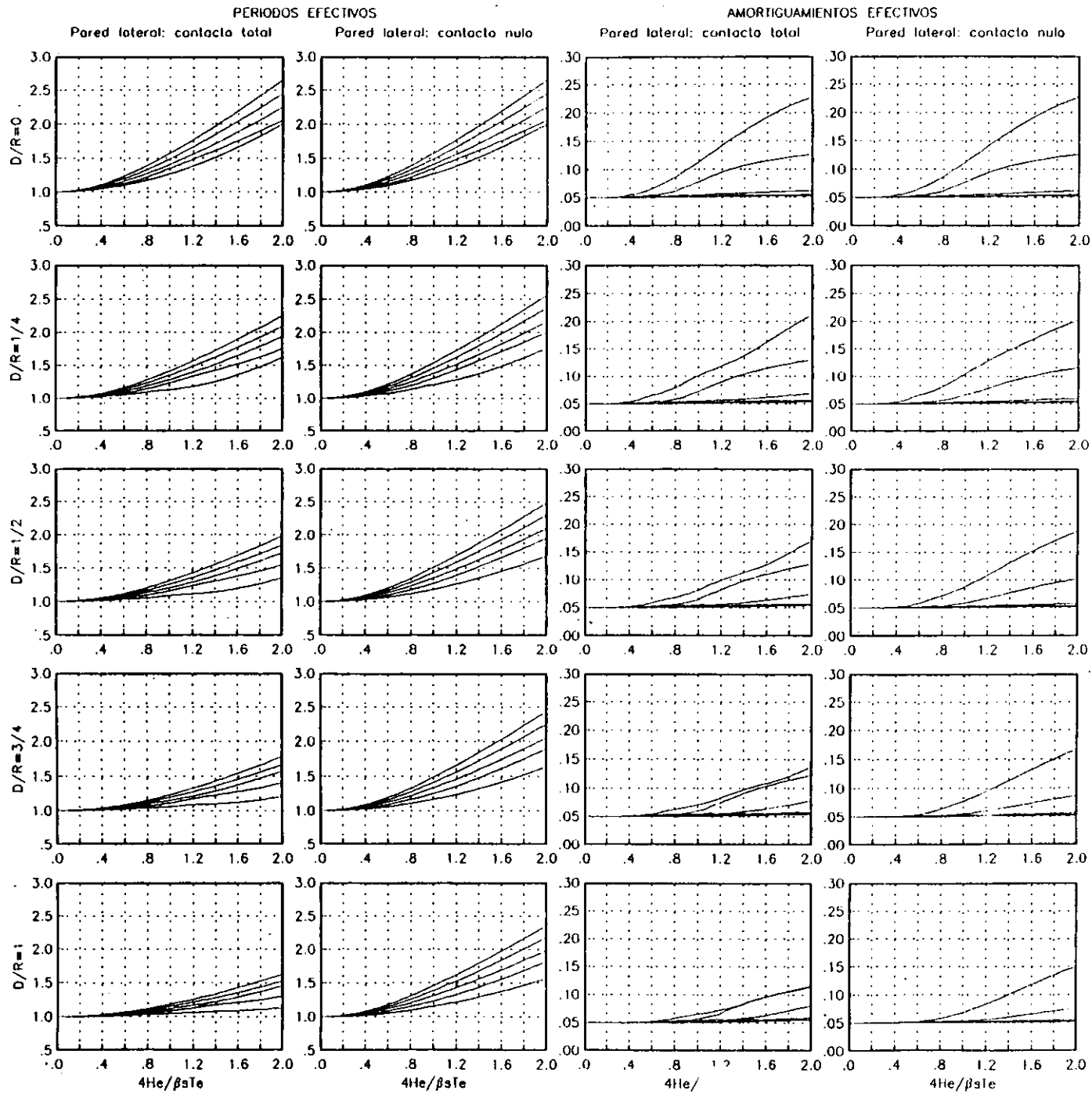


Fig. 1.4

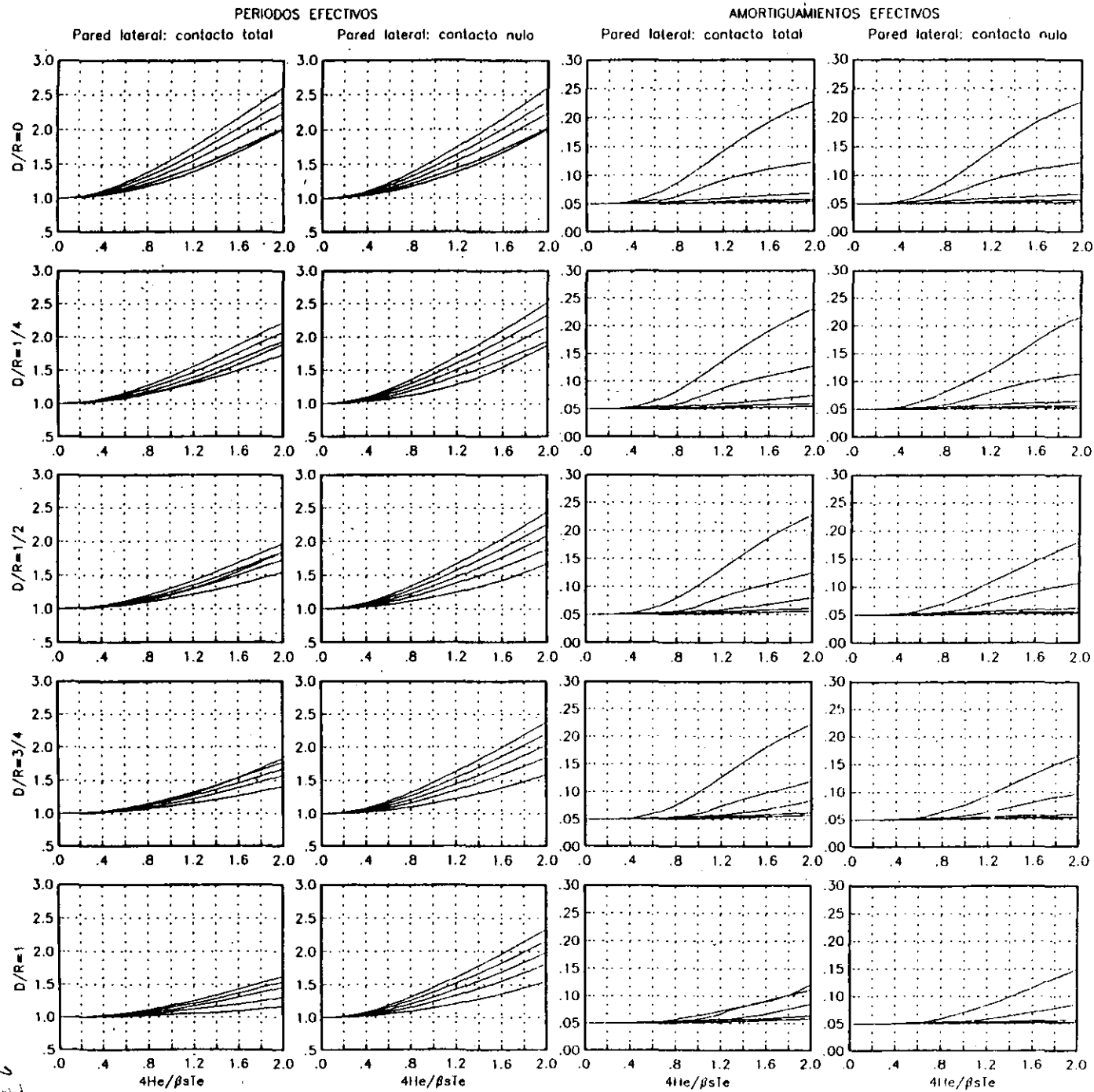


Fig. 1.5

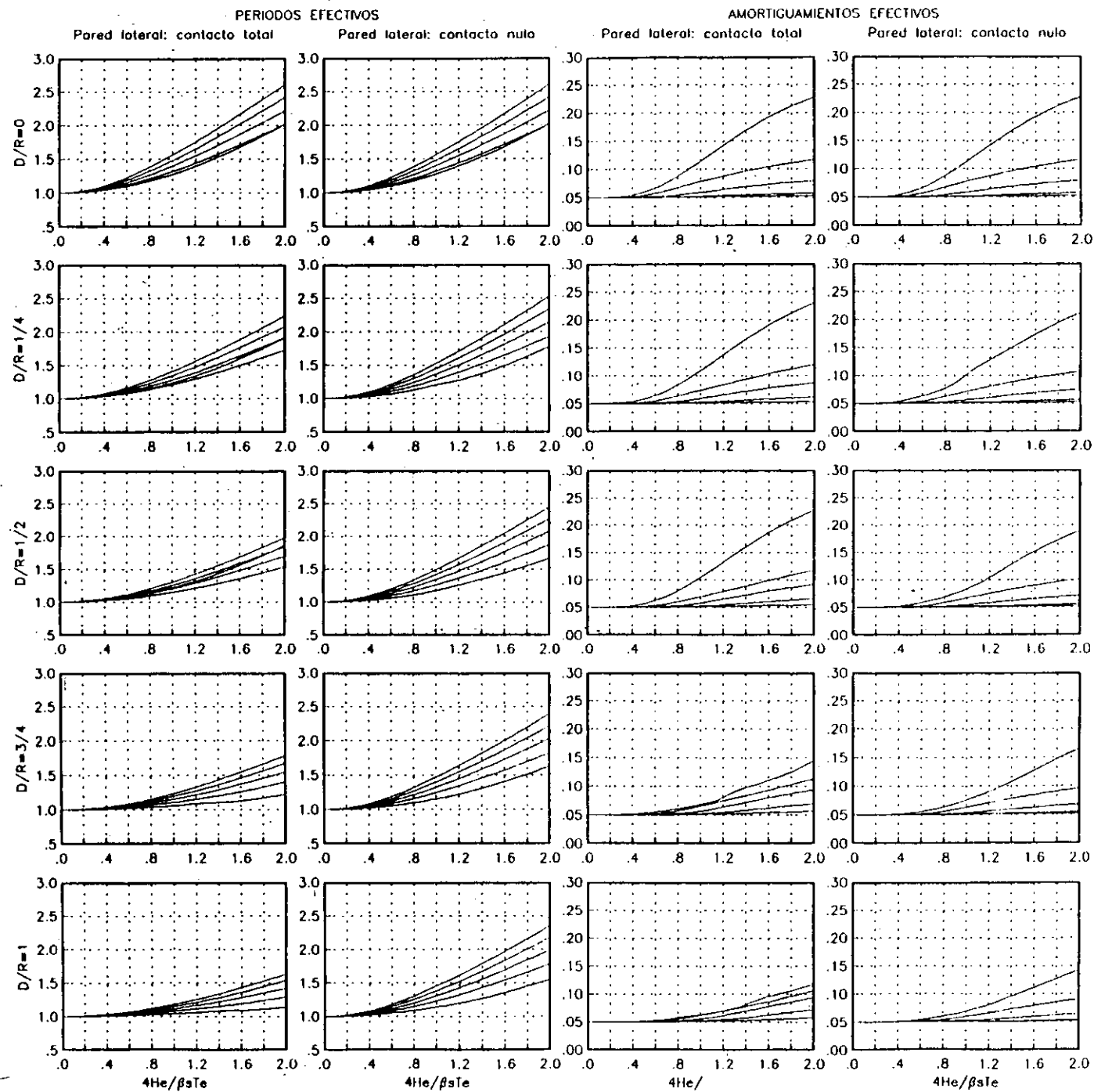


Fig. 1.6

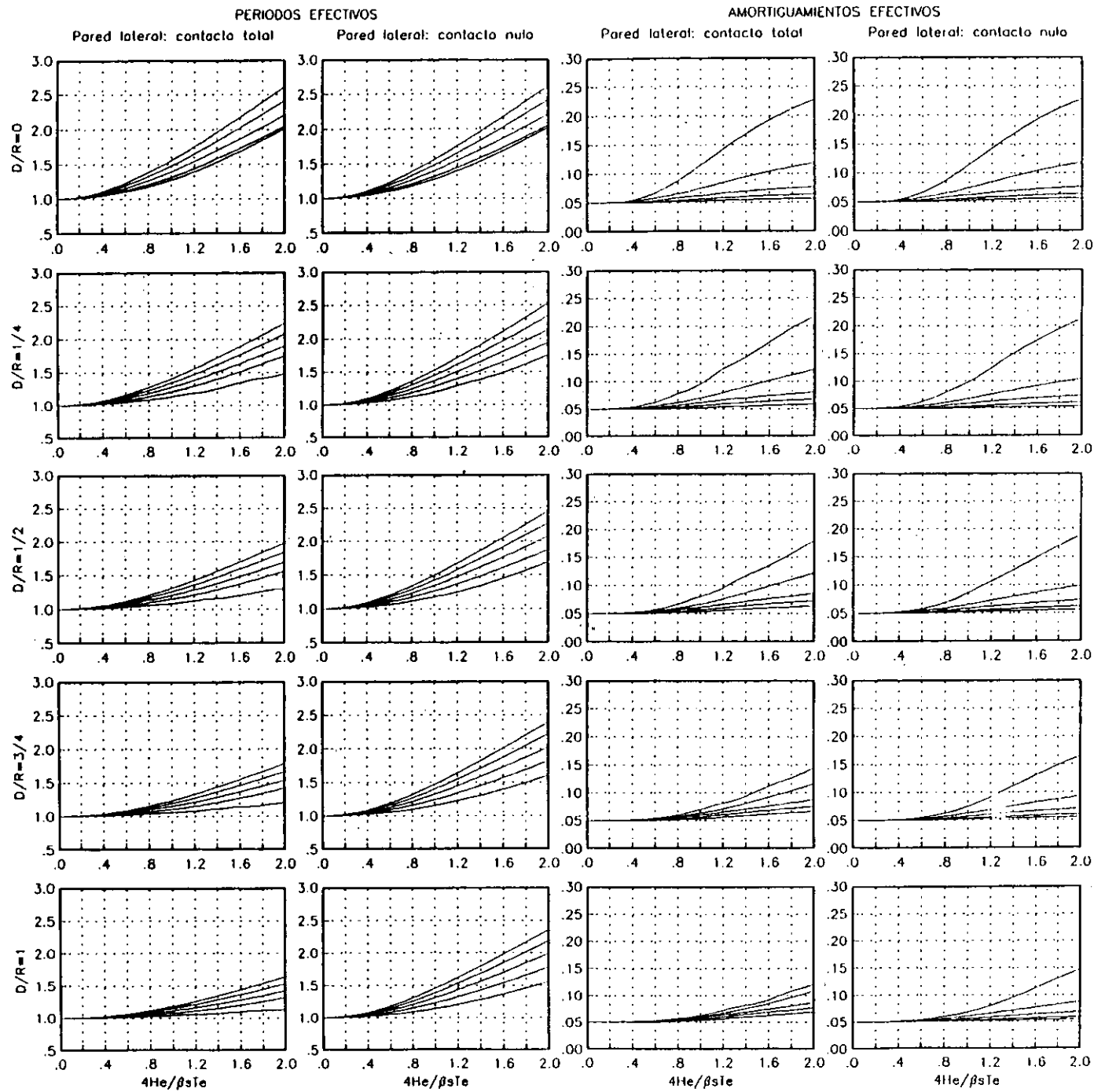


Fig. 1.7

bv

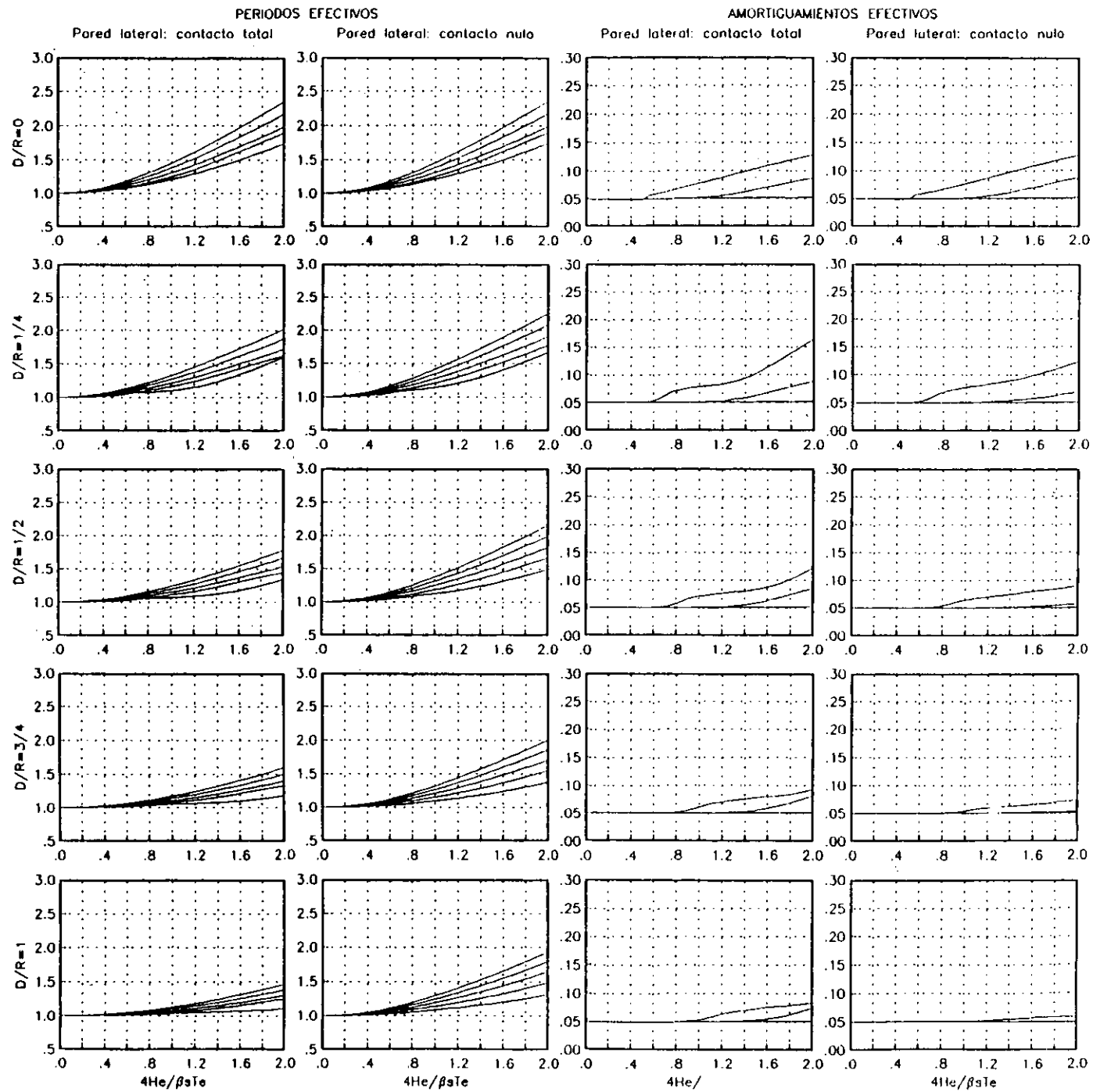


Fig. 2.1

50

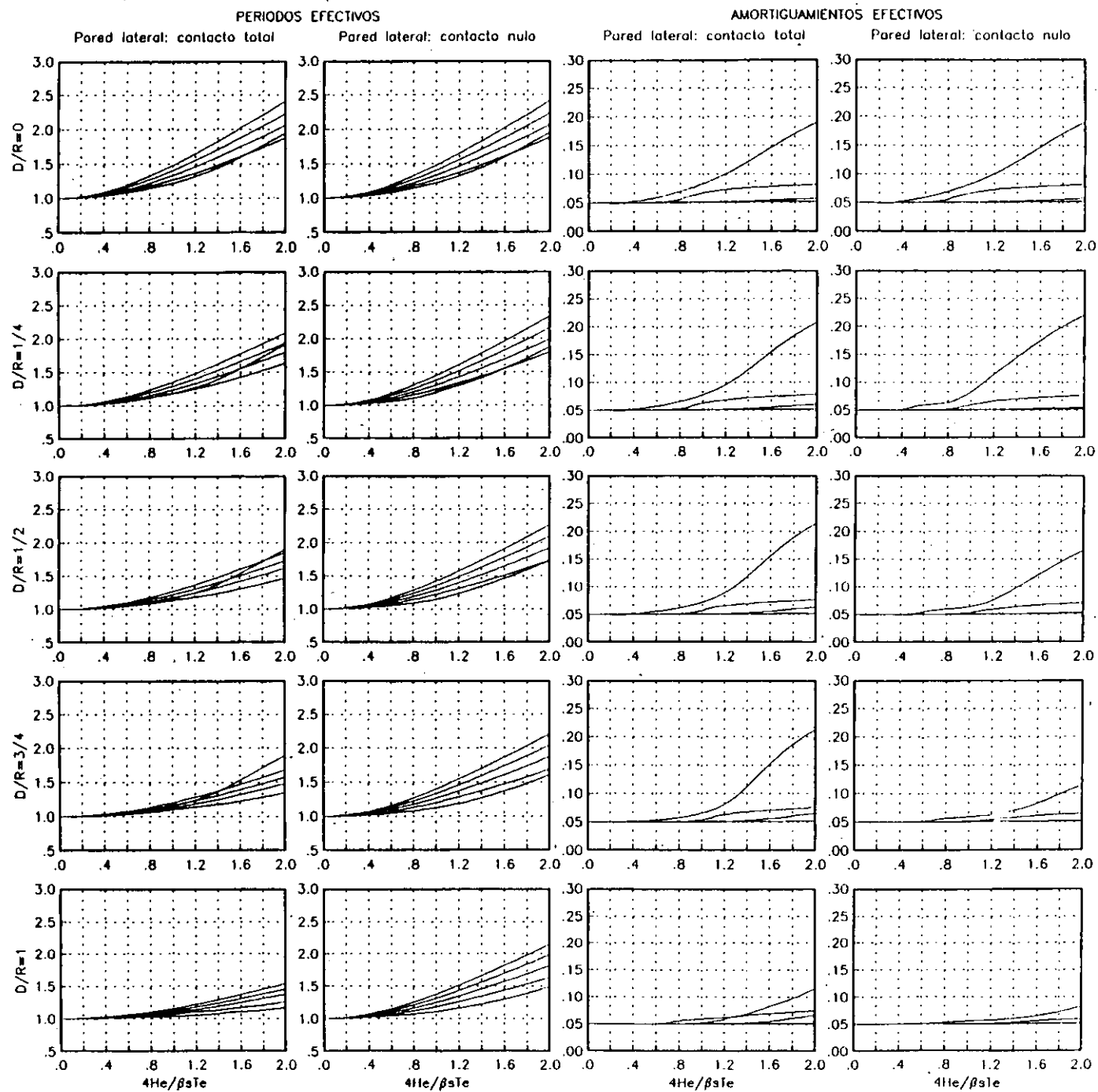


Fig. 2.2

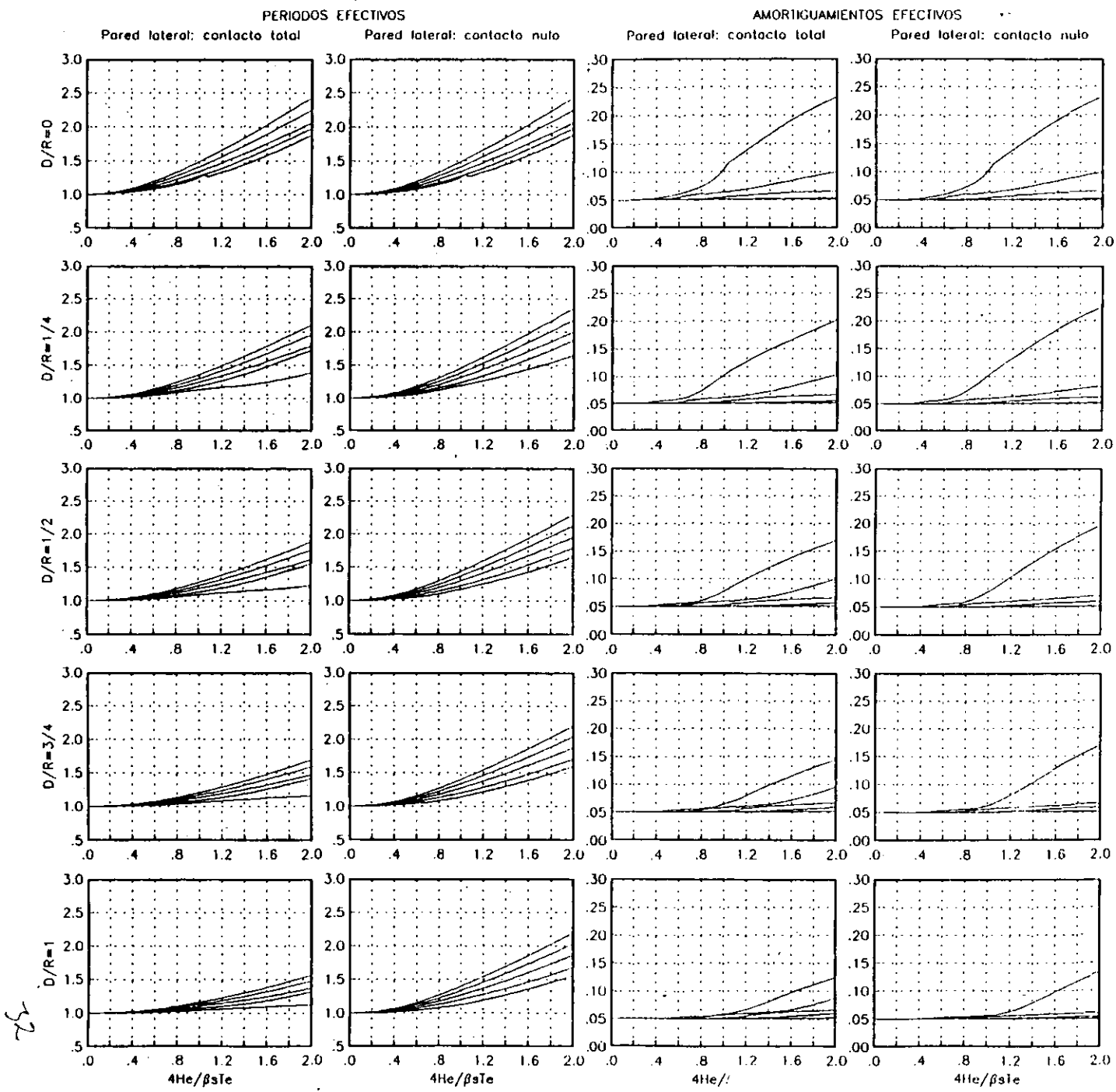


Fig. 2.3

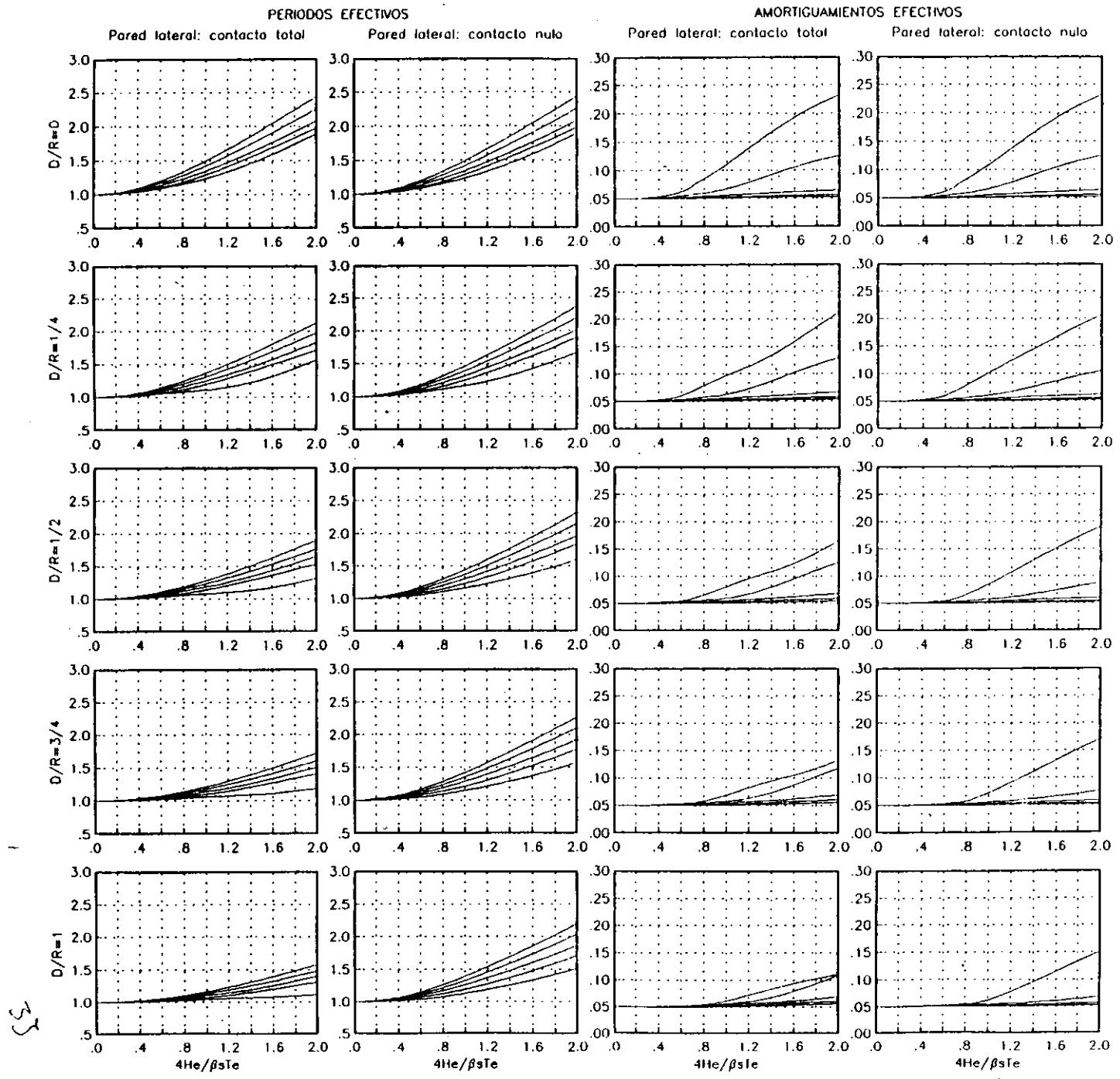


Fig. 2.4

CS

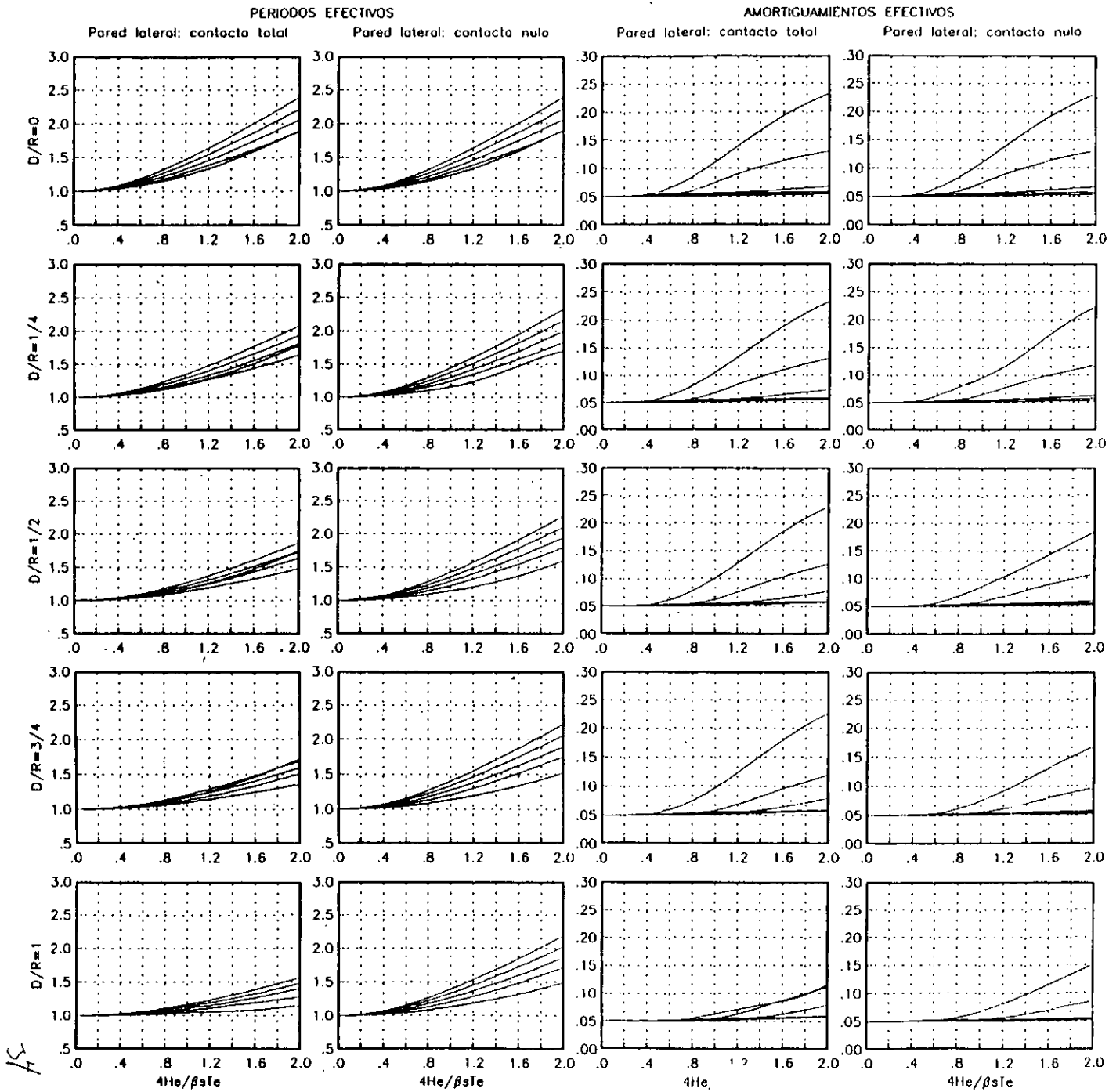


Fig. 2.5

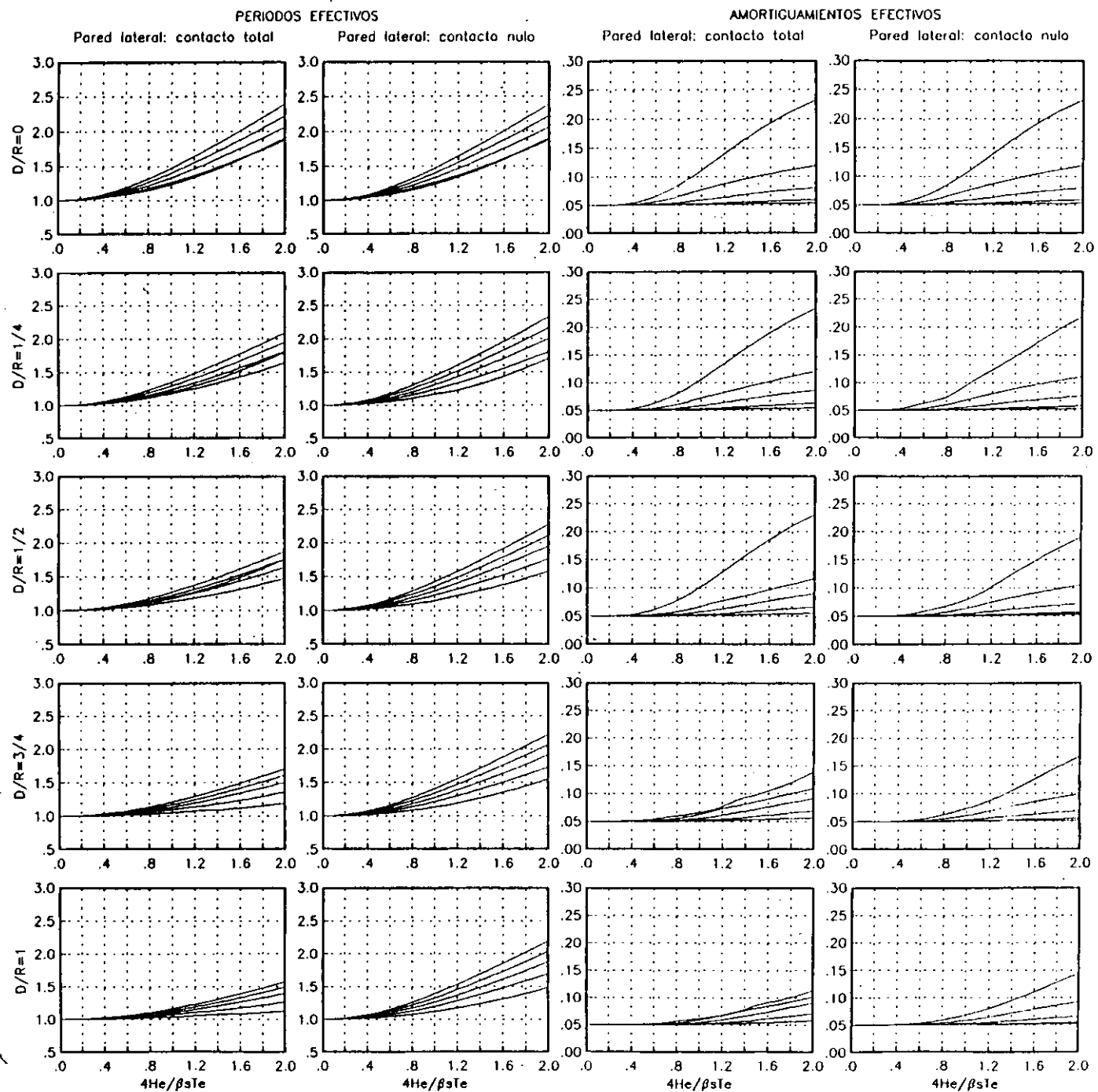


Fig. 2.6

55

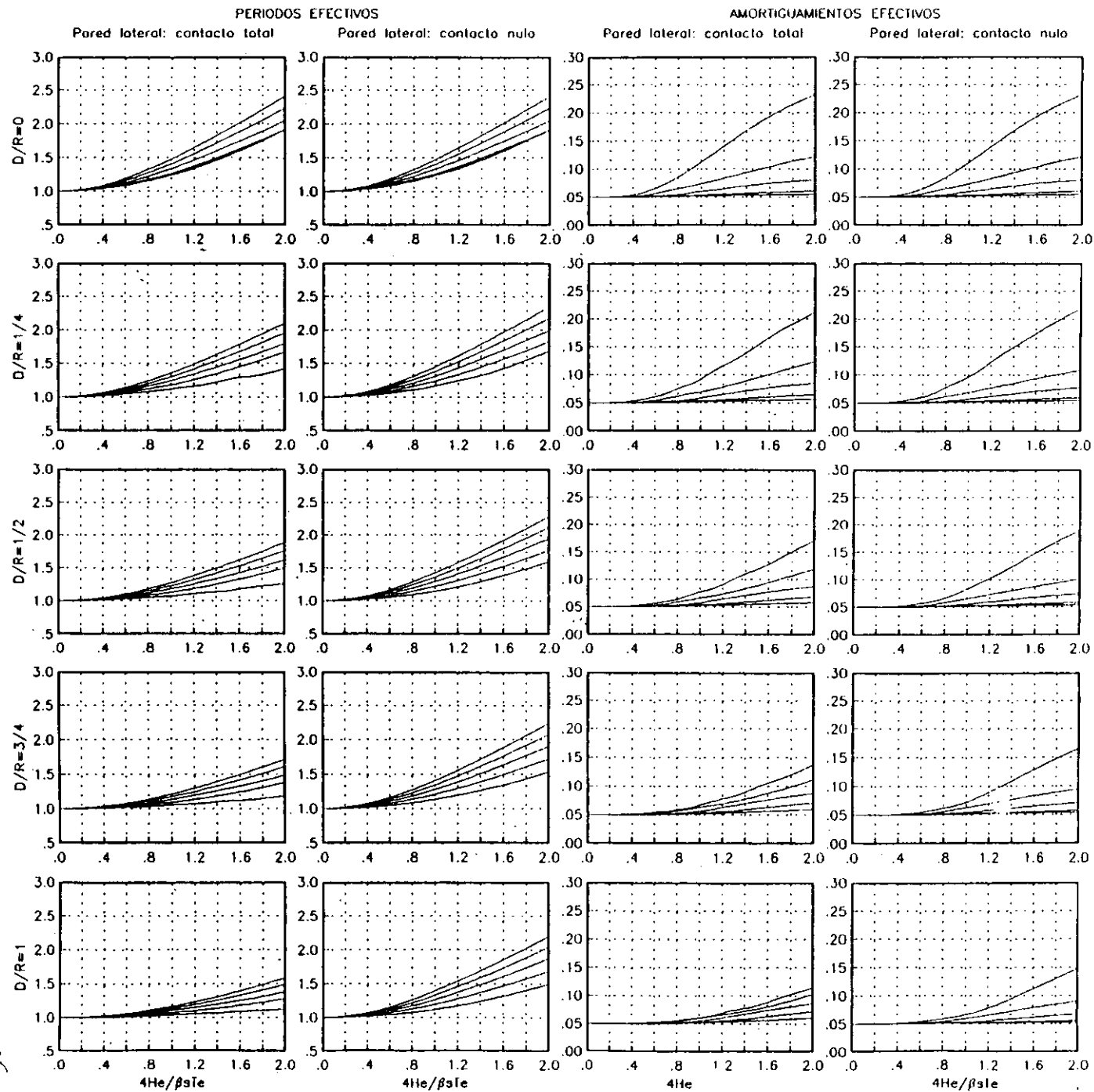


Fig. 2.7

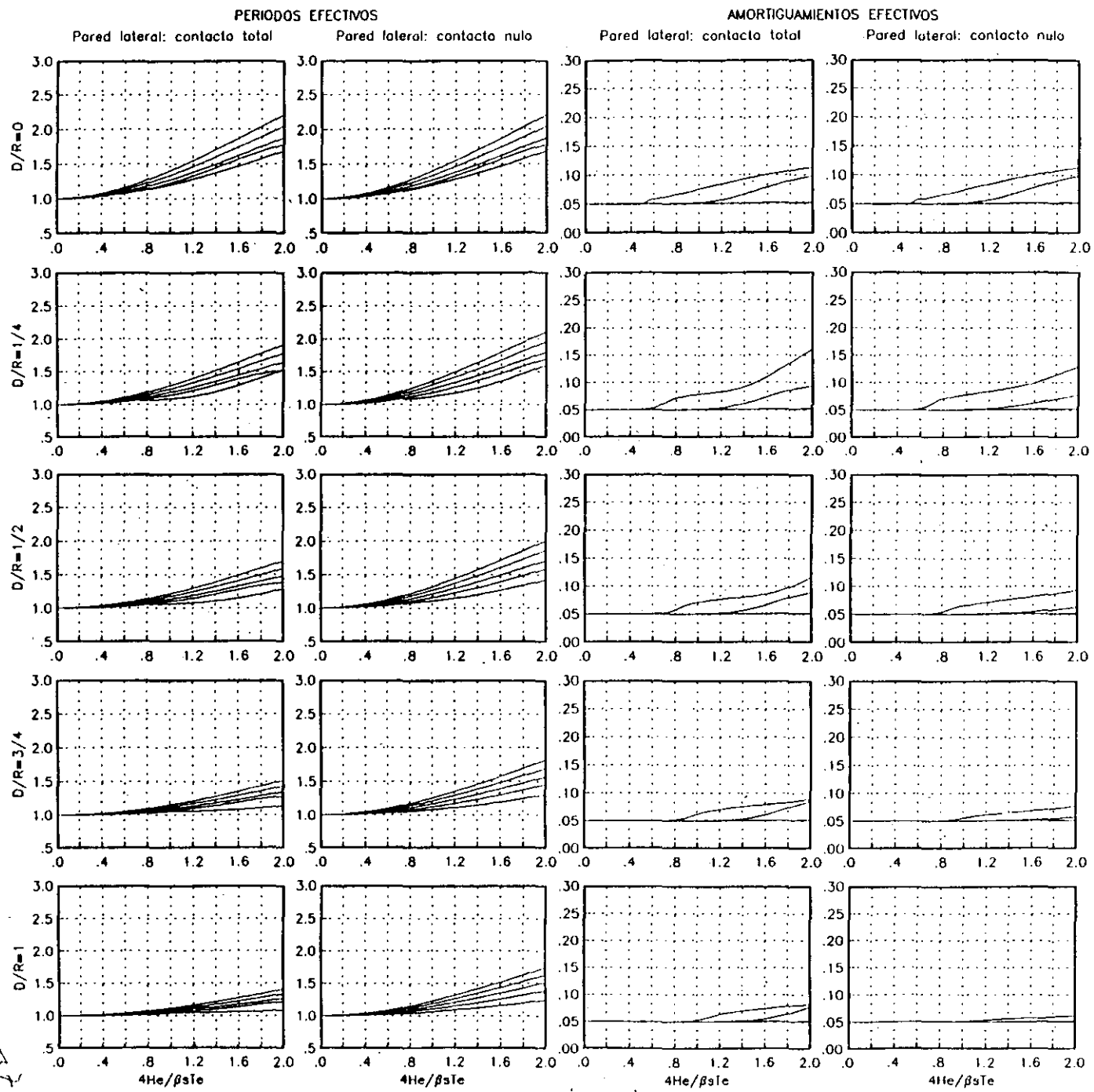


Fig. 3.1

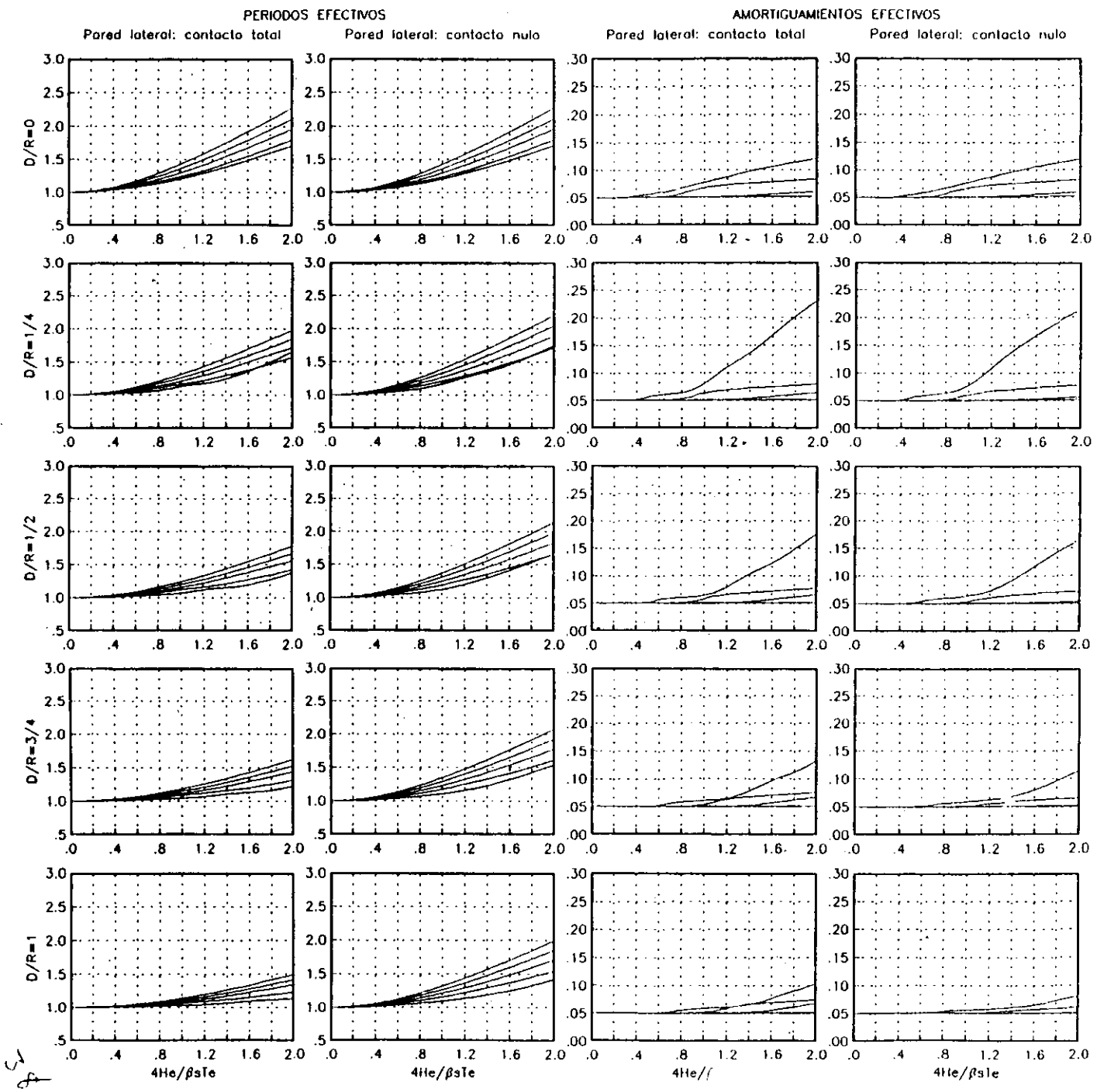


Fig. 3.2

51
P

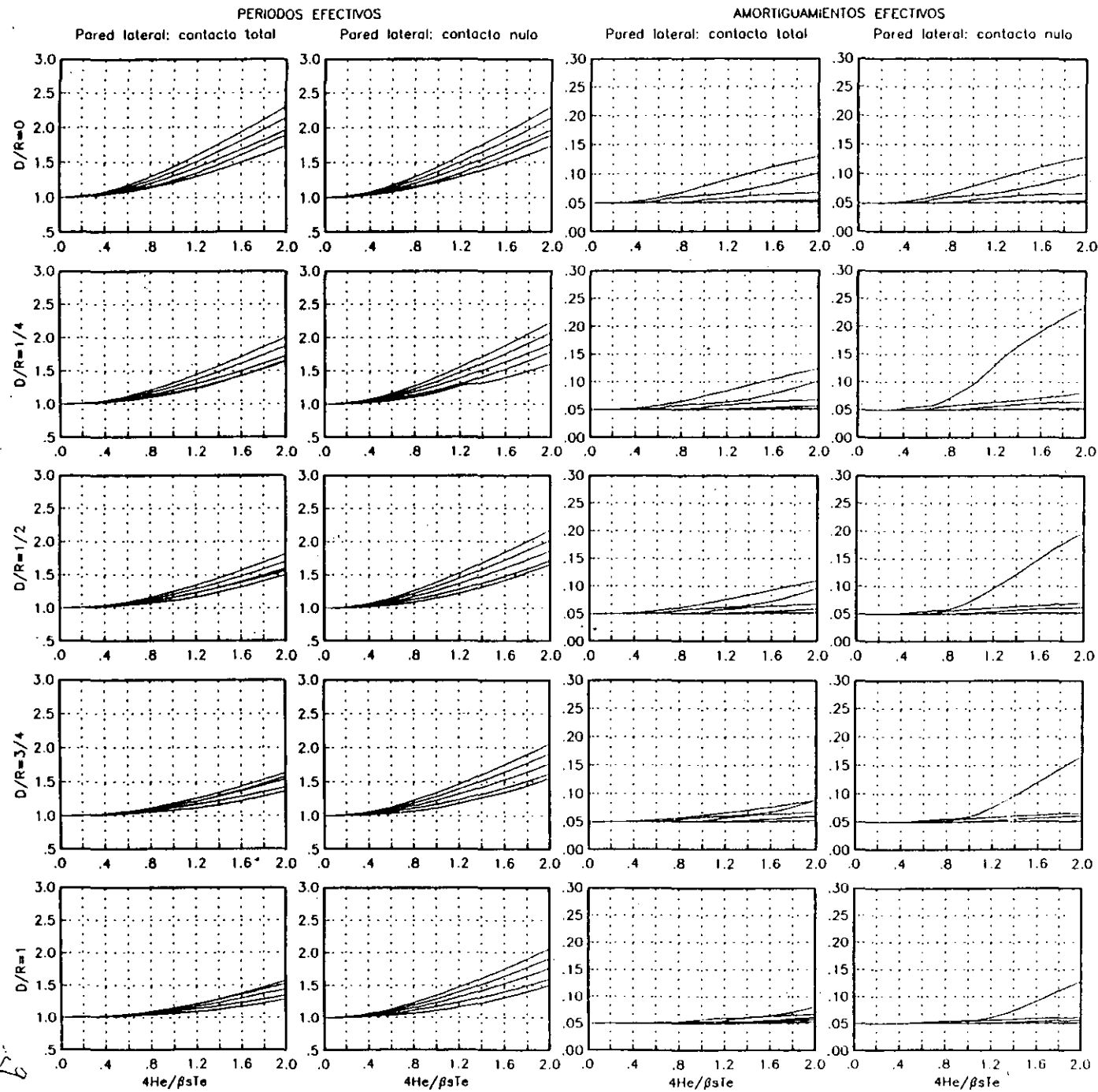


Fig. 3.3

6

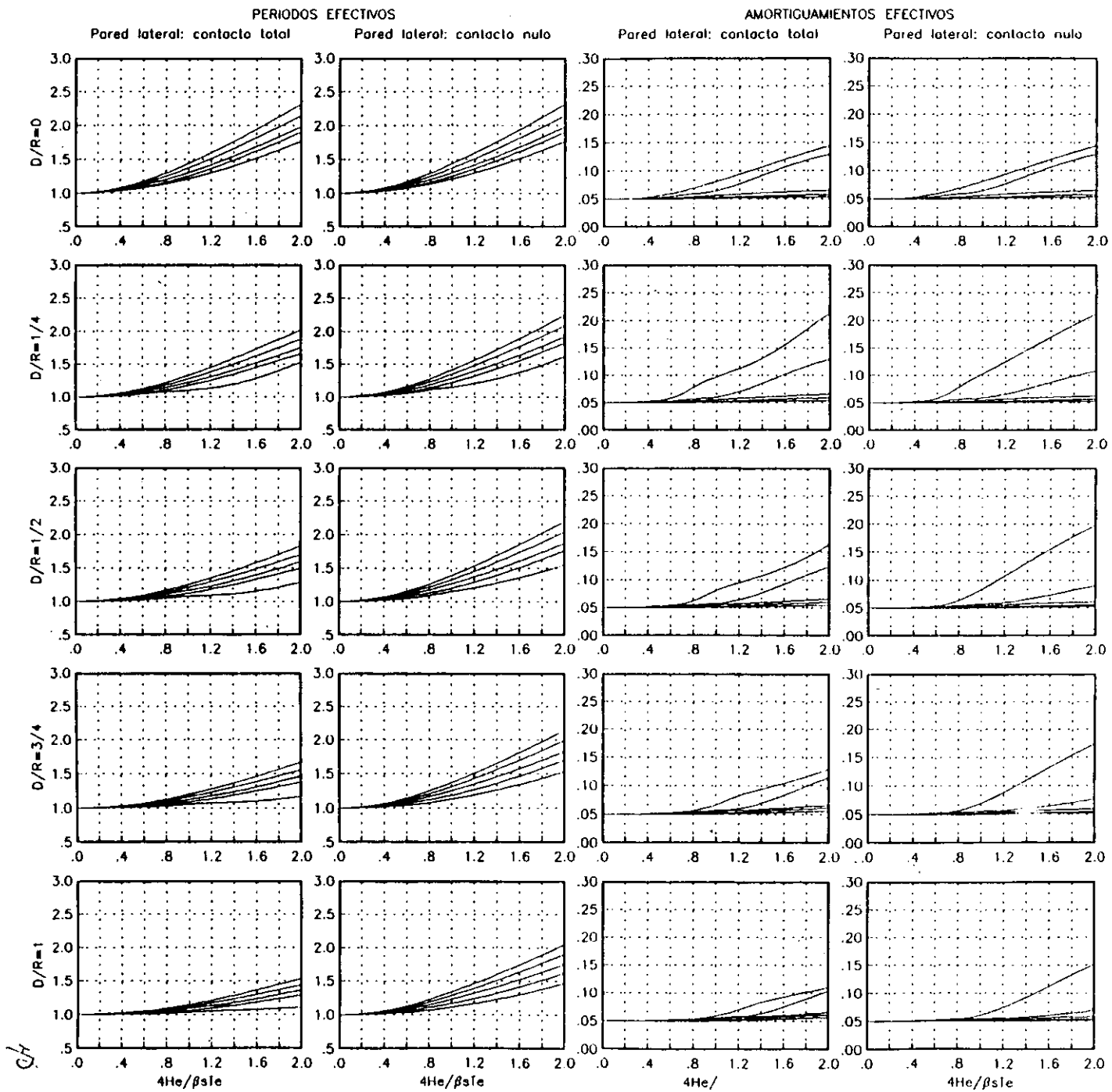


Fig. 3.4

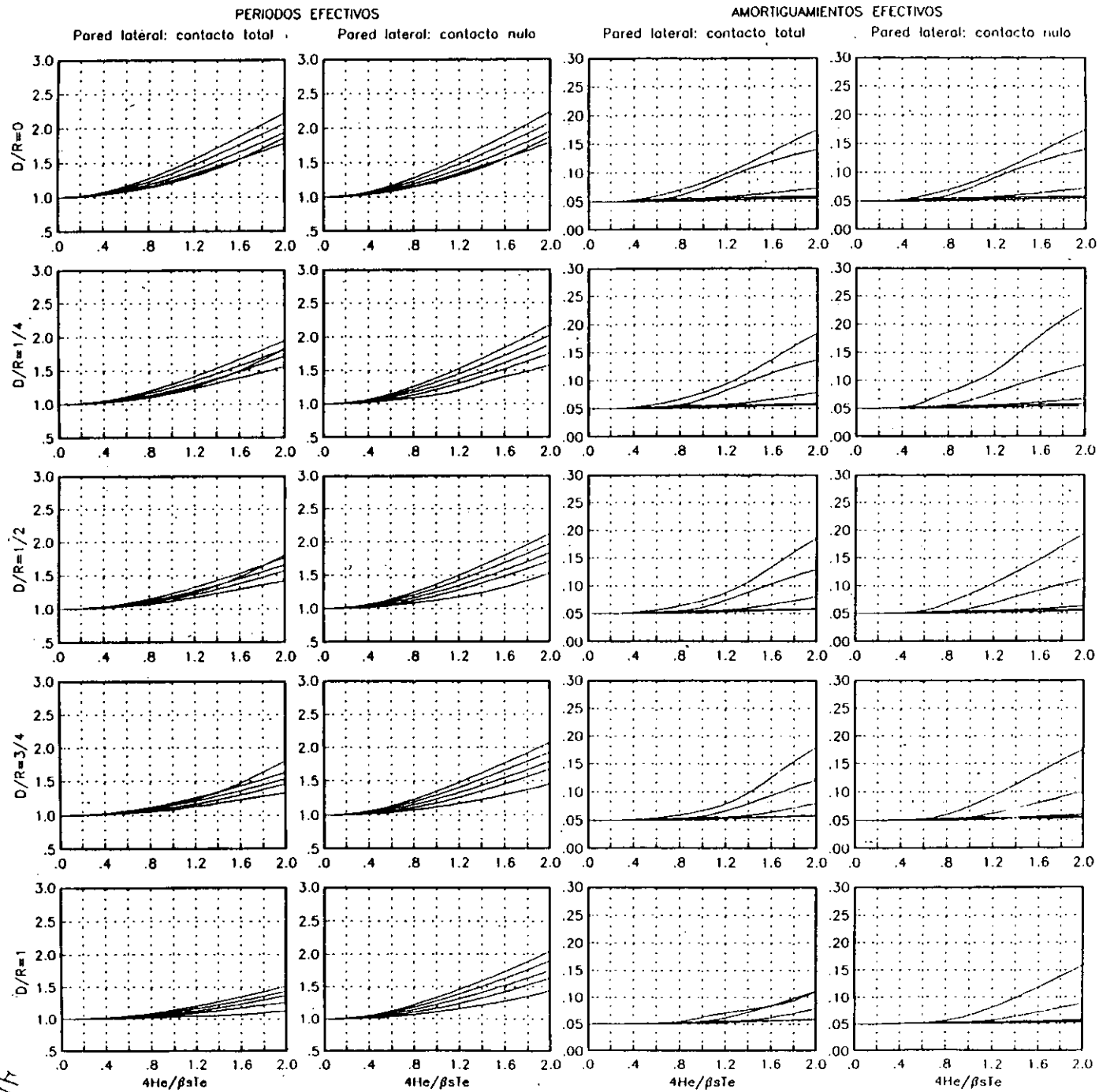


Fig. 3.5

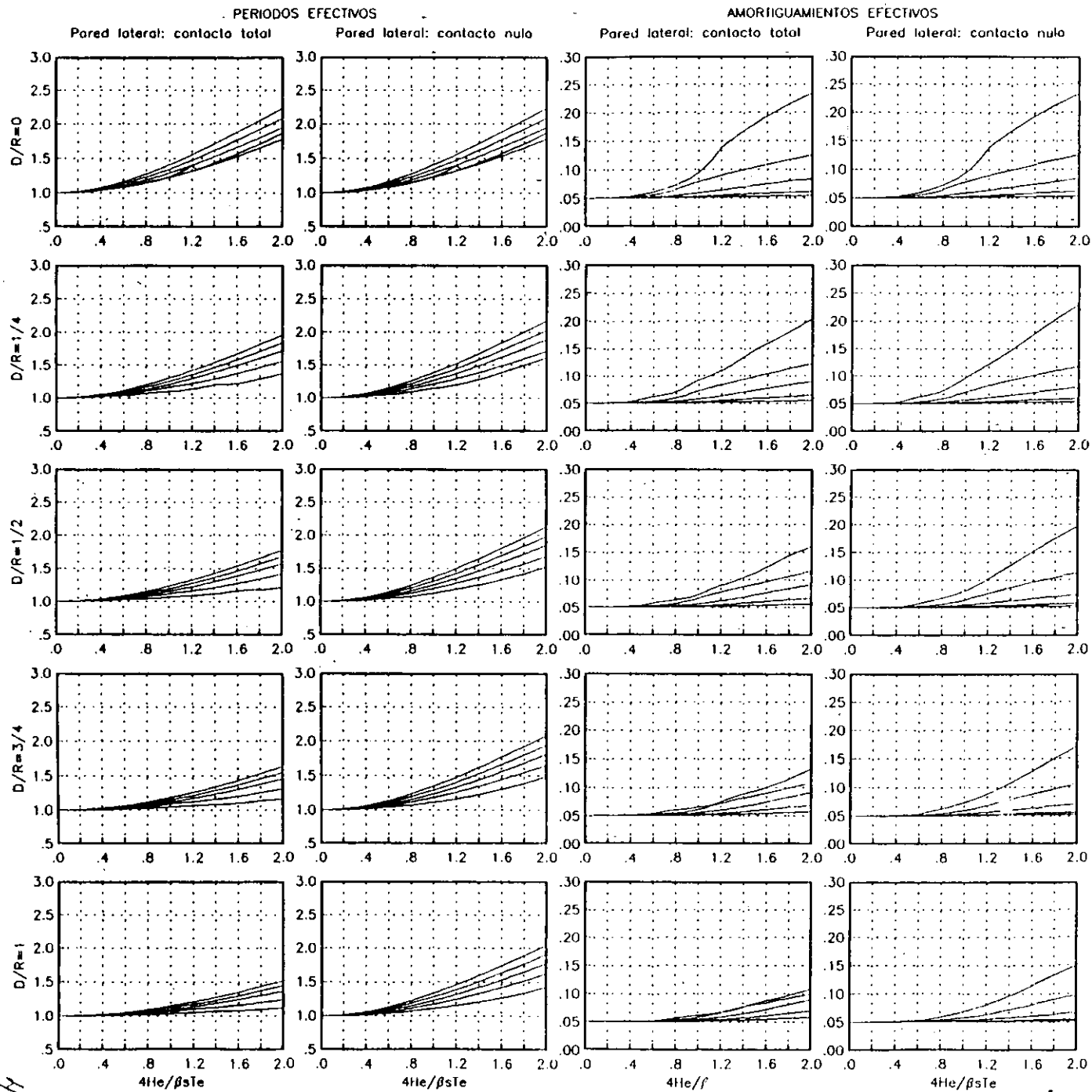


Fig. 3.6

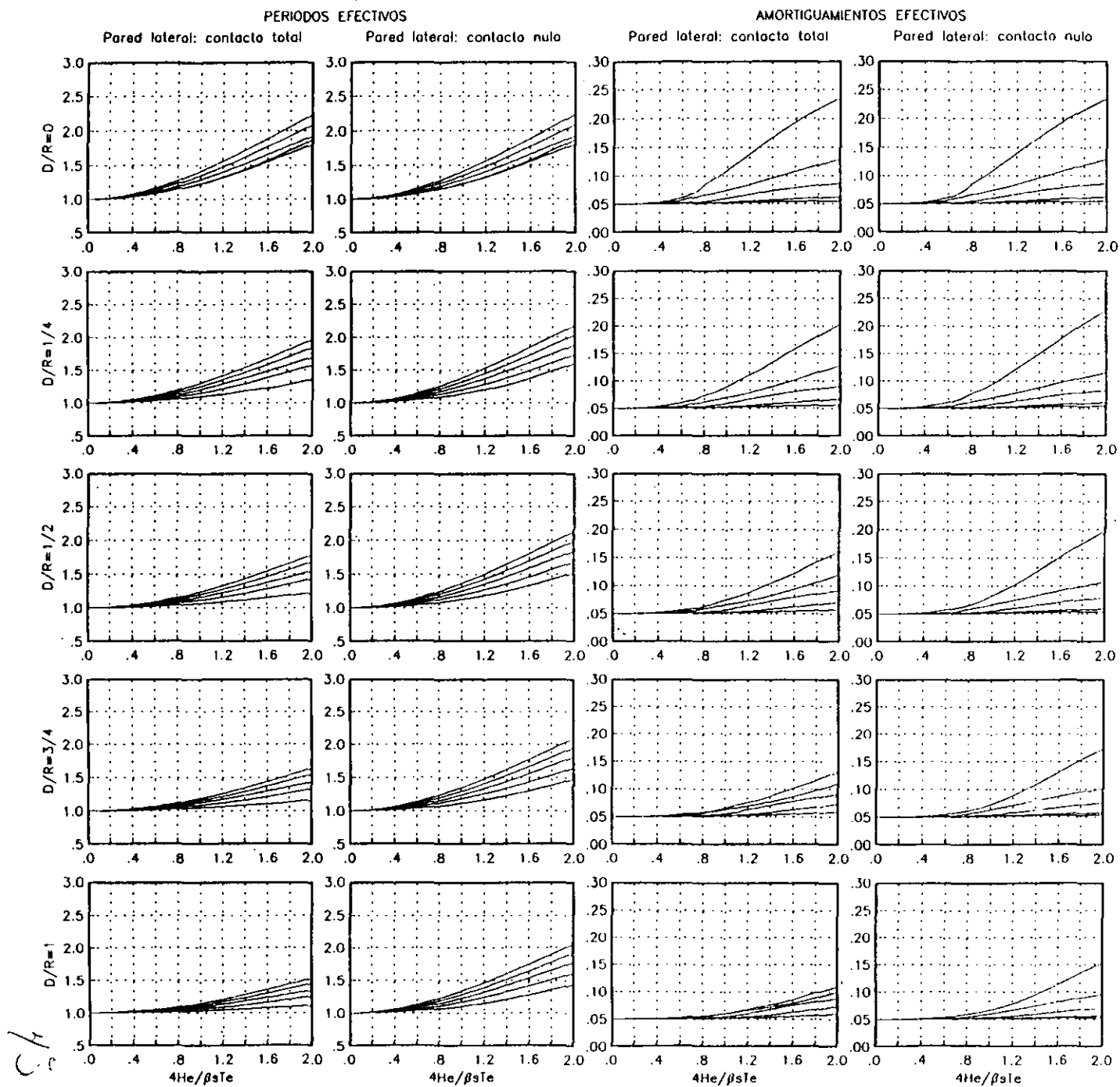


Fig. 3.7



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

MODULO IV

DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MEXICO

2a. PARTE

ING. JAVIER AVILES

JULIO

1992

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL VALLE DE MÉXICO: 2a. PARTE

Javier Avilés^{1,2}
L. Eduardo Pérez-Rocha^{2,3}
H Raúl Aguilar²

CENTRO DE INVESTIGACIÓN SÍSMICA, A C
FUNDACIÓN JAVIER BARROS SIERRA

Junio, 1992

¹Instituto de Investigaciones Eléctricas

²Centro de Investigación Sísmica, A C, Fundación Javier Barros Sierra

³Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. ESPECTROS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN
 - 2.1 Representación de los efectos de interacción suelo-estructura
 - 2.2 Oscilador real con base flexible
 - 2.3 Oscilador equivalente con base rígida
 - 2.4 Efectos de la interacción cinemática
 - 2.5 Resultados
3. CONTORNOS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN
 - 3.1 Representación de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura
 - 3.2 Resultados
4. REFERENCIAS

APÉNDICE A

Teoría de Vibraciones Casuales

APÉNDICE B

Publicaciones

1. INTRODUCCIÓN

El problema de interacción suelo-estructura en la ciudad de México ha adquirido relevancia en los últimos años como resultado, principalmente, de los efectos producidos en las estructuras por los sismos de septiembre de 1985. Con base en la importancia de los fenómenos observados, se ha concluido que la interacción entre la estructura y el suelo no puede despreciarse en el diseño sísmico de estructuras desplantadas en depósitos de suelos blandos.

Se sabe que el periodo fundamental del sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta con base rígida. También se sabe que el amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Las modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad.

En el reglamento vigente de construcciones para el Distrito Federal se incluye un apéndice para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios. Ese apéndice marca el primer paso en los reglamentos mexicanos para tomar en cuenta explícitamente tales efectos. Por su carácter innovador, las disposiciones de interacción se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas. En efecto, las normas actuales solamente consideran la influencia de la interacción en el periodo fundamental.

Está claro que las recomendaciones para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura están aún muy limitadas. Por ejemplo, no se estipulan criterios para considerar la influencia de la interacción inercial en el amortiguamiento y la ductilidad. Tampoco se especifican criterios para cuantificar los efectos de la interacción cinemática. En general, se carece de modelos de interacción suelo-estructura completos que permitan estudiar los diferentes aspectos del fenómeno y sus implicaciones en la respuesta estructural, así como para generar criterios de diseño racionales.

Con objeto de investigar los aspectos del fenómeno de interacción suelo-estructura que conduzca al desarrollo de criterios de interacción con fines de aplicación práctica, en el proyecto "Interacción Suelo-Estructura en el Valle de México: 1a. Parte" se han planteado y tratado los efectos fundamentales relacionados tanto con la interacción cinemática como con la interacción inercial. Por lo que se refiere a esta última, los resultados alcanzados se pueden resumir como sigue:

1. Implementación de soluciones aproximadas (expresiones) y rigurosas (tablas) para valuar las rigideces dinámicas de cimentaciones

superficiales enterradas en depósitos de suelos estratificados horizontalmente (Avilés y Pérez-Rocha, 1992a). Tales soluciones son de utilidad para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura, así como para el análisis sísmico de estructuras que se suponen apoyadas sobre resortes y amortiguadores en sustitución del suelo.

2. Desarrollo de criterios aproximados y rigurosos para la determinación del periodo y amortiguamiento efectivos de estructuras desplantadas en depósitos de suelos blandos. Mediante su aplicación, se ha elaborado un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de utilidad en el diseño por interacción (Avilés y Pérez-Rocha, 1992b).
3. Desarrollo de un modelo equivalente de interacción suelo-estructura a partir del cual se han establecido criterios para la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de estructuras con base flexible, aplicando los métodos estático y dinámico de análisis sísmico (Avilés y Pérez-Rocha, 1992c). Los efectos de interacción considerados son el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento del modo fundamental.
4. Desarrollo e implementación numérica de un modelo completo de interacción suelo-estructura para sistemas con varios grados de libertad. Este modelo es útil y apropiado para analizar la influencia de la interacción tanto en los modos superiores de vibración como en la ductilidad.

Es evidente que faltan por dilucidar varios aspectos del fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura. Con el propósito de tratar aquellos aspectos aún no resueltos completamente o que se encuentran en vías de exploración, se ha planteado el desarrollo del presente proyecto como una continuación del anterior, cuyos objetivos específicos son los siguientes:

1. Explorar un enfoque alternativo para representar los efectos de la interacción suelo-estructura, ya que con el enfoque tradicional los

espectros de respuesta en frecuencia para el sistema suelo-estructura y el oscilador equivalente concuerdan en rigor sólo en la frecuencia de resonancia. En consecuencia, aunque los componentes de excitación con frecuencia semejante a la resonante son los que producen la mayor respuesta, se pueden tener diferencias significativas cuando las frecuencias dominantes de la excitación sean muy diferentes de la resonante. Con objeto de verificar el rango de aplicabilidad del enfoque tradicional, se investigará la correlación existente entre los espectros de respuesta con interacción obtenidos a partir del sistema suelo-estructura y el oscilador equivalente.

2. Explorar la manera de representar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura considerando simultáneamente el periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio. Para ello, se investigará la forma de expresar la respuesta estructural mediante contornos de respuesta con interacción.
3. Estudiar la influencia de la interacción cinemática en los espectros de respuesta con interacción, a fin de cuantificar su importancia con respecto a la interacción inercial y, si es posible, expresarla en términos de esta última.
4. Estudiar los efectos de la interacción inercial en los modos superiores de vibración, a fin de establecer un criterio sobre su importancia. Asimismo, estudiar el efecto de dicha interacción en la ductilidad, y de establecer un criterio sobre la ductilidad efectiva de sistemas suelo-estructura. Para esto, será necesario investigar sobre el concepto de funciones de impedancia en el tiempo, puesto que al tratar con comportamiento no lineal se requiere aplicar integrales de convolución.
5. Revisar las investigaciones relacionadas con el tema de rigideces dinámicas de pilotes, con objeto de seleccionar o en su caso proponer un modelo apropiado para estudiar la interacción suelo-estructura en cimentaciones piloteadas. Por lo menos es necesario contar con expresiones simples y confiables para valuar la

rigidez de un pilote enterrado en un manto equivalente que se caracterice por la velocidad efectiva de propagación y el periodo dominante de vibración del sitio.

En lo que sigue se presentan los resultados de las investigaciones realizadas en relación con el presente proyecto, las conclusiones que se desprenden de dichos resultados y, como posibles extensiones del proyecto, las investigaciones que se recomiendan realizar.

2. ESPECTROS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN

2.1 Representación de los efectos de interacción suelo-estructura

Para representar los efectos de la interacción inercial entre el suelo y la estructura se puede recurrir a dos enfoques basados en el concepto de espectro de respuesta con interacción. Es necesario conocer para ello, por un lado, el oscilador real con base flexible caracterizado con el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida, y por otro, el oscilador equivalente con base rígida caracterizado con el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible. Ambos osciladores se muestran en las figs. 1 y 2, respectivamente. T_0 y ζ_0 son el periodo y amortiguamiento de la estructura con base rígida, mientras que \bar{T}_0 y $\bar{\zeta}_0$ son el periodo y amortiguamiento del sistema suelo-estructura. M_0 y H_0 son la masa y altura efectivas de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental.

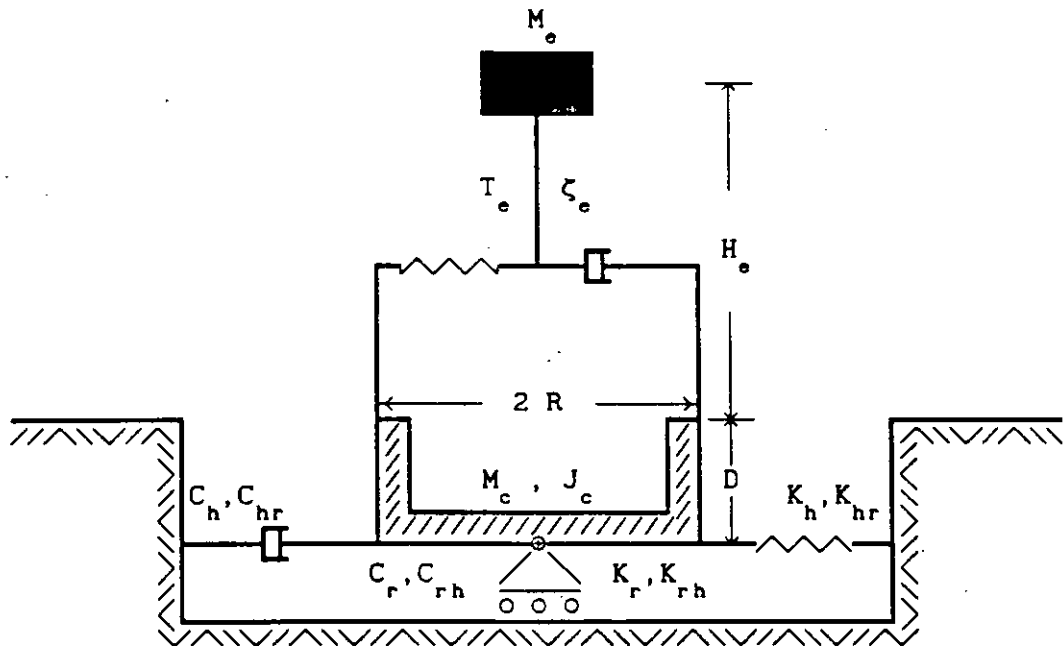


Fig. 1 Oscilador real con base flexible

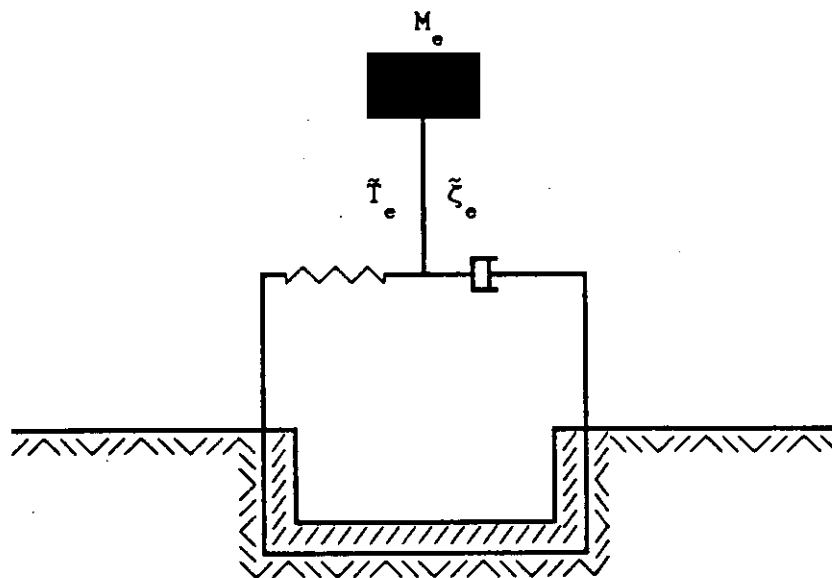


Fig. 2 Oscilador equivalente con base rígida

Además, M_c expresa la masa de la cimentación, J_c el momento de inercia de esta masa con respecto al eje de rotación de la base del cimiento y D la profundidad de desplante de la cimentación con radio equivalente R ; K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación, K_r y C_r la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente.

El periodo y amortiguamiento efectivos representan los parámetros dinámicos de un oscilador equivalente con base rígida cuyo cortante basal resonante es igual al que se desarrolla en el oscilador real con base flexible, para excitación armónica estacionaria de la base. De acuerdo con esta analogía, las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas de ambos osciladores deben ser idénticas. Para ello, conocido el espectro de respuesta en frecuencia del sistema suelo-estructura, el periodo efectivo se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición del pico resonante de la función de transferencia, en tanto que el amortiguamiento efectivo se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente al pico resonante de la función de transferencia.

En conclusión, las dos formas que existen para representar los efectos de la interacción inercial entre el suelo y la estructura son: una rigurosa y otra aproximada, que consisten en la generación de espectros de respuesta con interacción calculados a partir del oscilador real con base flexible y el oscilador equivalente con base rígida, respectivamente.

2.2 Oscilador real con base flexible

Dado un temblor característico para un sitio específico, se entiende como espectro de respuesta con interacción riguroso la curva de respuestas máximas del oscilador real con base flexible en función del periodo natural de la estructura supuesta con base indeformable. De acuerdo con esta definición, el cálculo del espectro de respuesta

riguroso se realiza en los siguientes pasos:

1. El depósito de suelo se idealiza mediante un estrato simplificado, a partir del cual se determinan los resortes y amortiguadores equivalentes (ref. 1).
2. En el dominio de la frecuencia, se plantean las ecuaciones de equilibrio dinámico del oscilador apoyado sobre los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (ref 2), esto es:

$$\left[\mathbf{K}_s + i \omega \mathbf{C}_s - \omega^2 \mathbf{M}_s \right] \mathbf{X}_s = - \ddot{\mathbf{X}}_0 \mathbf{M}_0 \quad (1)$$

donde ω es la frecuencia de excitación y $\mathbf{X}_s = \{X_e, X_c, \phi_c\}^T$ el vector de coordenadas generalizadas del sistema suelo-estructura, siendo X_e la deformación de la estructura, X_c el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento de campo libre \ddot{X}_0 y ϕ_c la rotación de la cimentación. El vector de cargas y las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema suelo-estructura son:

$$\mathbf{M}_0 = \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D/2 & M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \quad (5)$$

3. Resolviendo rigurosamente la ec. 1 (ref 2), se determina la función de transferencia para la pseudoaceleración de la estructura con base

flexible como el cociente $\omega_e^2 \bar{X}_e / \bar{X}_0$, siendo ω_e la frecuencia natural de la estructura supuesta con base indeformable.

4. Conocidas las amplitudes de la función de transferencia del sistema suelo-estructura, así como el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación, se determina el espectro de respuesta con interacción utilizando la teoría de vibraciones casuales (Apéndice A).

Cuando no se tiene en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, los espectros de respuesta dependen exclusivamente del nivel de amortiguamiento de la estructura. Sin embargo, al considerar dicha interacción crece significativamente el número de parámetros de los que dependen los espectros de respuesta. Por tal razón, para fines prácticos se prefiere el enfoque tradicional que consiste en determinar el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas suelo-estructura y con ellos utilizar espectros de respuesta sin interacción.

2.3 Oscilador equivalente con base rígida

Dado un temblor característico para un sitio específico, se entiende como espectro de respuesta con interacción aproximado la curva de respuestas máximas del oscilador equivalente con base rígida en función del periodo natural de la estructura supuesta con base indeformable. De acuerdo con esta definición, el cálculo del espectro de respuesta aproximado se realiza en los siguientes pasos:

1. Idem que en el caso del oscilador real con base flexible.
2. Se determinan aproximadamente el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura (ref 3), esto es:

$$\bar{T}_e = \left[T_e^2 + T_h^2 + T_r^2 \right]^{1/2} \quad (6)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \zeta_h \left[\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right]^2 + \zeta_r \left[\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right]^2 \quad (7)$$

en donde $T_h = 2\pi/\omega_h$ y $T_r = 2\pi/\omega_r$, siendo

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (8)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e H_e^2} \quad (9)$$

además,

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2K_h} \quad (10)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r} \quad (11)$$

4. Conocidos el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura que caracterizan al oscilador equivalente con base rígida, así como el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación, se determina el espectro de respuesta con interacción utilizando la teoría de vibraciones casuales (Apéndice A).

En resumen, el espectro de respuesta con interacción aproximado se construye calculando el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura y obteniendo los espectros de respuesta para un oscilador en su condición de base rígida.

2.4 Efectos de la interacción cinemática

Como se sabe, el problema de interacción cinemática está relacionado con la determinación de la excitación efectiva en la base de la cimentación originada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa un movimiento ficticio que resulta de superponer el movimiento de campo libre más el campo reflejado por la cimentación que se supone carente de masa y perfectamente rígida.

Los efectos de la interacción cinemática modifican el movimiento de campo libre generando una excitación efectiva que está compuesta tanto

por traslaciones como por rotaciones en la base de la cimentación. En general, las traslaciones sufren una reducción debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de la rigidez del cimientto; las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales en la región de enterramiento tiende a rotar. Además, se presenta un filtrado o eliminación de los componentes de alta frecuencia del movimiento del terreno. Solamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del suelo y excitaciones definidas por ondas planas que se propagan verticalmente, no ocurre el fenómeno de difracción de la interacción cinemática, y por tanto, la excitación efectiva se reduce al movimiento de campo libre.

Cuando se recurre al análisis paso a paso, la interacción cinemática se puede considerar al analizar la estructura en el dominio de la frecuencia asumiendo que se apoya sobre resortes y amortiguadores equivalentes del suelo y se somete a un movimiento de la base dado por la excitación efectiva. Si se opta por el análisis modal espectral, es necesario conocer espectros de respuesta con interacción tanto inercial como cinemática.

Con base en la teoría de propagación de ondas unidimensional, Kausel et al (1978) investigaron el problema de interacción cinemática en una cimentación circular de radio R enterrada en un estrato con base rígida caracterizado con el periodo dominante de vibración T_g y la velocidad efectiva de propagación β_g del sitio, como se muestra en la fig. 3. Para ello, se realizó un análisis paramétrico donde se variaron el enterramiento relativo de la cimentación D/R y la profundidad relativa del depósito de suelo H_g/R , cubriendo un rango de valores que generalmente se encuentran en la práctica.

Se encontró que la traslación de la cimentación rígida carente de masa es similar al movimiento de campo libre en el nivel de la subrasante, excepto que la función de transferencia de la excitación efectiva es más suave. Asimismo, la rotación de la cimentación se puede relacionar con la seudorrotación debida al movimiento de campo libre, es decir, la

diferencia de desplazamientos entre la superficie libre y la subrasante dividida entre la profundidad de enterramiento.

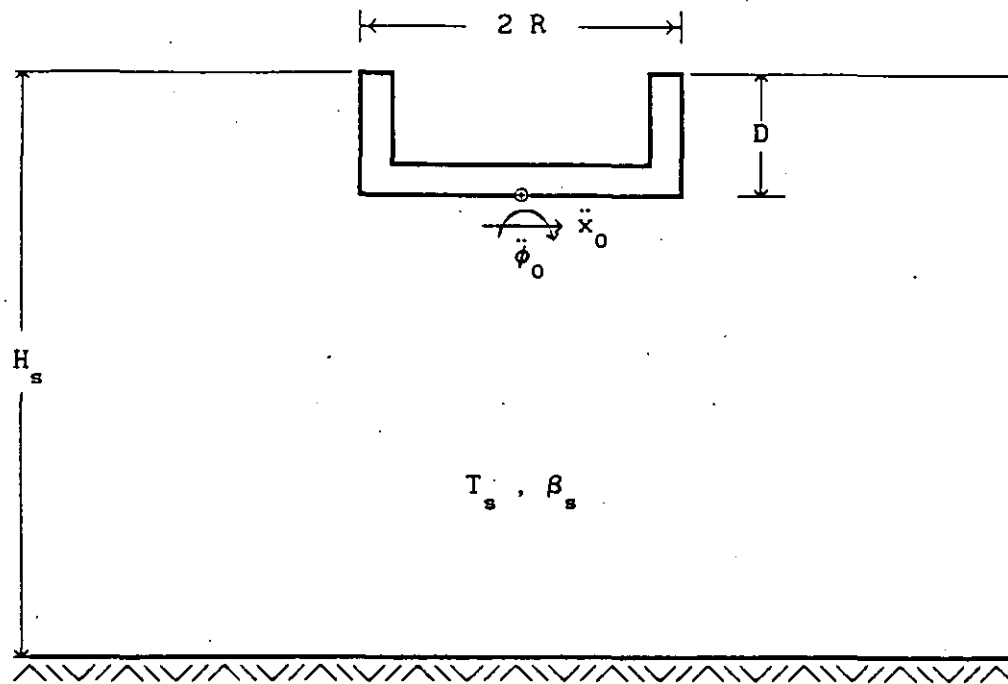


Fig. 3 Excitación efectiva debida a la interacción cinemática

Considerando que el movimiento de control tiene lugar en la superficie libre, se generaron reglas simplificadas para estimar los componentes de la excitación efectiva. Sea $F(\omega)$ la transformada directa de Fourier del temblor característico para el sitio de interés, siendo ω la frecuencia de la transformación. Entonces, la traslación y rotación de la masa rígida carente de masa se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones:

$$\ddot{x}_0(t) = \text{IFT} \begin{cases} F(\omega) \left[\cos \left[\frac{\pi f}{2f_0} \right] \right]; & \text{si } f \leq 0.7f_0 \\ F(\omega) [0.453]; & \text{si } f > 0.7f_0 \end{cases} \quad (12)$$

$$\ddot{\phi}_0(t) = \text{IFT} \begin{cases} F(\omega) \left[\frac{0.257}{R} \left[1 - \cos \left[\frac{\pi f}{2f_0} \right] \right] \right]; & \text{si } f \leq f_0 \\ F(\omega) \left[\frac{0.257}{R} \right]; & \text{si } f > f_0 \end{cases} \quad (13)$$

donde el operador IFT significa la transformada inversa de Fourier, $f = \omega/2\pi$ es la frecuencia de excitación y $f_e = \beta_s/4D$ es la frecuencia fundamental de vibración asociada a la región de enterramiento. Las expresiones entre paréntesis representan una aproximación a las funciones de transferencia para la traslación y rotación de la cimentación rígida carente de masa. Por ejemplo, para cimentaciones superficiales se tiene que $D = 0$, lo que implica que $f_e = \infty$ y por tanto $\cos 0 = 1$; se concluye así que en este caso no tiene lugar la interacción cinemática.

Ahora bien, para determinar espectros de respuesta con interacción inercial y cinemática es necesario analizar, en el dominio de la frecuencia, el oscilador real con base flexible sometido a la excitación efectiva. Para ello, las ecuaciones de equilibrio dinámico por resolver se expresan matricialmente como

$$\left[\mathbf{K}_s + i \omega \mathbf{C}_s - \omega^2 \mathbf{M}_s \right] \mathbf{X}_s = - \ddot{\mathbf{X}}_0(\omega) \mathbf{M}_0 - \ddot{\Phi}_0(\omega) \mathbf{J}_0 \quad (14)$$

donde $\ddot{\mathbf{X}}_0(\omega)$ y $\ddot{\Phi}_0(\omega)$ son las transformadas de Fourier de las aceleraciones lineal y rotacional, respectivamente, correspondientes a la excitación efectiva. Adicionalmente, el vector de cargas

$$\mathbf{J}_0 = \left\{ \begin{array}{c} M_e (H_e + D) \\ M_e (H_e + D) + M_c D/2 \\ M_e (H_e + D)^2 + J_c \end{array} \right\} \quad (15)$$

es el resultado de la rotación de la base.

Al resolver la ec. 14 se podrá determinar el espectro de Fourier de la respuesta de la estructura con base flexible, definida por la pseudoaceleración $\omega_e^2 \mathbf{X}_e$. Y entonces, el espectro de respuesta con interacción inercial y cinemática se podrá obtener directamente o bien mediante la teoría de vibraciones casuales.

2.5 Resultados

Los espectros de respuesta con interacción dependen de numerosos parámetros característicos tanto del suelo como de la estructura, los cuales se definen como sigue:

1. Relación de masas de la cimentación y la estructura: $\tilde{m} = \frac{M_c}{M_e}$
2. Relación de momentos de inercia de masa de la cimentación y la estructura: $\tilde{j} = \frac{J_c}{M_e (H_e + D)^2}$
3. Densidad relativa de la estructura y el suelo: $\tilde{\rho} = \frac{M_e}{\rho_s \pi R^2 H_e}$
4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y la estructura: ζ_s y ζ_e
5. Relación de Poisson del suelo: ν_s
6. Profundidad relativa del depósito de suelo: $\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R}$
7. Profundidad de desplante relativa de la cimentación: $\tilde{d} = \frac{D}{R}$
8. Relación de esbeltez de la estructura: $\tilde{h}_e = \frac{H_e}{R}$

Algunos de los parámetros característicos no son fundamentales, puesto que no controlan el fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura. Los valores de tales parámetros conviene fijarlos de manera que sean representativos de aquéllos que se encuentran en la práctica. De acuerdo con esto, los resultados que se presentan se calcularon considerando que $\tilde{m} = 0.2$, $\tilde{j} = 0.05$ y $\tilde{\rho} = 0.15$.

Existen parámetros característicos que son determinantes, sin embargo, también se fijaron por tratarse de estructuras típicas en el valle de México. De esta forma, se adoptaron los valores de $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ y de

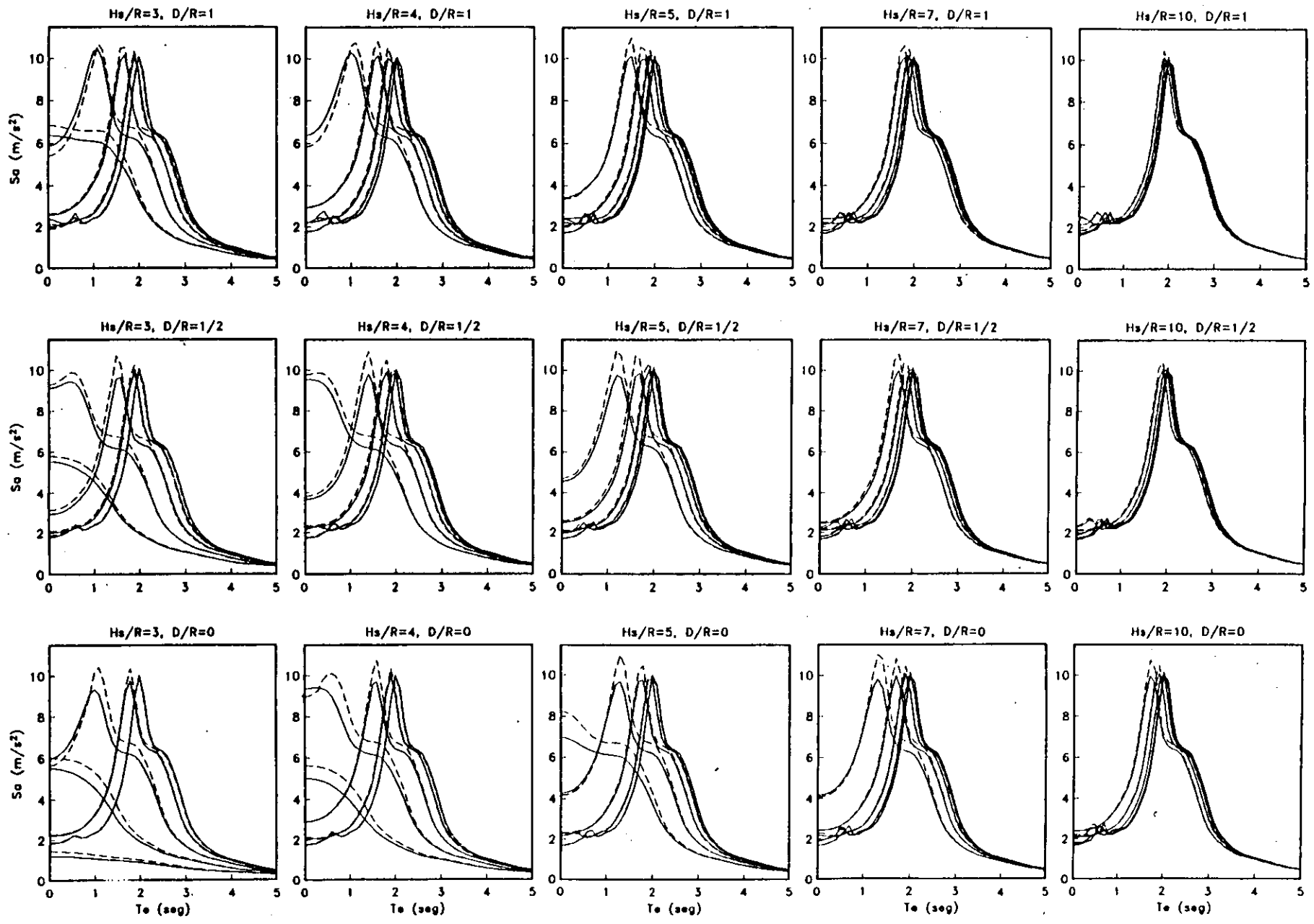
$\nu = 0.50$ en todos los cálculos (en realidad $\nu = 0.49$ para evitar singularidades numéricas).

Los parámetros característicos que se consideraron variables son la profundidad del depósito de suelo por ser determinante en los efectos de sitio, así como el enterramiento de la cimentación y la esbeltez de la estructura por ser fundamentales en los efectos de interacción suelo-estructura. Con objeto de cubrir la mayor parte de casos reales se tomaron $\tilde{h}_s = 3, 4, 5, 7$ y 10 , $\tilde{d} = 0, 1/2$ y 1 , y $\tilde{h}_e = 1, 2, 3, 4$ y 5 .

En la fig. 4 se presentan resultados para el sitio SCT cuyo estrato equivalente se caracteriza con el periodo dominante $T_s = 2$ s y la velocidad efectiva $\beta_s = 80$ m/s. Como excitación se utiliza el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT. La línea continua muestra espectros con interacción evaluados rigurosamente y la discontinua aproximadamente.

En la fig. 5 se presentan resultados para el sitio CAO cuyo estrato equivalente se caracteriza con el periodo dominante $T_s = 3.5$ s y la velocidad efectiva $\beta_s = 63$ m/s. Como excitación se utiliza el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación CAO. Análogamente a SCT los espectros con interacción rigurosos y aproximados se identifican con líneas continuas y discontinuas, respectivamente.

Las figs. 4 y 5 muestran que el comportamiento entre espectros es muy similar. Se aprecian pequeñas diferencias en las amplitudes; sin embargo, en la mayoría de los casos, las ordenadas espectrales aproximadas sobreestiman a las obtenidas rigurosamente, lo que se traduce en errores por el lado de la seguridad.



61

Fig. 4 ESPECTROS DE RESPUESTA CON ISE EN SCT

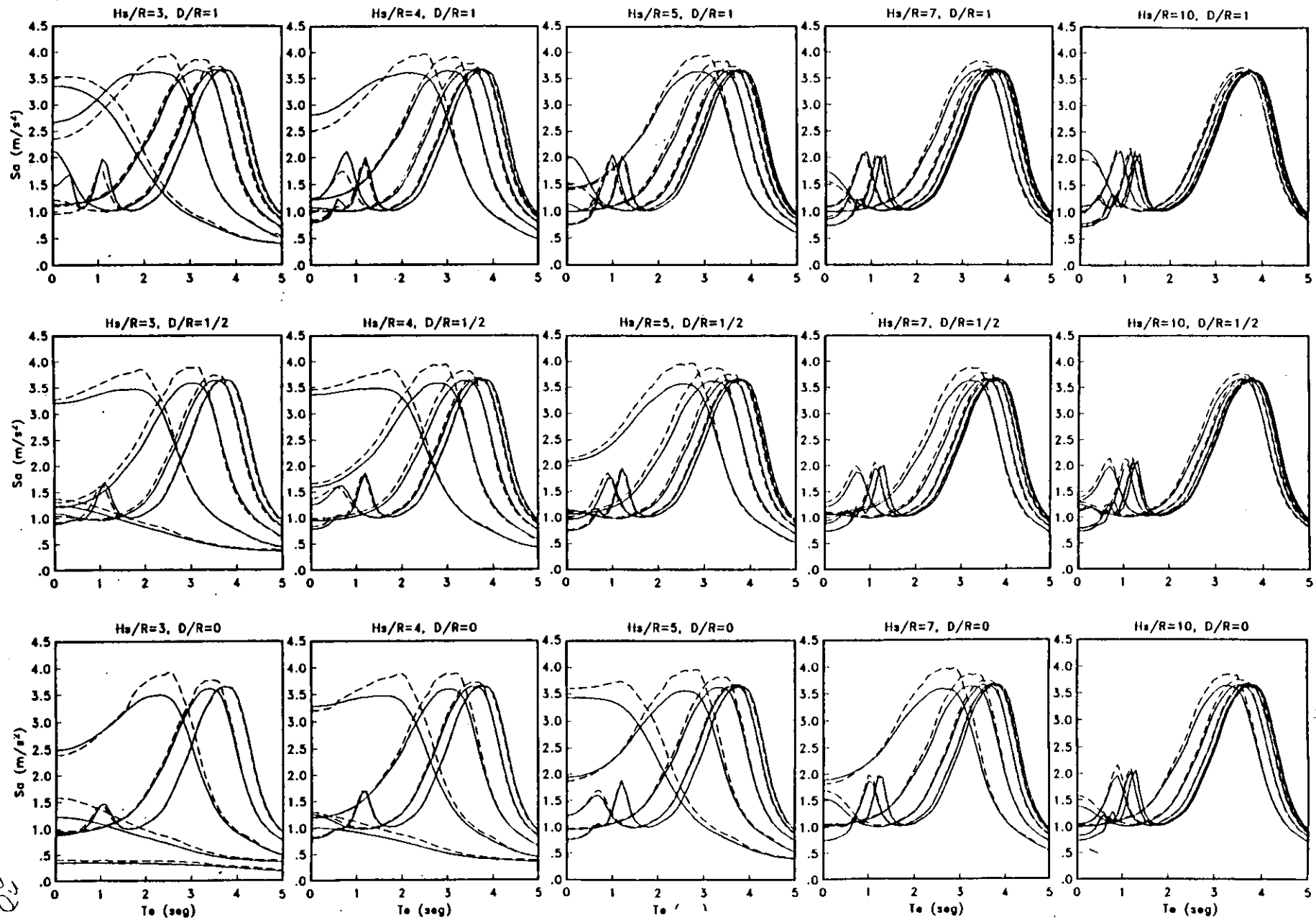


Fig. 5 ESPECTROS DE RESPUESTA CON ISE EN CAO

3. CONTORNOS DE RESPUESTA CON INTERACCIÓN

3.1 Representación de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

En la respuesta sísmica de estructuras intervienen varios factores que tienen que ver con la fuente, la trayectoria, el sitio y la estructura misma. Para acotar el problema, supóngase que se conoce el temblor característico de diseño en condiciones de terreno firme, es decir, sólo falta incorporar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura a fin de determinar la respuesta estructural. En estas condiciones, lo que procede es obtener espectros de respuesta con interacción para cada sitio de interés a partir del movimiento de control en el afloramiento de la roca basal, la estratigrafía del sitio y el oscilador real con base flexible.

Está claro que el espectro de respuesta con interacción para un sitio específico es aplicable a cualquier estructura pero no se puede aplicar en cualquier sitio. Por tal razón, parece conveniente representar los

efectos de sitio e interacción suelo-estructura considerando simultáneamente el periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio, de suerte que no exista restricción alguna cualquiera que sea la estructura y el sitio.

Para llevar a cabo lo anterior, se encontró que una forma adecuada de representar tales efectos consiste en la determinación de curvas de isoaceleración referidas a dos ejes ortogonales correspondientes a los periodos de la estructura y el sitio. A estas curvas de respuestas máximas de un oscilador elemental sobre un manto simple en función del periodo natural del oscilador y el periodo dominante del manto, se les ha definido como contornos de respuesta con interacción.

Asumiendo que el modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura es el que se muestra en la fig. 6, el procedimiento de cálculo de contornos de respuesta con interacción consta de los siguientes pasos:

1. Se toma como movimiento de control a un temblor característico en el afloramiento de la roca basal, calculándose su espectro de amplitudes de Fourier, $|F_t(\omega)|$.
2. A partir de las propiedades del estrato simplificado se determina la función de transferencia del suelo como

$$H_s(\omega) = \frac{\cos(k_o H_s) + i \operatorname{sen}(k_o H_s)}{\cos(k_s H_s) + i p \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (16)$$

en donde

$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (17)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal; $k_{o,s} = \omega/\beta_{o,s}$ es el número de onda de cortante y $\rho_{o,s}$ la densidad del suelo ya sea del estrato o la roca basal. Cabe aclarar que la base del estrato se debe considerar flexible para tener en cuenta la

presencia del amortiguamiento geométrico producto de la radiación de ondas que ocurre en la roca basal.

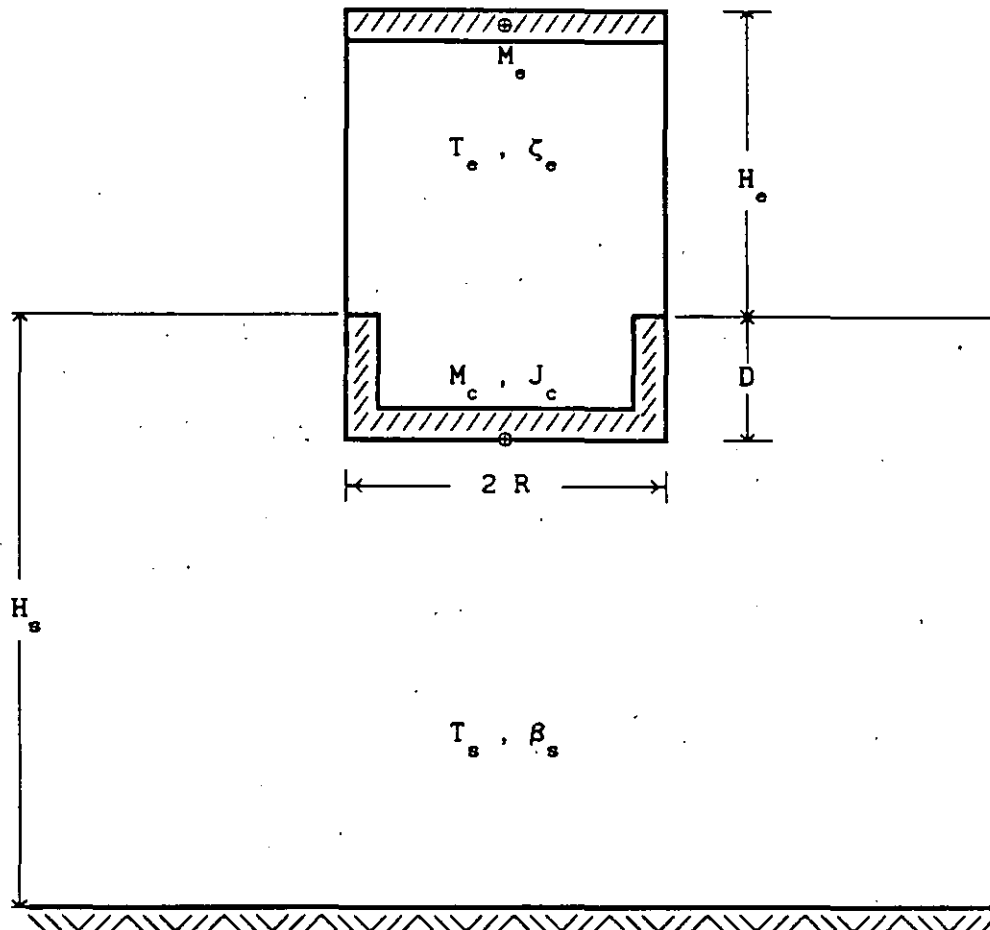


Fig. 6 Modelo para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura

3. Se obtiene la función de transferencia de la estructura, $H_0(\omega)$, resolviendo las ecuaciones de equilibrio dinámico del oscilador apoyado sobre los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.
4. Conocidos el espectro de amplitudes de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del suelo y la estructura, se determina el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural como

$$|F_o(\omega)| = |F_t(\omega)| |H_s(\omega)| |H_o(\omega)| \quad (18)$$

5. Finalmente, con base en el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural y la duración del movimiento en el sitio de interés, dada por

$$D_s = D_o + \frac{0.2 T_s}{\zeta_s} \quad (19)$$

siendo D_o la duración de la etapa intensa del movimiento en roca basal calculada con la integración de Arias (Ref.1 y 5), se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones aleatorias (Apéndice A), las cuales representan las ordenadas de los contornos de respuesta con interacción.

Es posible calcular respuestas máximas cuando se conocen los espectros de amplitudes y fases de Fourier; sin embargo, no se opta por esta opción debido a su costo elevado.

3.2 Resultados

Los contornos de respuesta con interacción dependen de los mismos parámetros característicos que se definieron para los espectros de respuesta con interacción.

Por lo que se refiere al movimiento de control, la excitación considerada en terreno firme es el componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación CU del Instituto de Ingeniería; la duración estimada de la etapa intensa de ese movimiento es de 40 s.

Es conocido que los periodos dominantes en sitios del valle de México alcanzan valores hasta de 5 s. Similarmente, las estructuras ahí desplantadas pueden llegar a tener periodos fundamentales del mismo orden. Esta situación sugiere realizar análisis paramétricos de los efectos de sitio e interacción suelo-estructura en el intervalo de

periodos de vibración, tanto de estructuras como de sitios, comprendido entre 0 y 5 s.

En la fig. 7 se presentan los contornos de respuesta sin considerar la interacción. El periodo de sitio T_s aparece en el eje de las ordenadas y el de la estructura T_e en las abscisas. Si se realiza un corte donde el periodo de sitio es igual a 2 segundos, se observa el espectro de respuesta que se esperaría en ese lugar. Es una buena aproximación del espectro de SCT calculado con la excitación registrada *in situ* para el mismo temblor (fig. 8).

Haciendo una sección para obtener el espectro en un sitio de 3.5 segundos de periodo fundamental, es posible señalar similitudes al espectro observado con el registro de CAO (fig. 9).

Teniendo en cuenta diferentes niveles de contacto de la cimentación con el suelo (ref. 2) se calcularon contornos de respuesta rigurosamente, que cubren la mayor parte de casos reales para estructuras con cimentación superficial tipo cajón enterradas en depósitos blandos.

Los contornos de respuesta por figura presentan una profundidad de enterramiento diferente, determinada por la relación D/R ; así como una relación de esbeltez evaluada por la expresión H_e/R . Cada figura tiene como característica particular la relación de Poisson ν , y el espesor del estrato determinada por la relación H_s/R .

Las figs. 10-30 muestran los resultados correspondientes a cimentaciones con pared en contacto total con el suelo, en tanto que las figs. 31-51 se presentan las homólogas de pared con contacto nulo.

Los contornos se calcularon para relaciones $D/R = 0, 1/4, 1/2, 3/4$ y 1 ; $H_e/R = 1, 2, 3, 4$ y 5 ; $H_s/R = 2, 3, 4, 5, 6, 8$ y 10 , y $\nu = 1/3, 0.45$ y $1/2$.

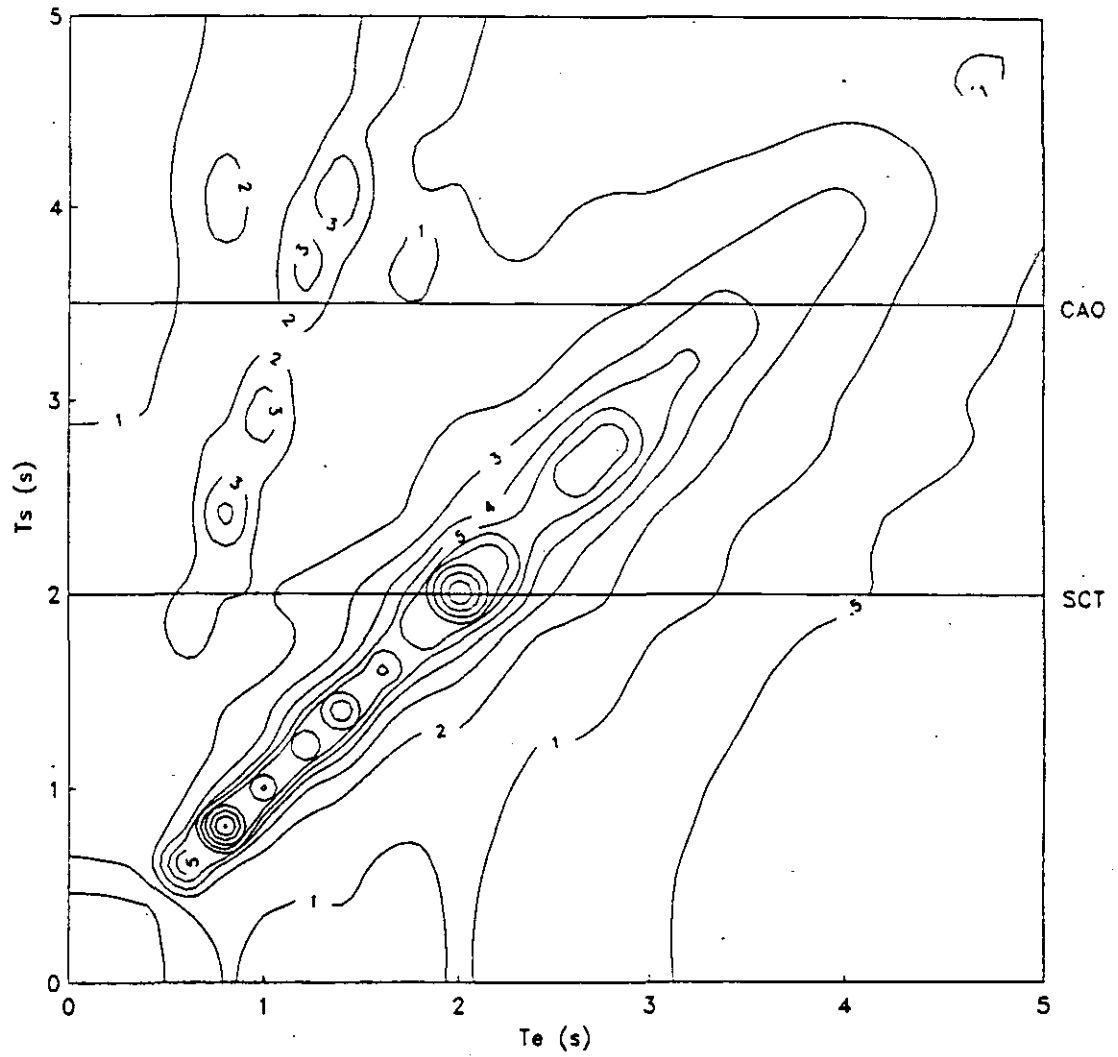


Fig. 7 Contornos de aceleracion sin interaccion suelo-estructura

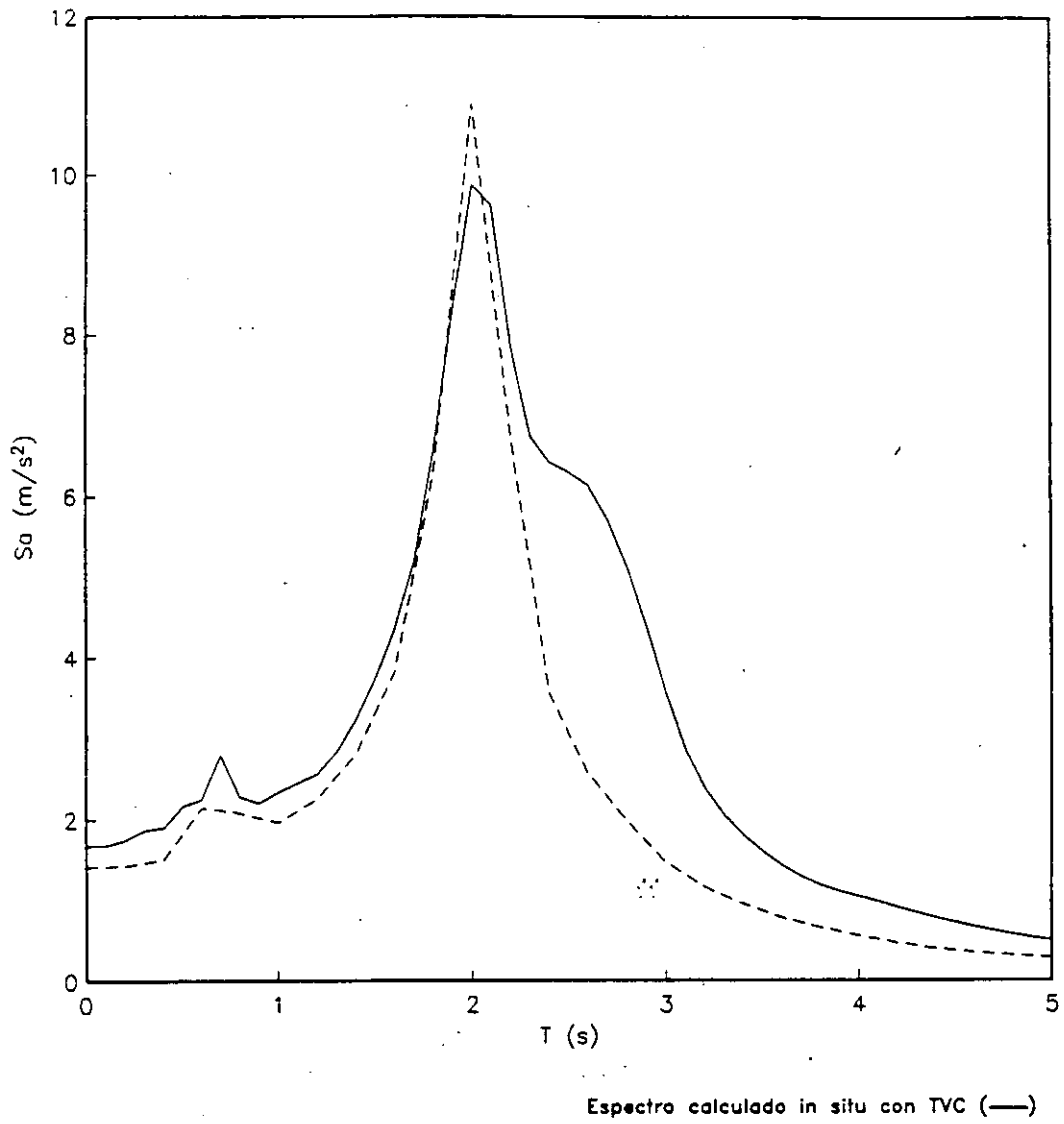
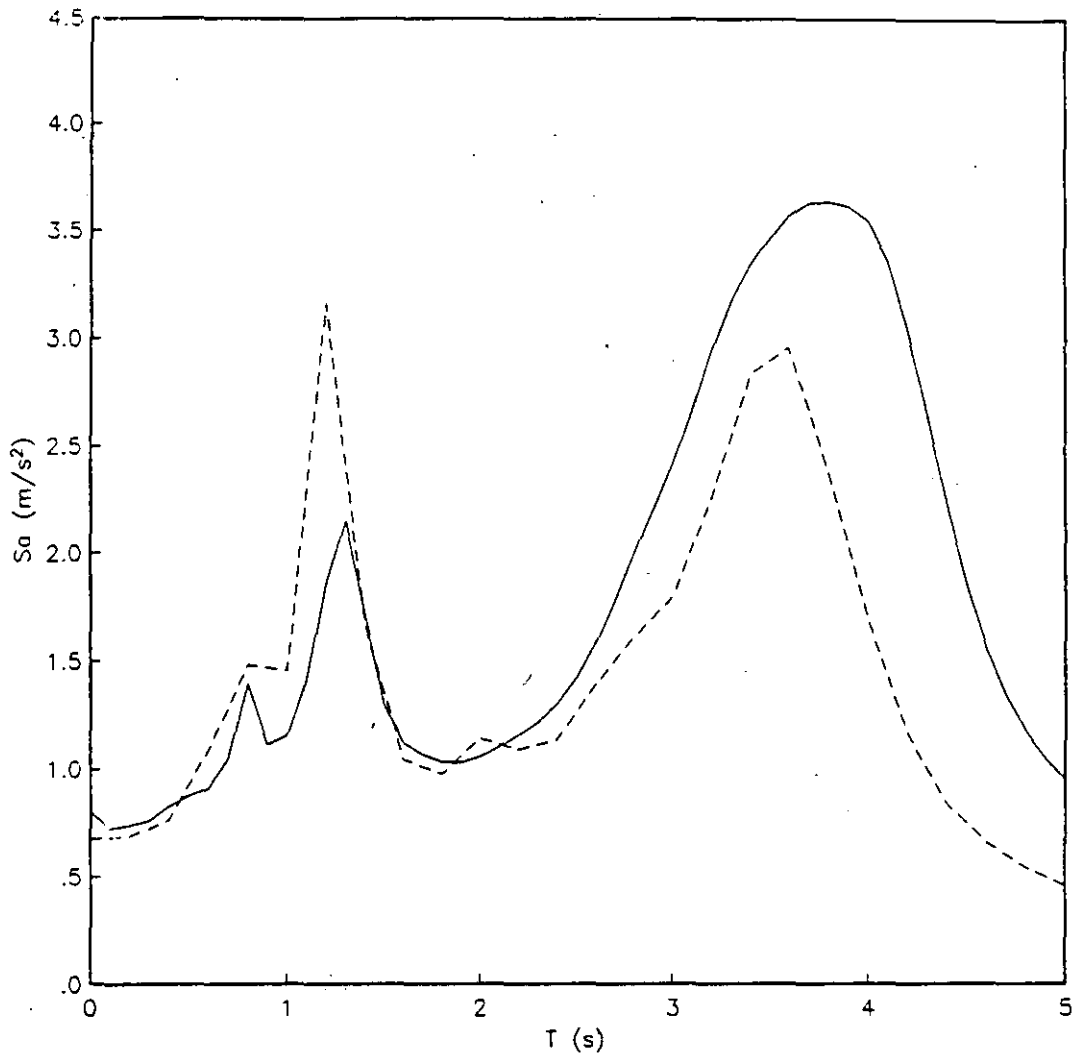


Fig. 8 Espectro de respuesta en SCT con contornos de aceleracion



Espectro calculado in situ con TVC (—)

Fig. 9 Espectro de respuesta en CAO con contornos de aceleracion

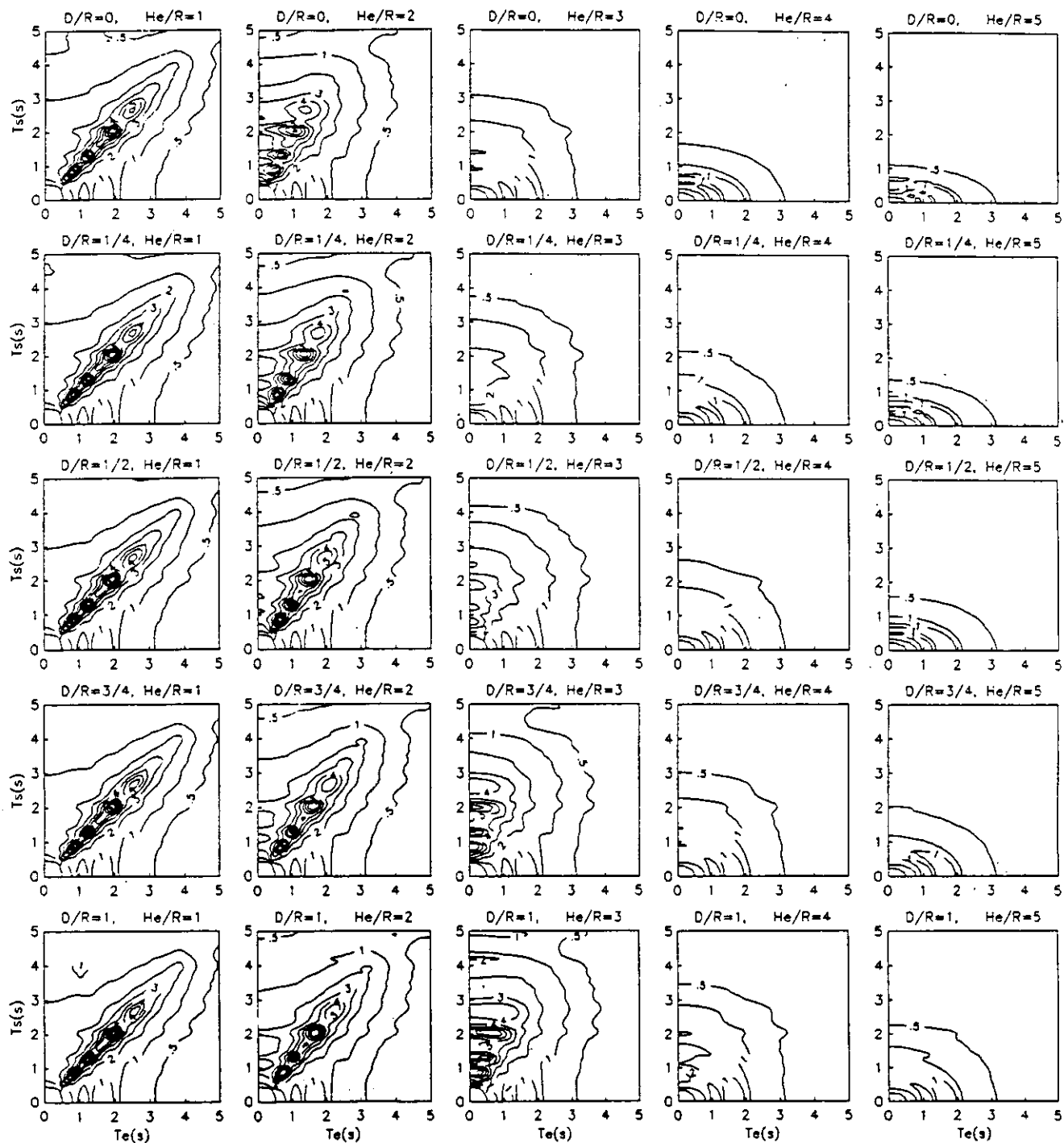


Fig. 10 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 2$, pared con contacto total.

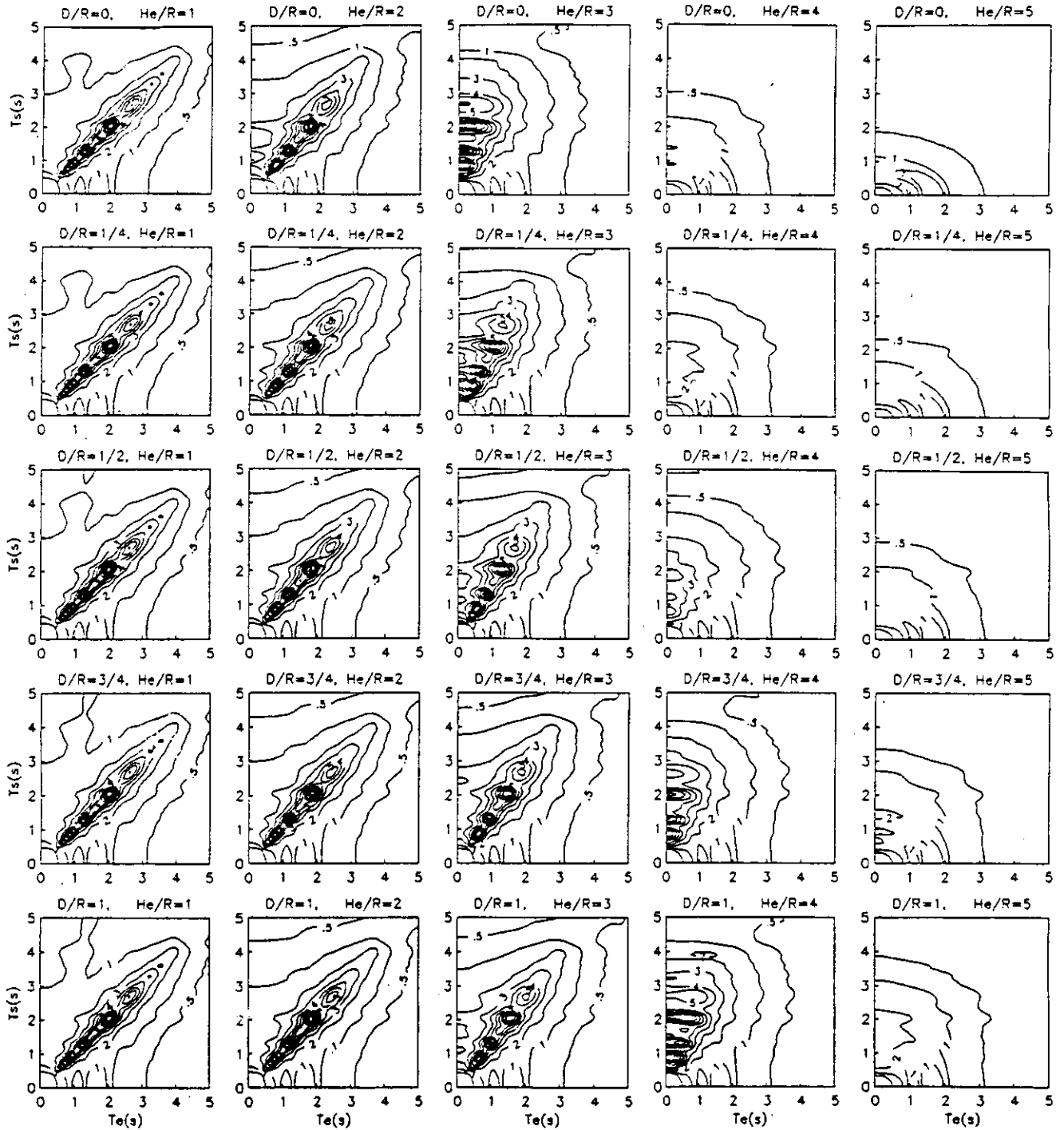


Fig. 11 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 3$, pared con contacto total.

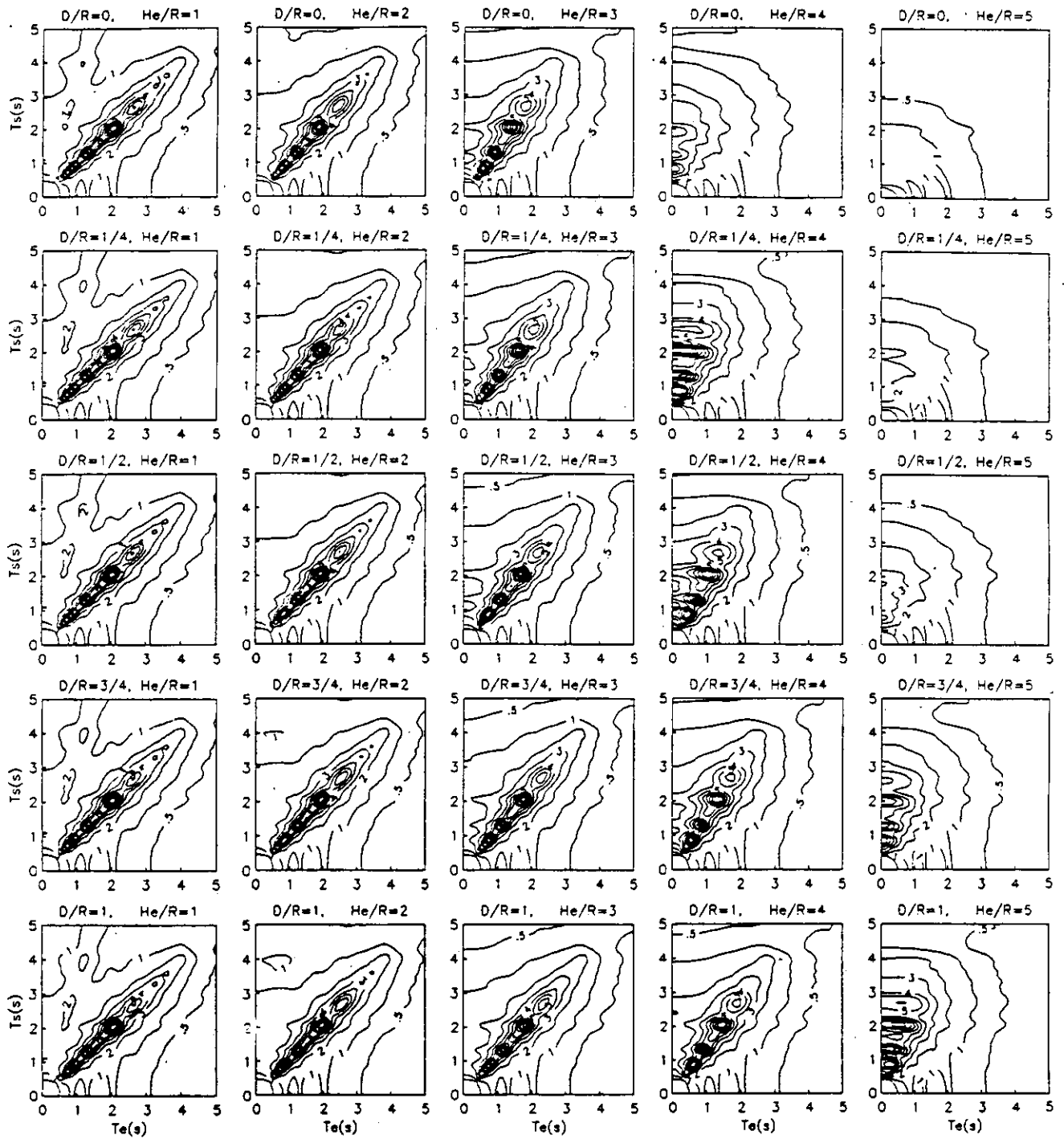


Fig. 12 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 4$, pared con contacto total.

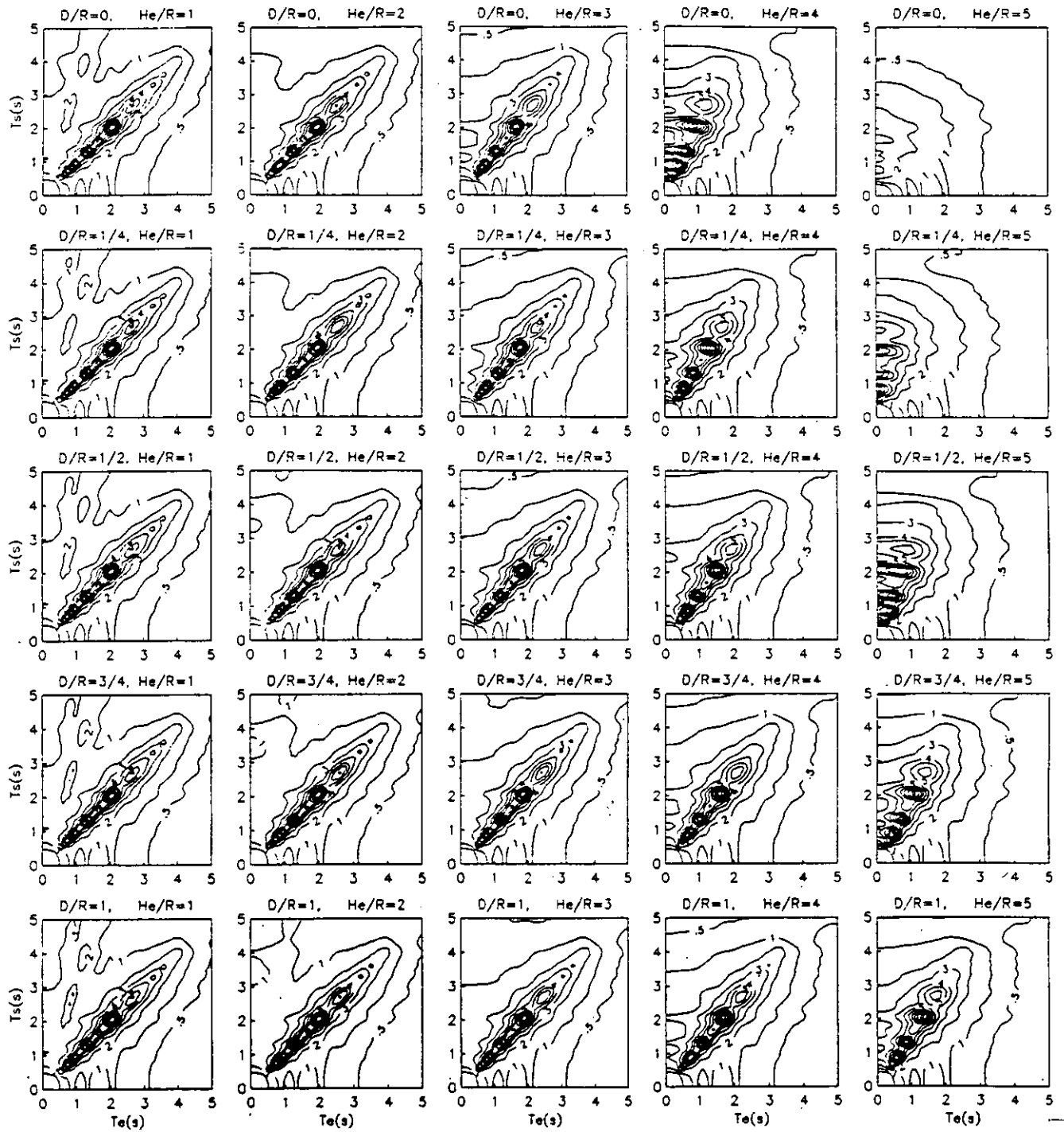


Fig. 13 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 5$, pared con contacto total.

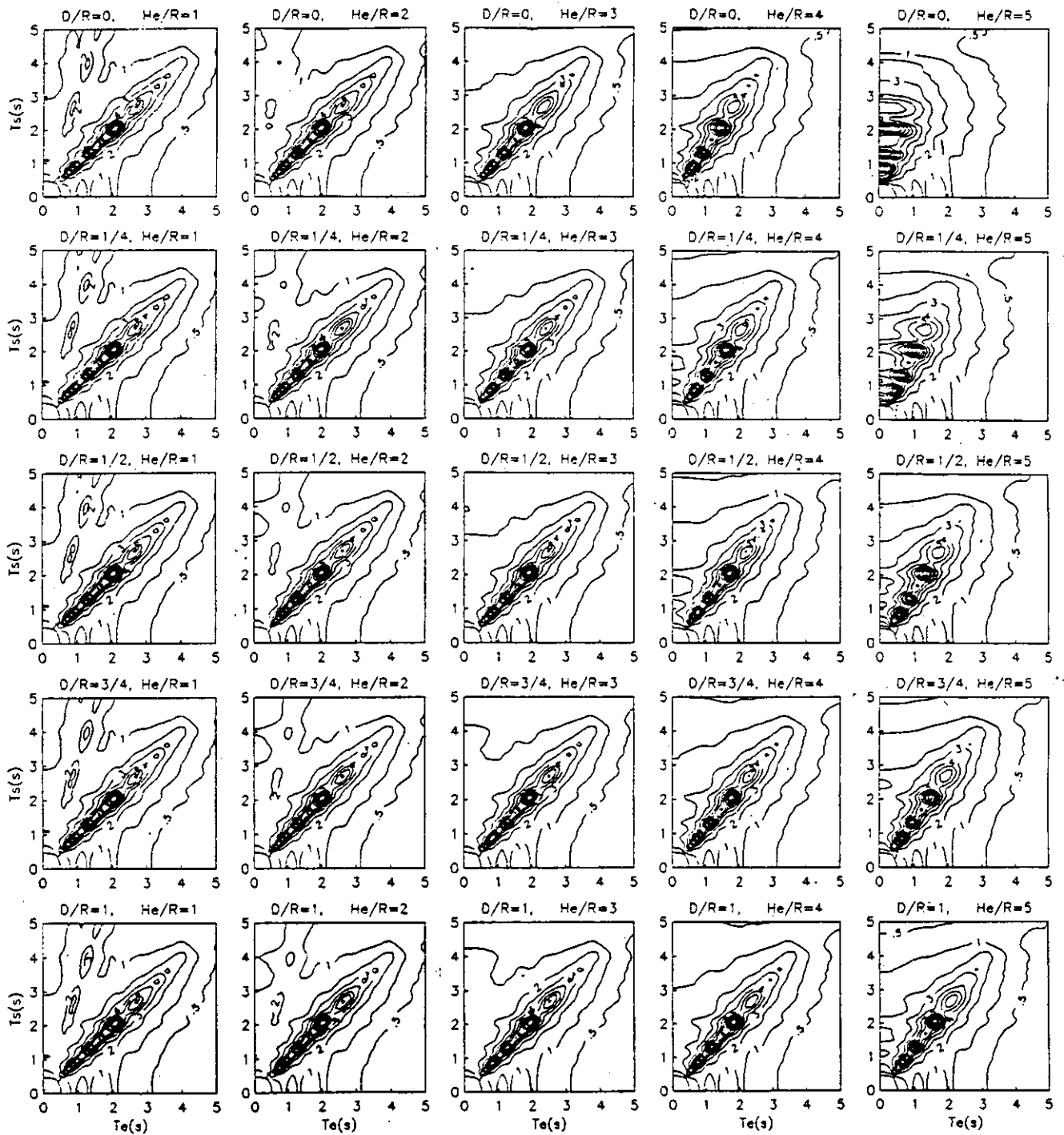


Fig. 14 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 6$, pared con contacto total.

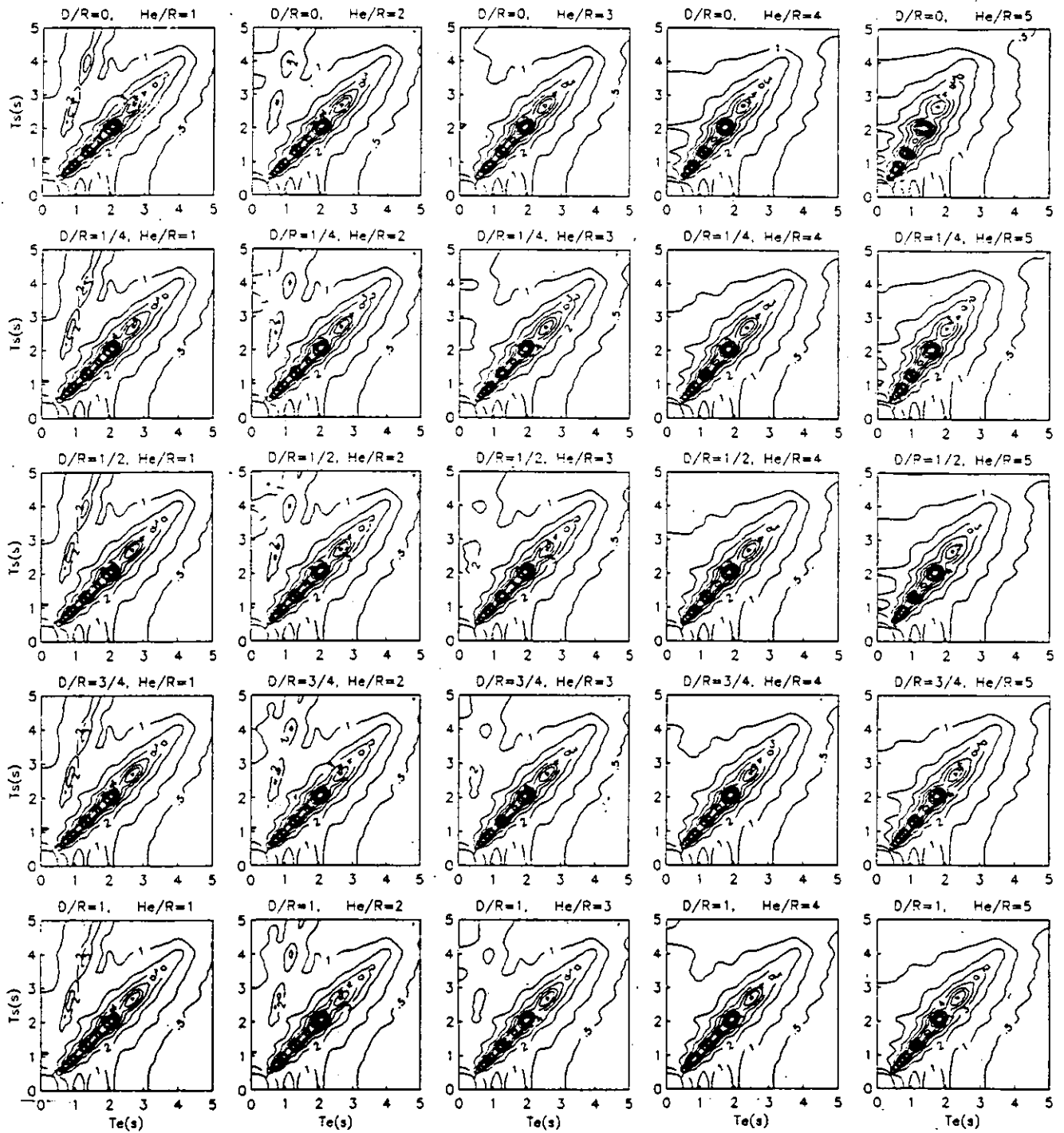


Fig. 15 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 8$, pared con contacto total.

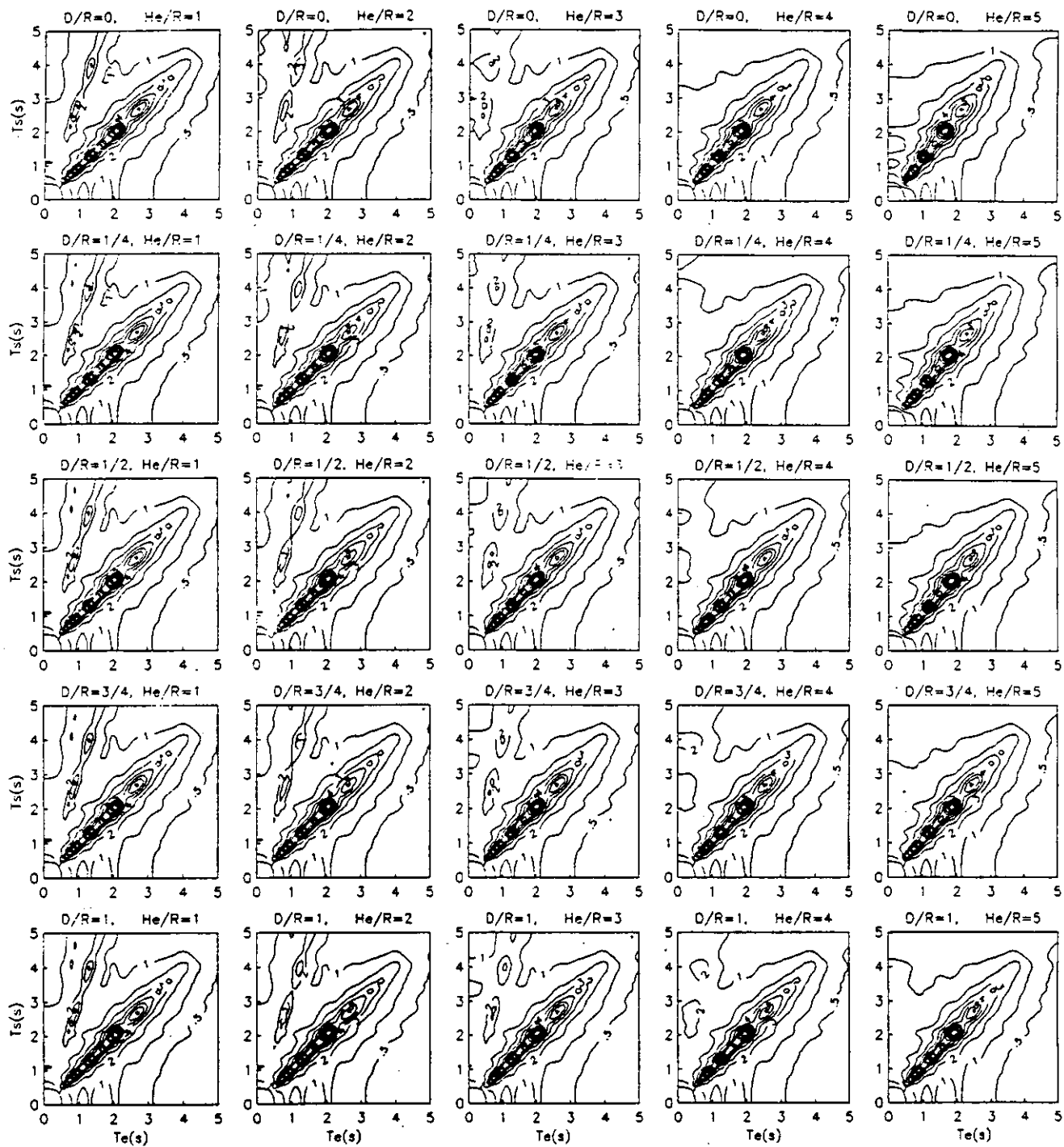


Fig. 16 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 10$, pared con contacto total.

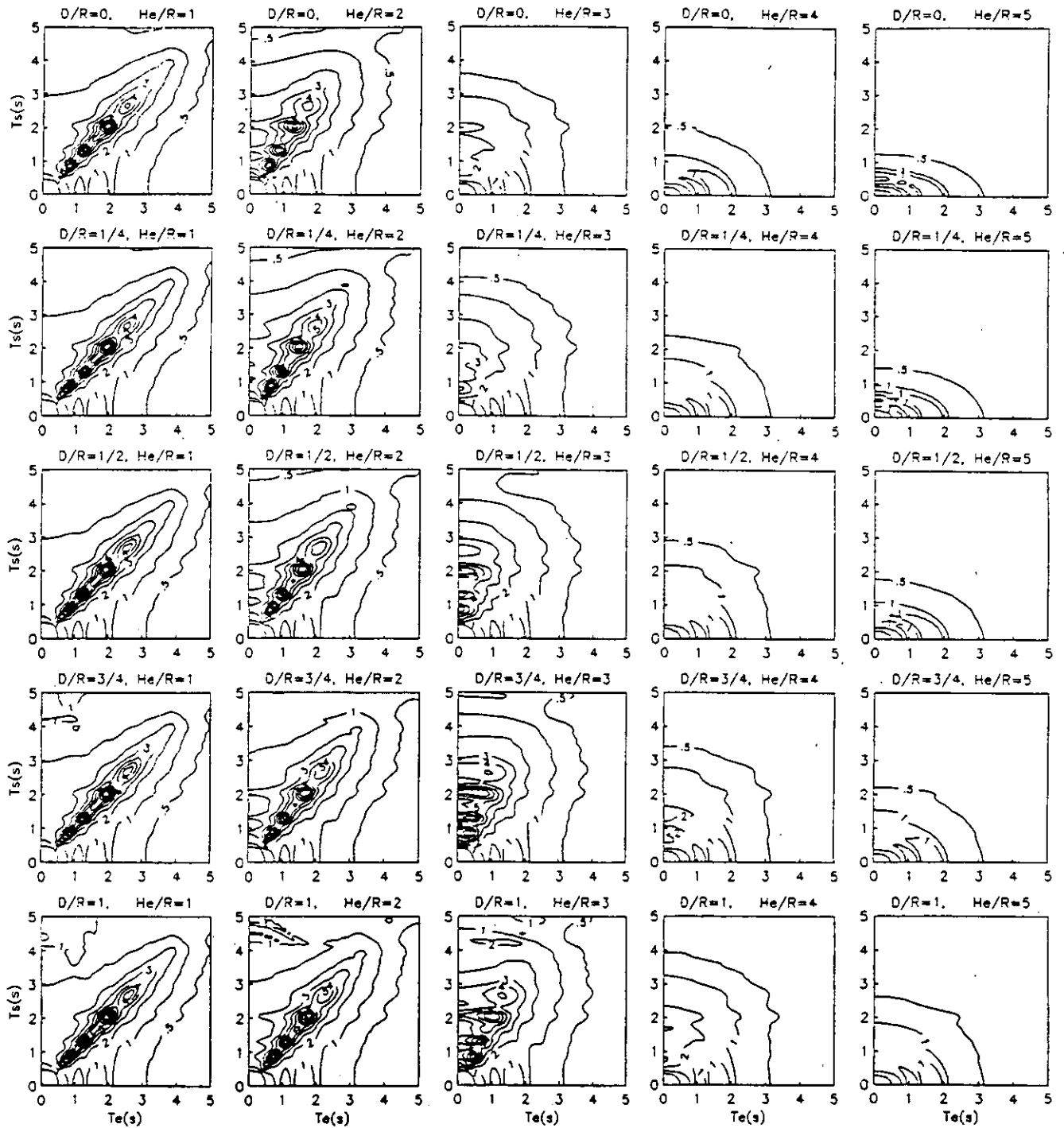


Fig. 17 $\nu = 0.45$, $He/R = 2$, pared con contacto total.

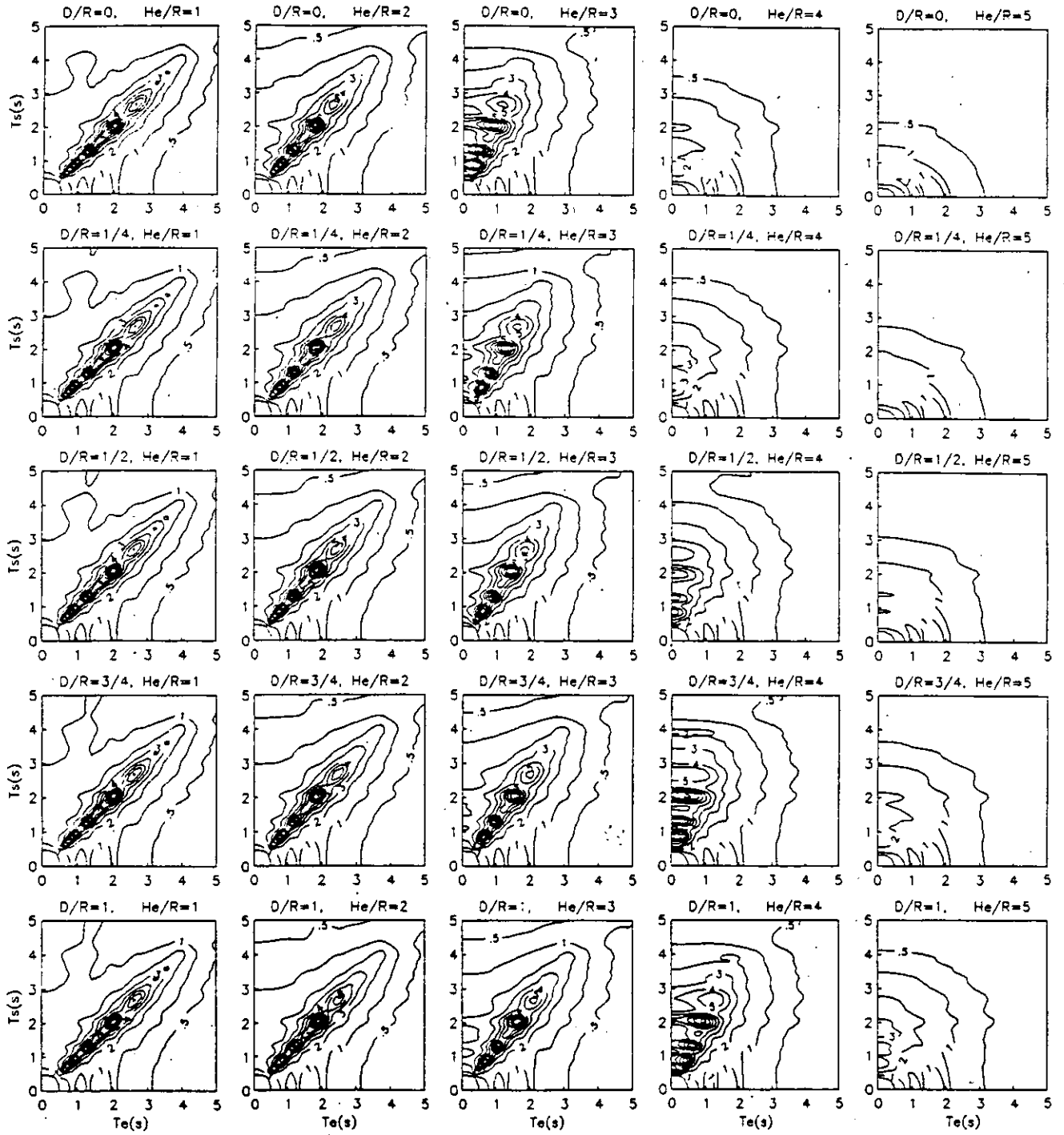


Fig. 18 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 3$, pared con contacto total.

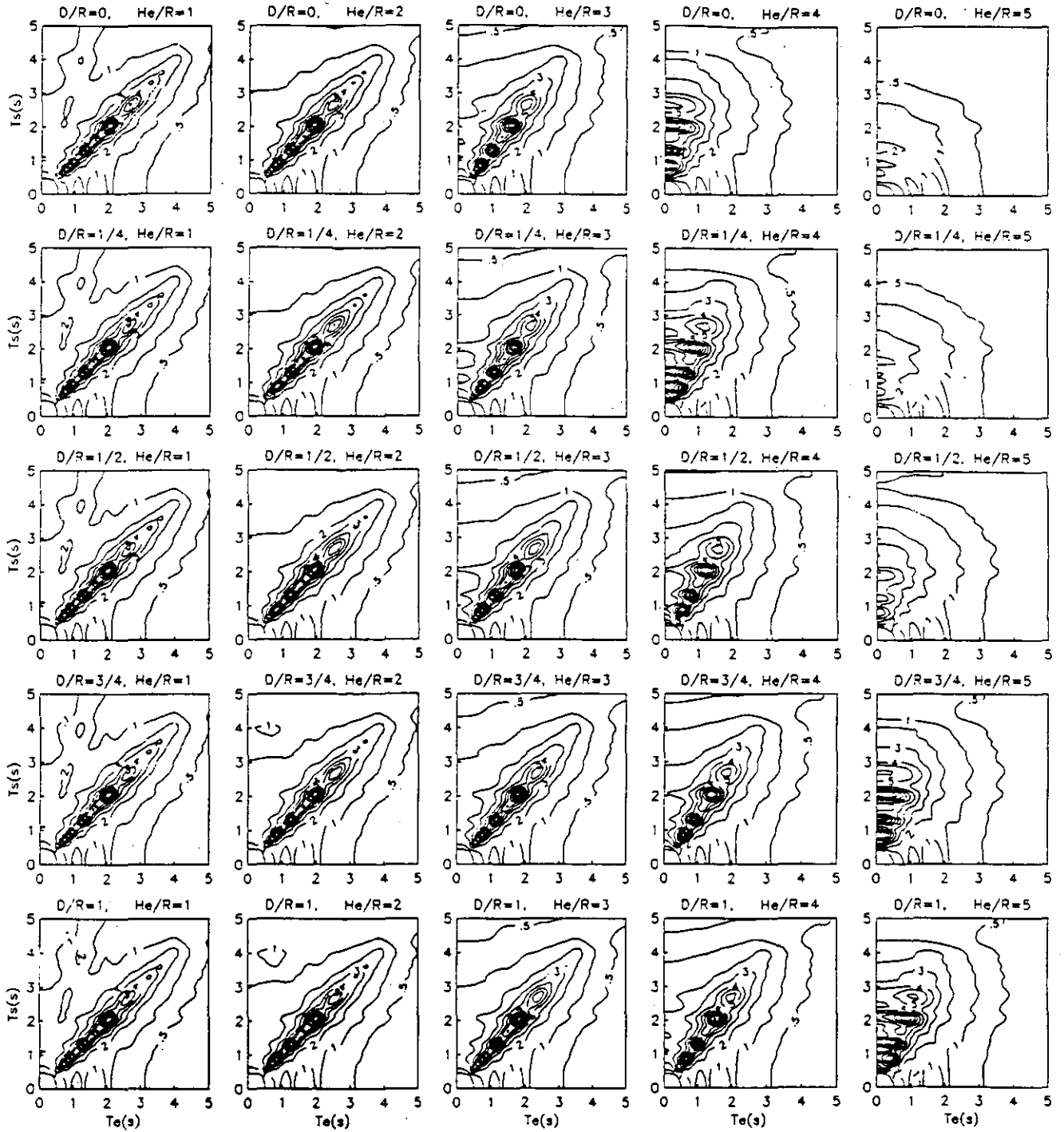


Fig. 19 $\nu = 0.45$, $He/R = 4$, pared con contacto total.

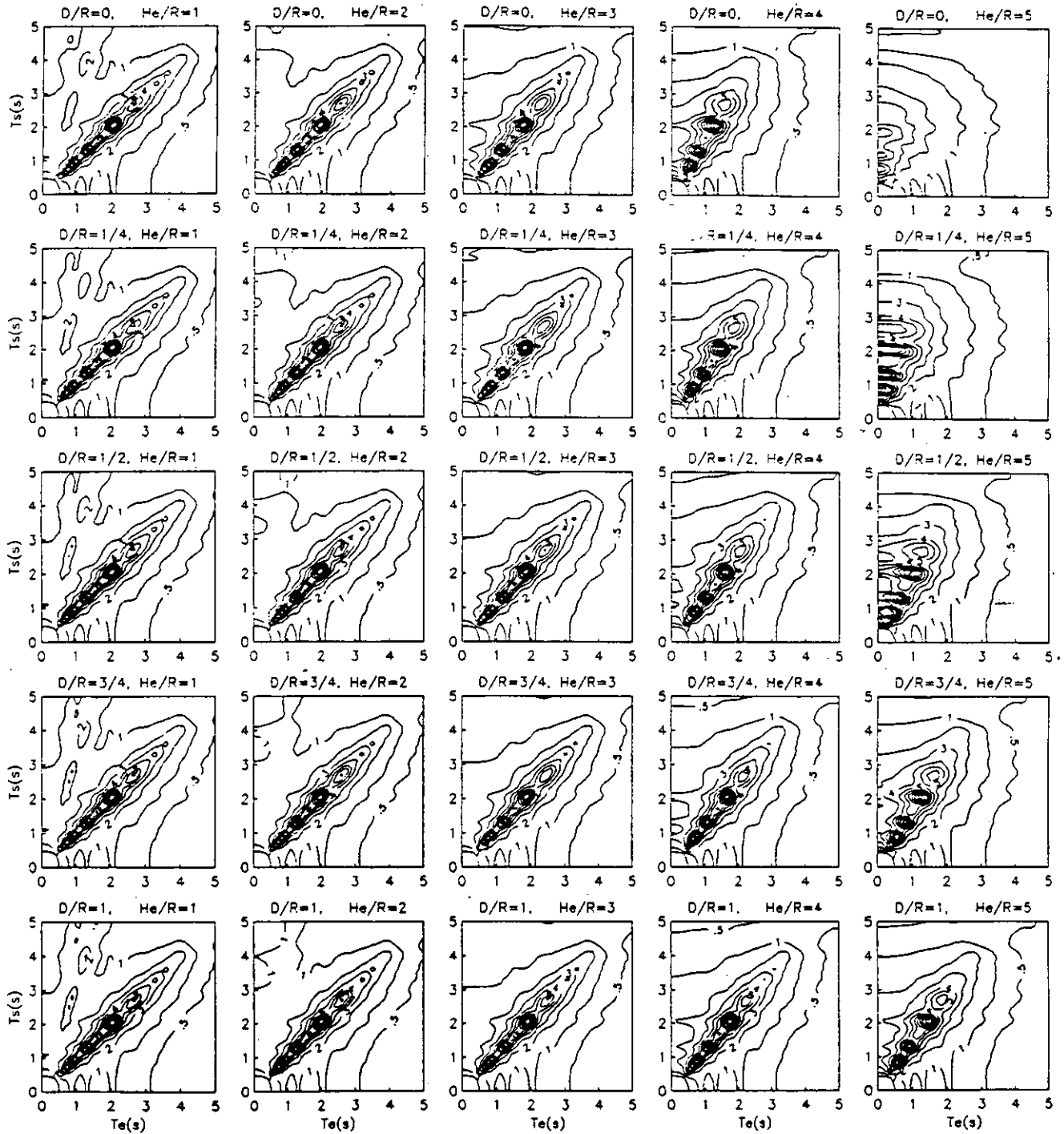


Fig. 20 $\nu = 0.45$, $He/R = 5$, pared con contacto total.

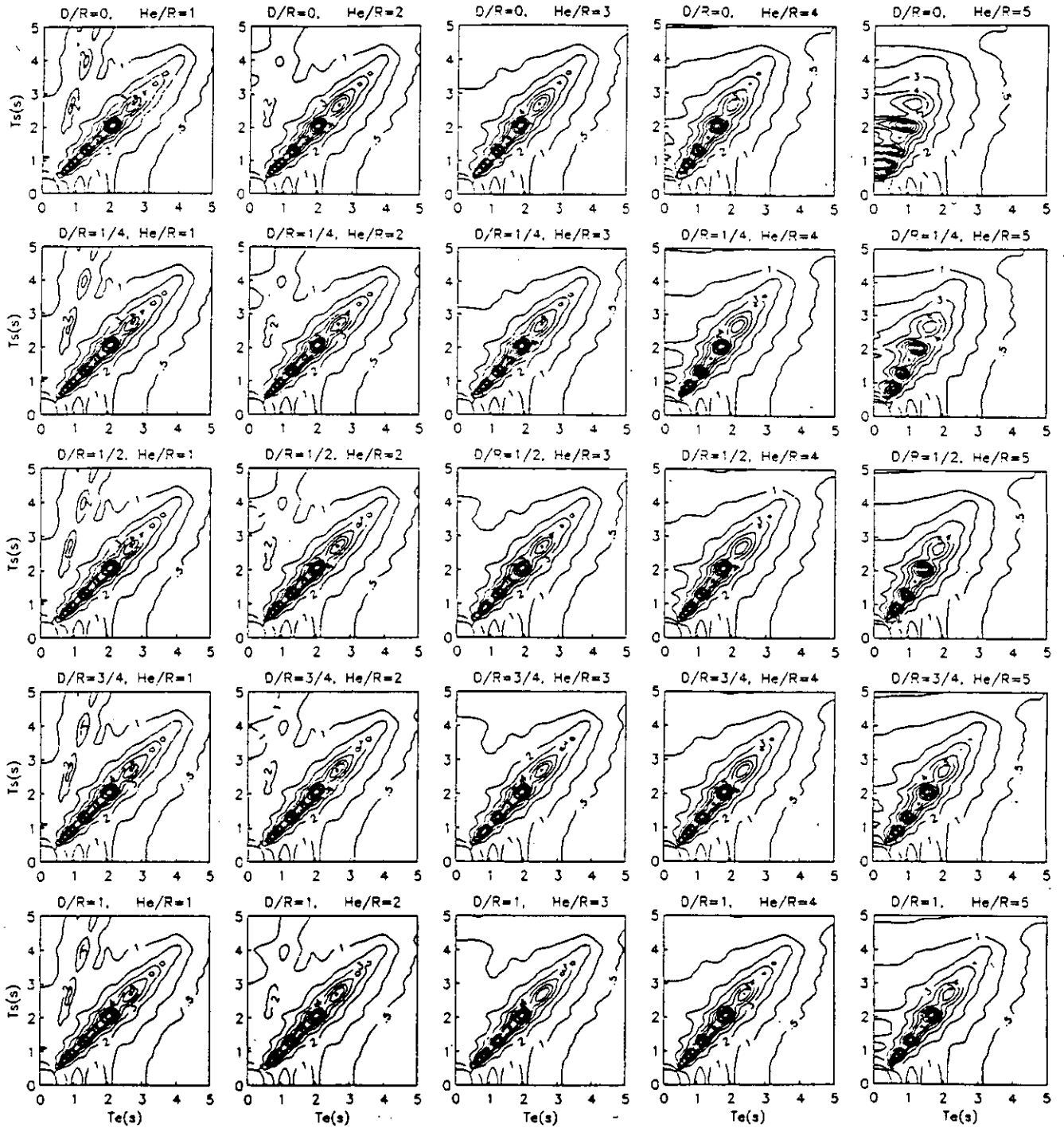


Fig. 21 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 6$, pared con contacto total.

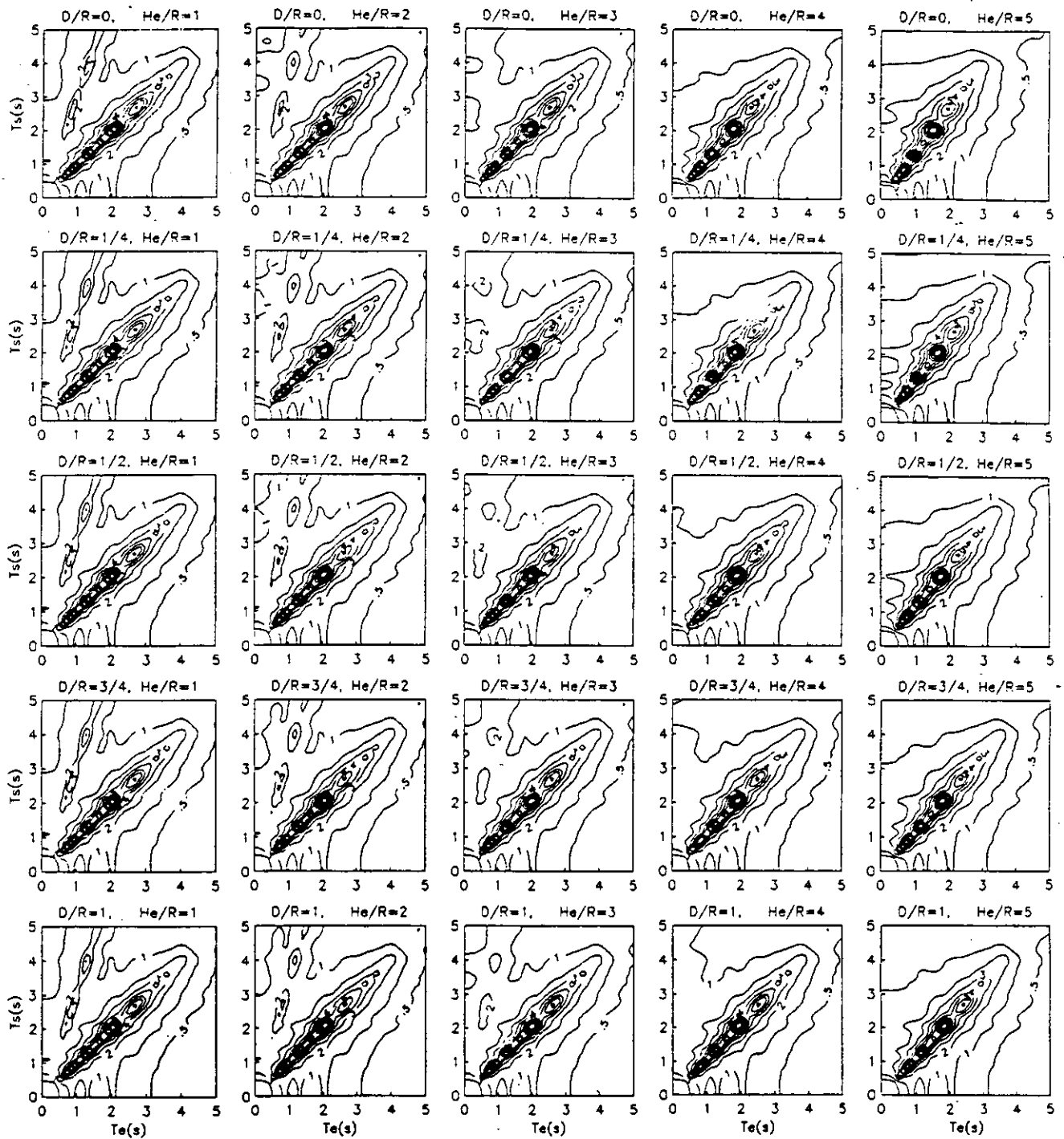


Fig. 22 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 8$, pared con contacto total.

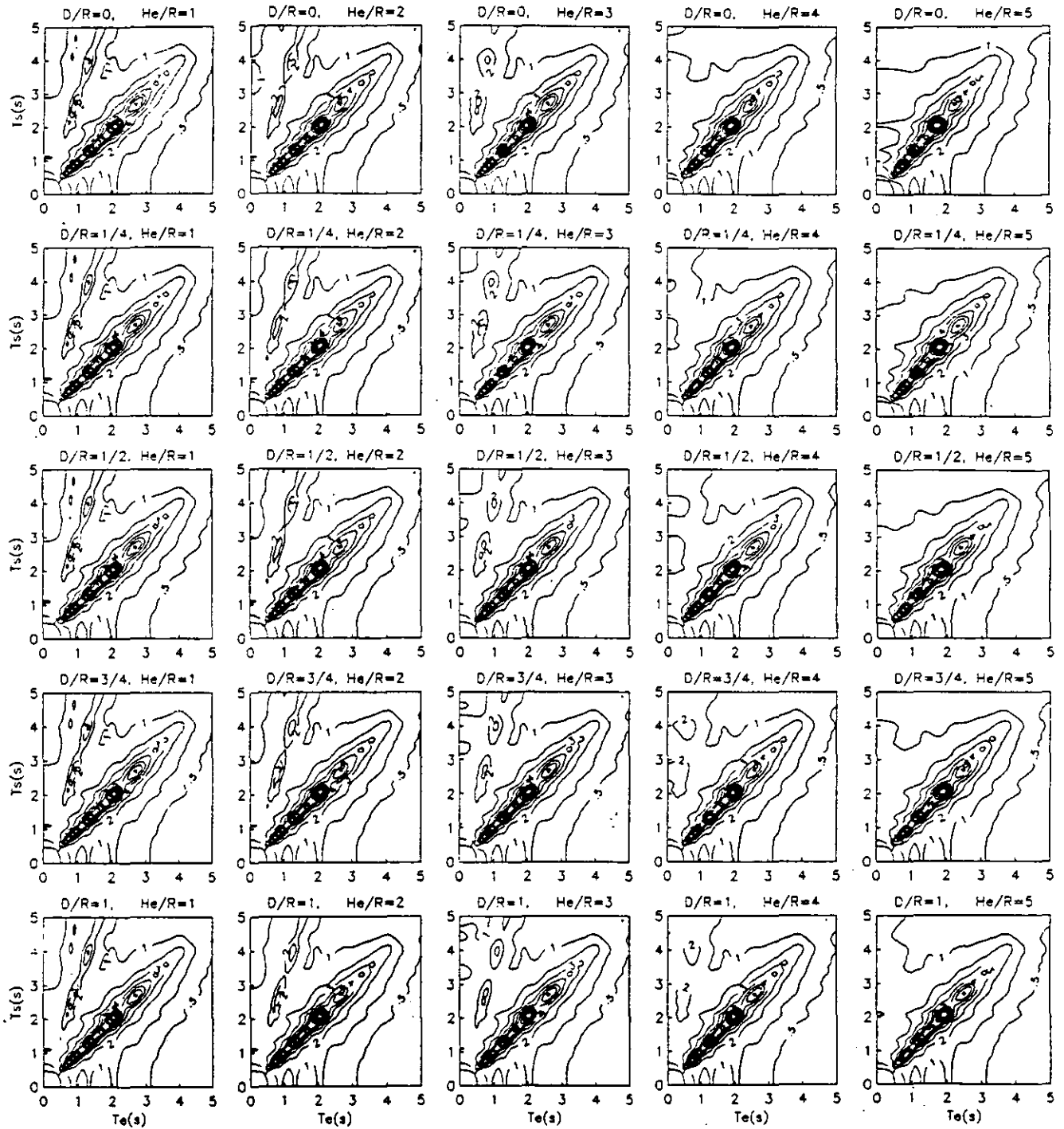


Fig. 23 $\nu = 0.45$, $H_s/R = 10$, pared con contacto total.

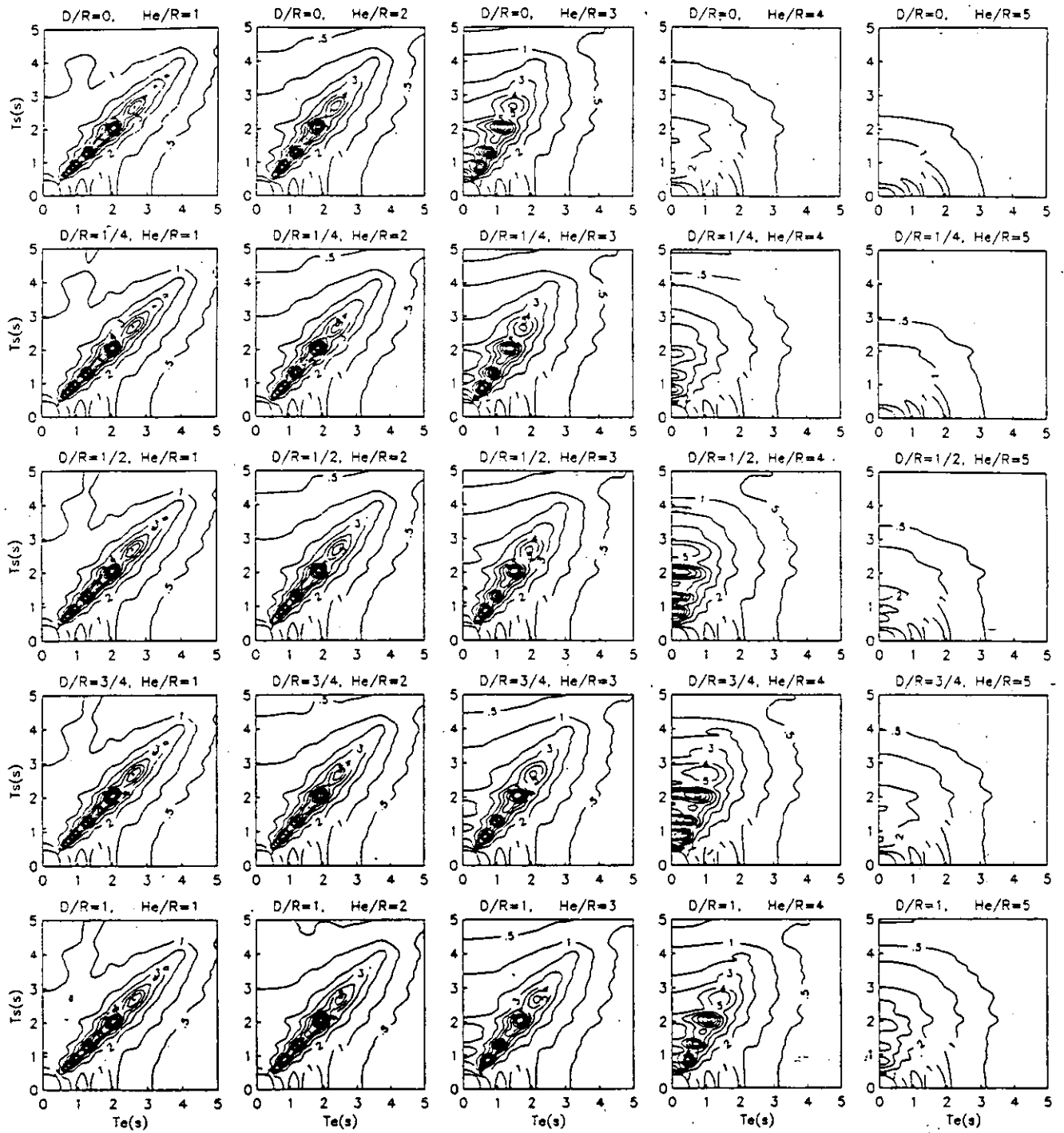


Fig. 25 $\nu = 1/2$, $He/R = 3$, pared con contacto total.

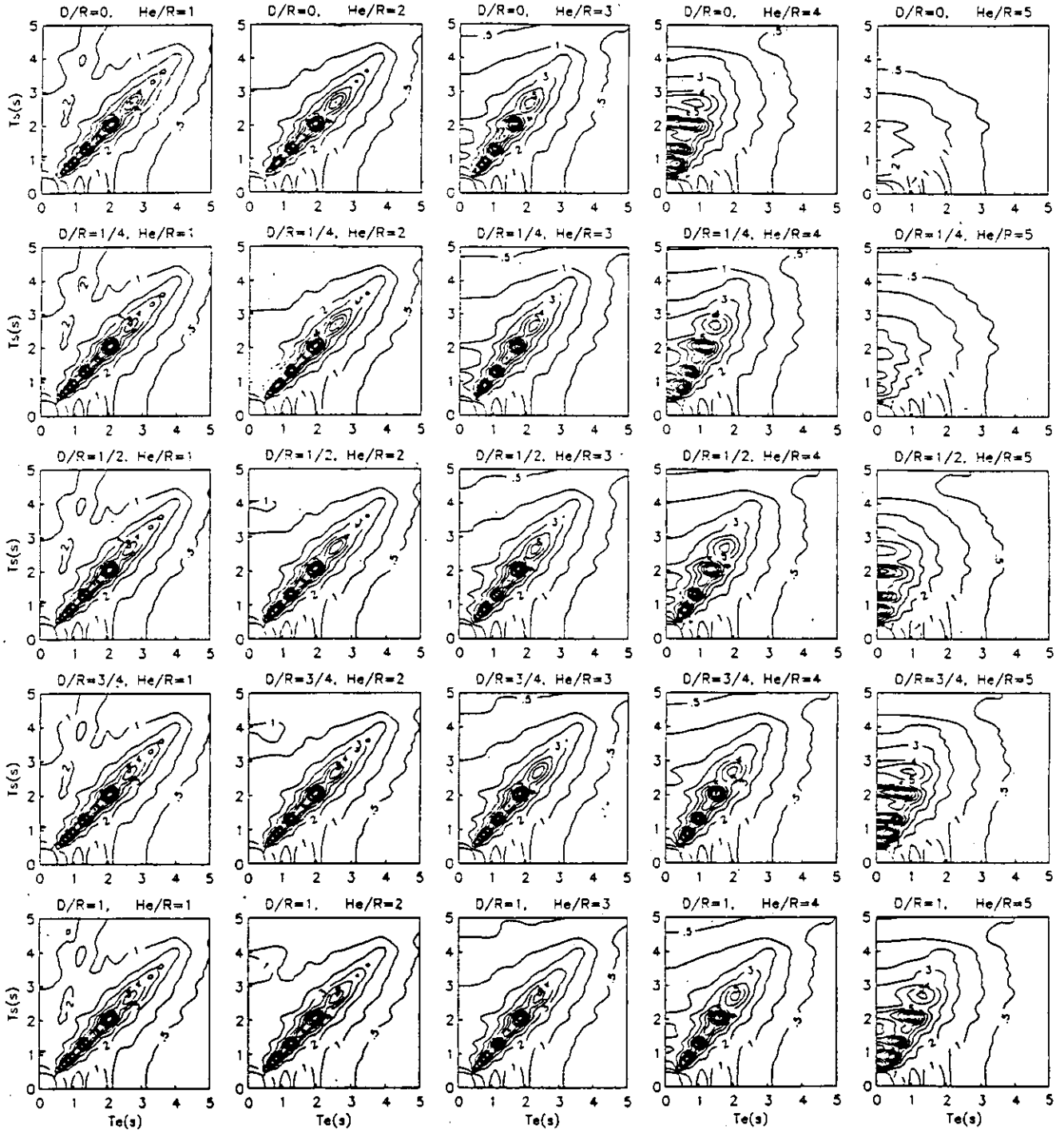


Fig. 26 $\nu = 1/2, Hs/R = 4$, pared con contacto total.

4/2

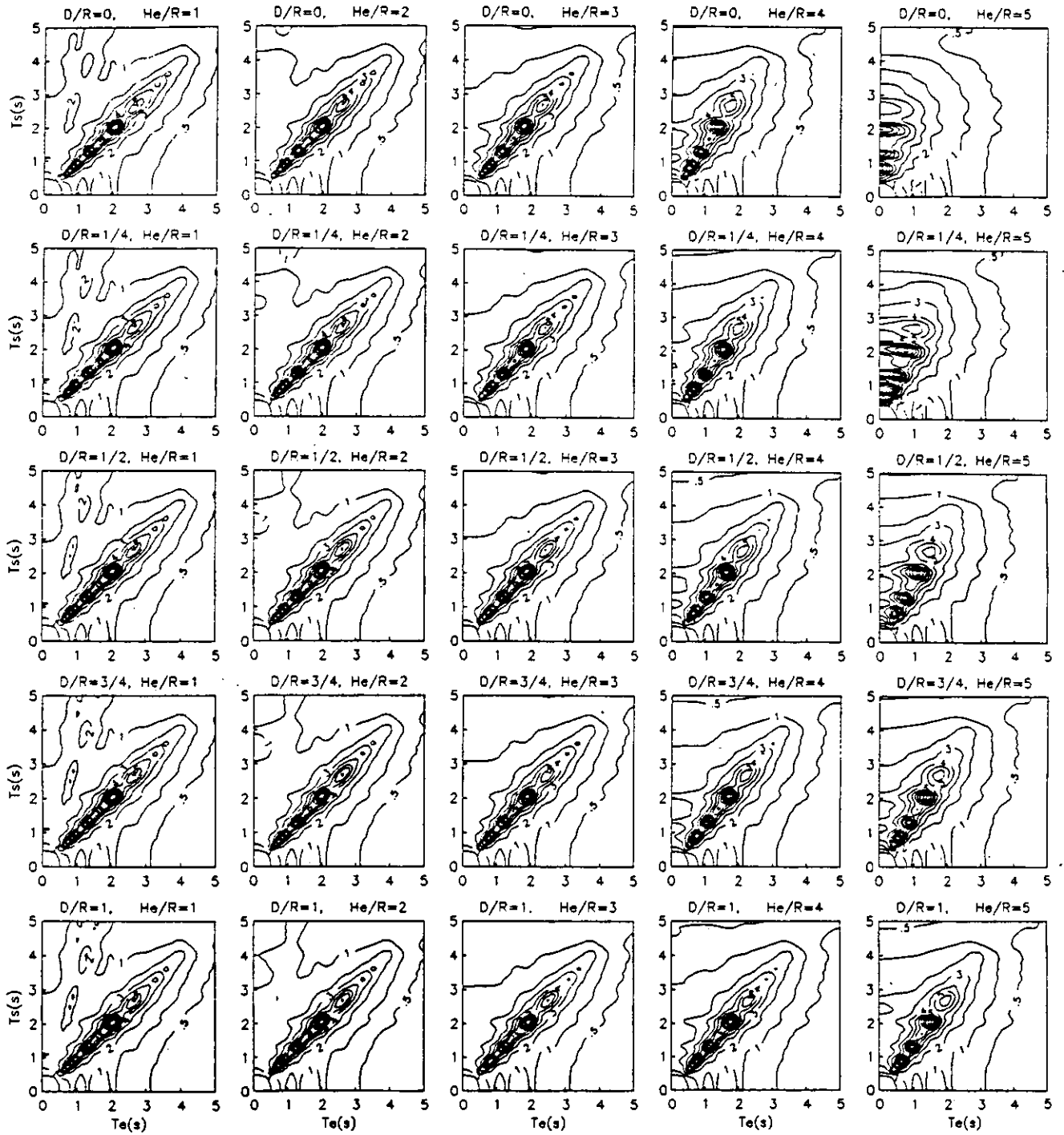


Fig. 27 $\nu = 1/2$, $He/R = 5$, pared con contacto total.

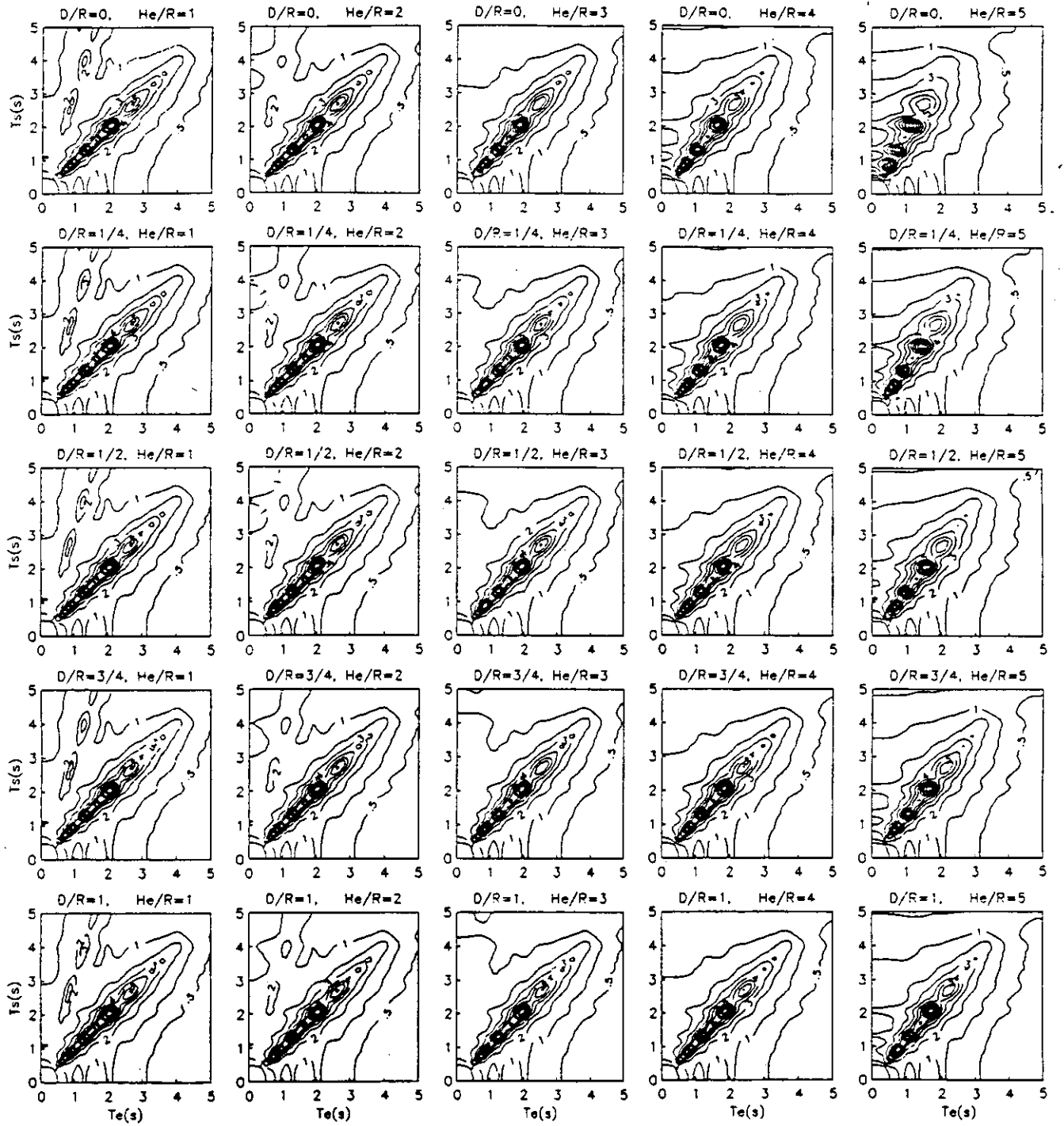


Fig. 28 $\nu = 1/2$, $H_s/R = 6$, pared con contacto total.

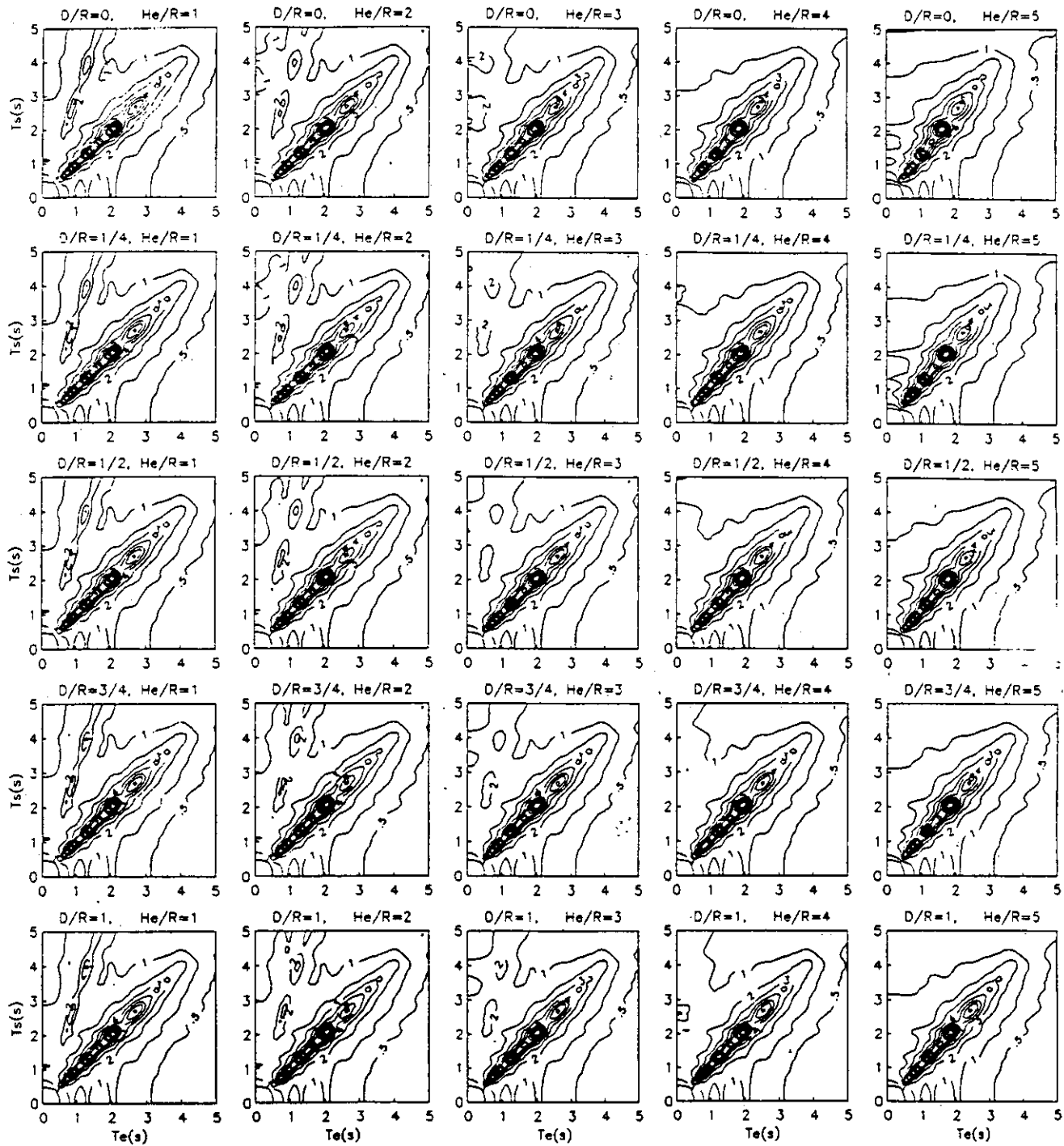


Fig. 29 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 8$, pared con contacto total.

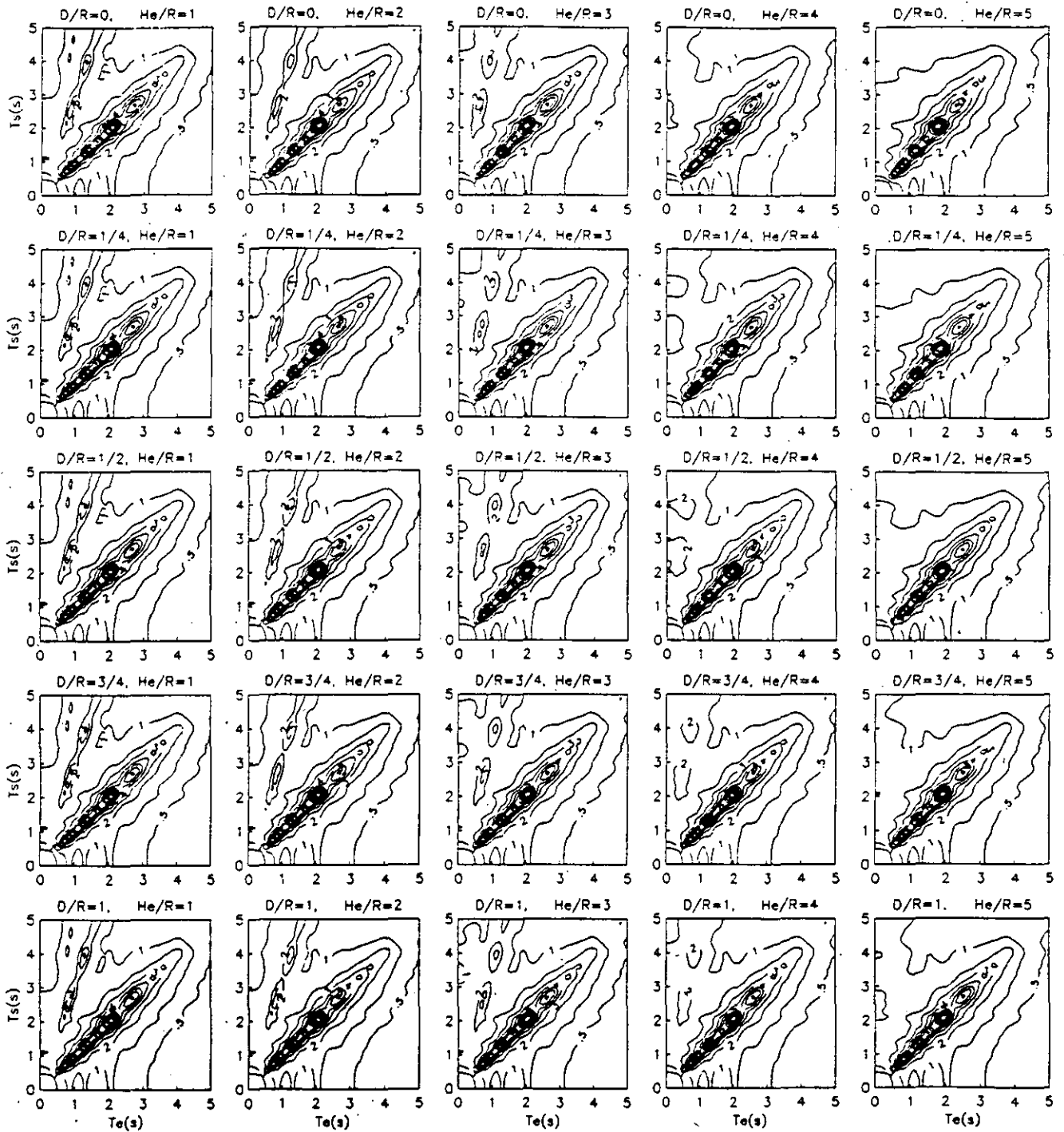


Fig. 30 $\nu = 1/2$, $H_s/R = 10$, pared con contacto total.

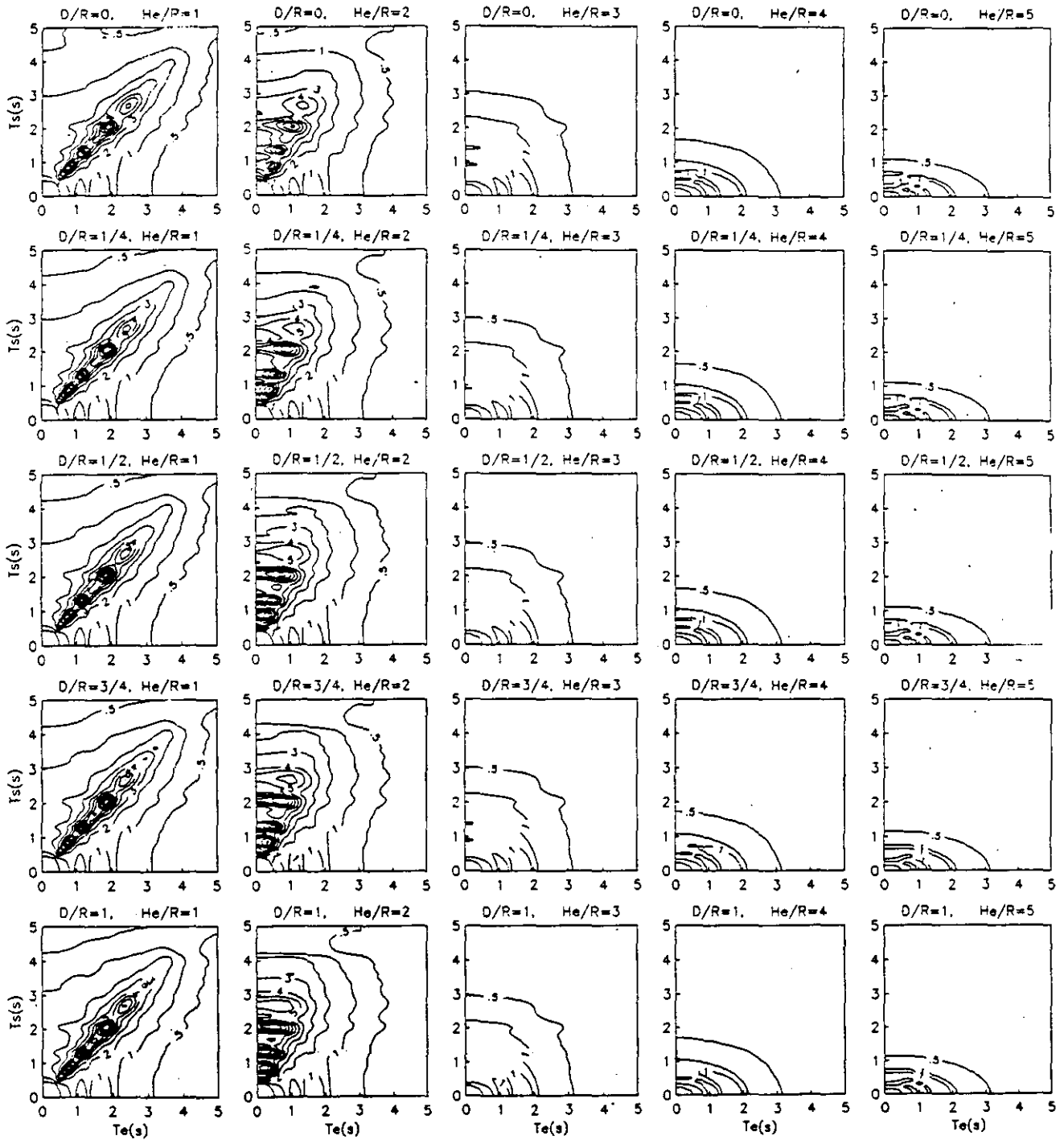


Fig. 31 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 2$, pared con contacto nulo.

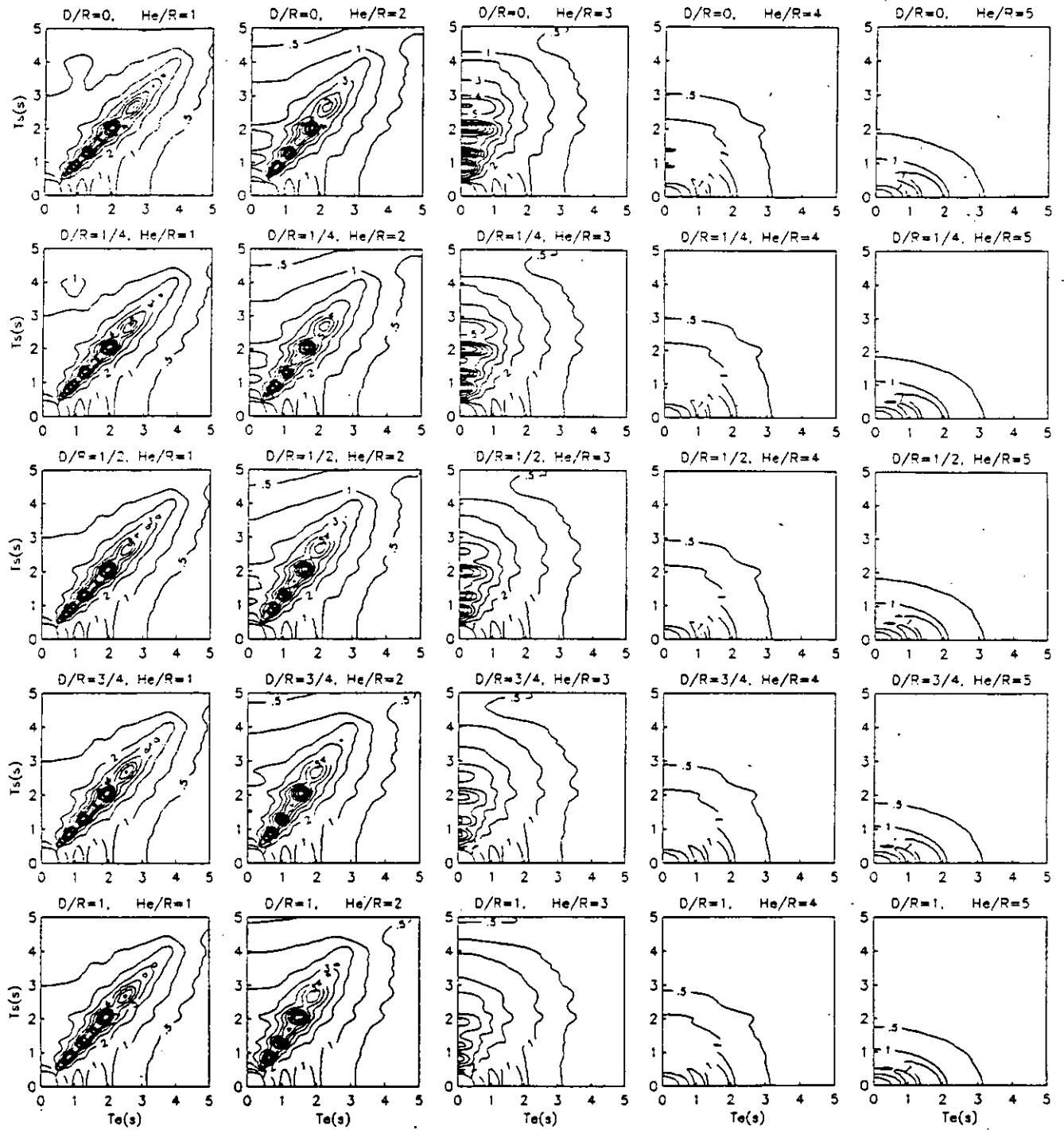


Fig. 32 $\nu = 1/3$, $He/R = 3$, pared con contacto nulo.

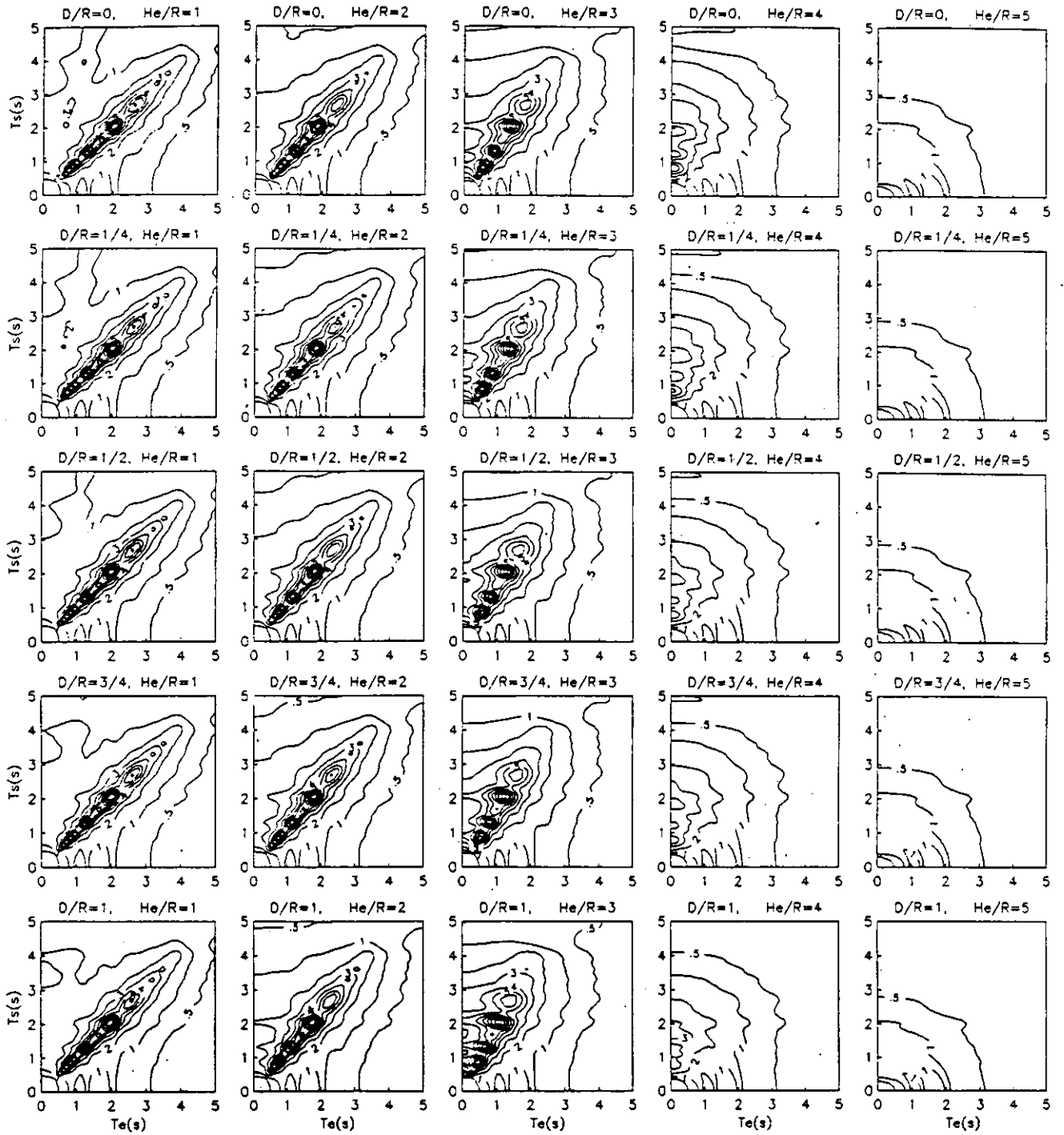


Fig. 33 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 4$, pared con contacto nulo.

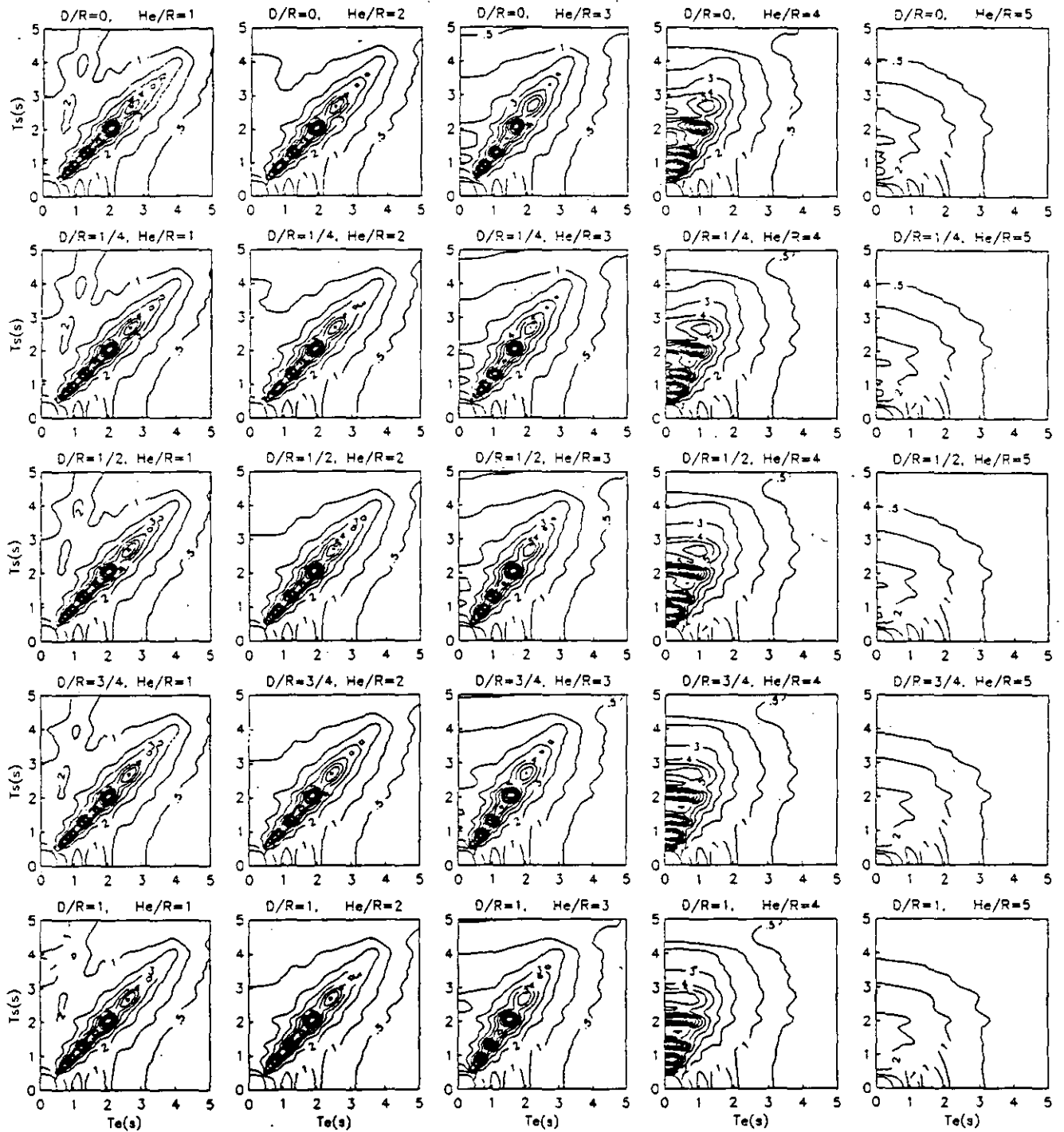


Fig. 34 $\nu = 1/3$, $He/R = 5$, pared con contacto nulo.

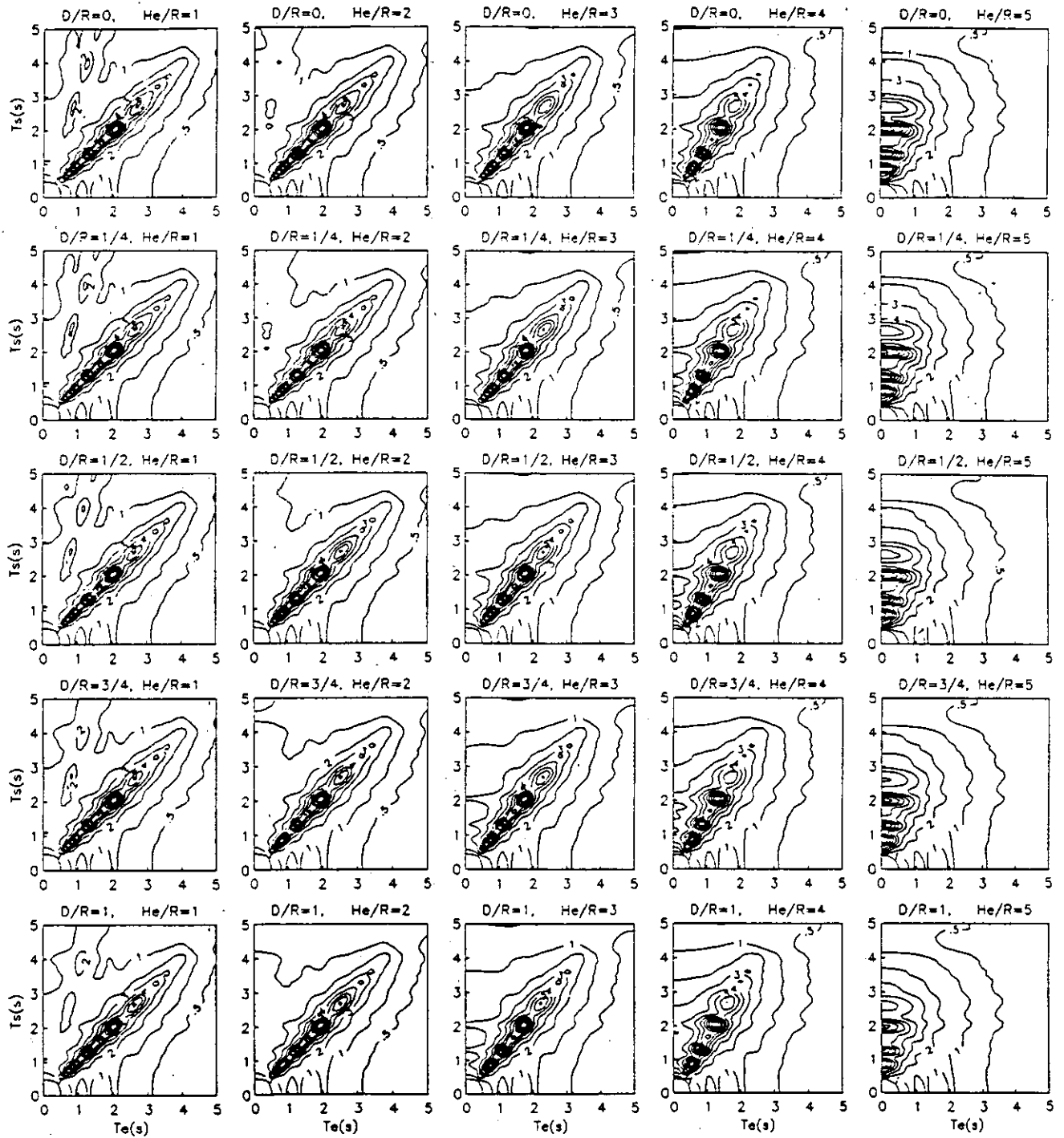


Fig. 35 $\nu = 1/3$, $Hs/R = 6$, pared con contacto nulo.

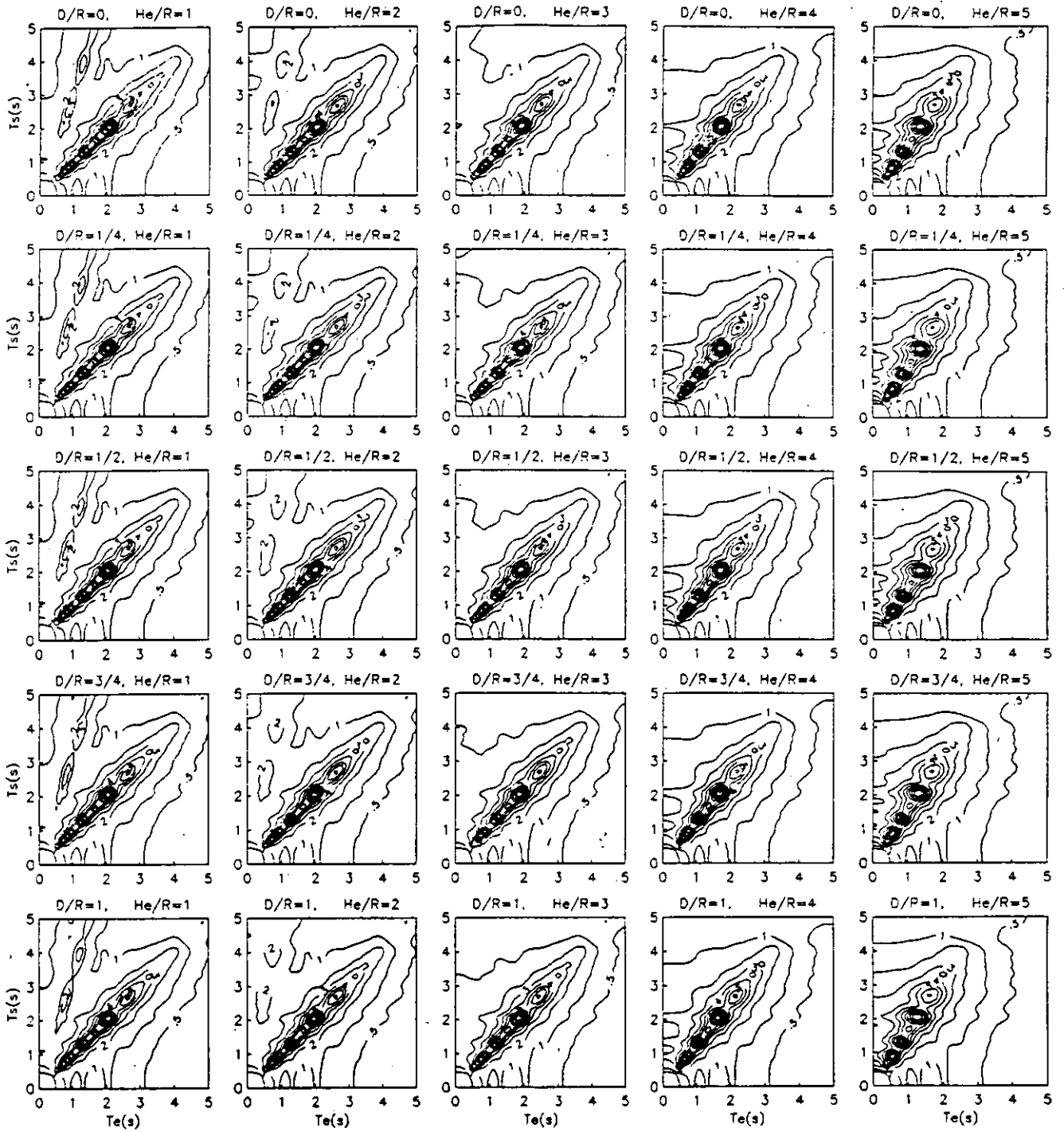


Fig. 36 $\nu = 1/3$, $H_s/R = 8$, pared con contacto nulo.

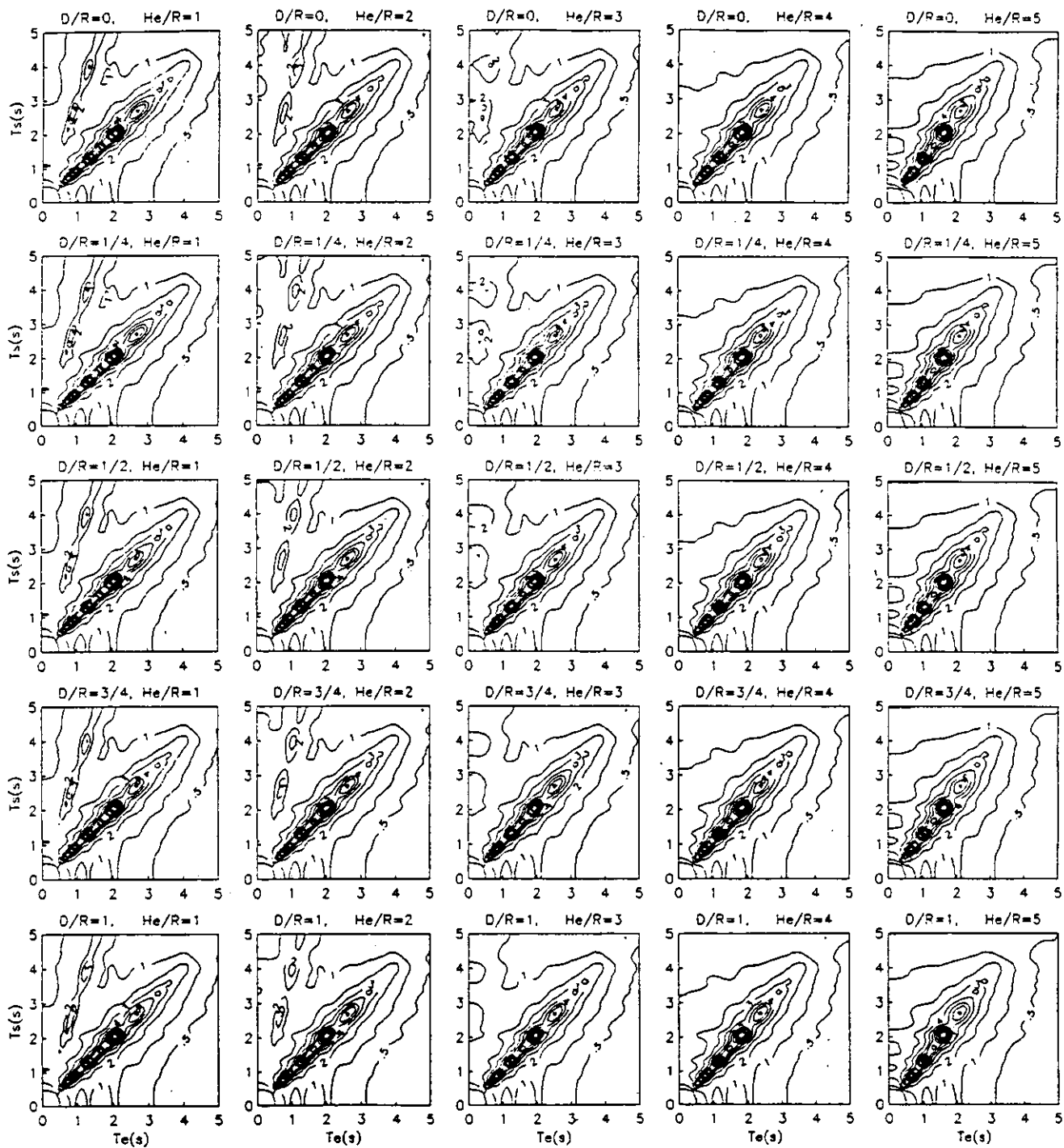


Fig. 37 $\nu = 1/3$, $H_s/R = 10$, pared con contacto nulo.

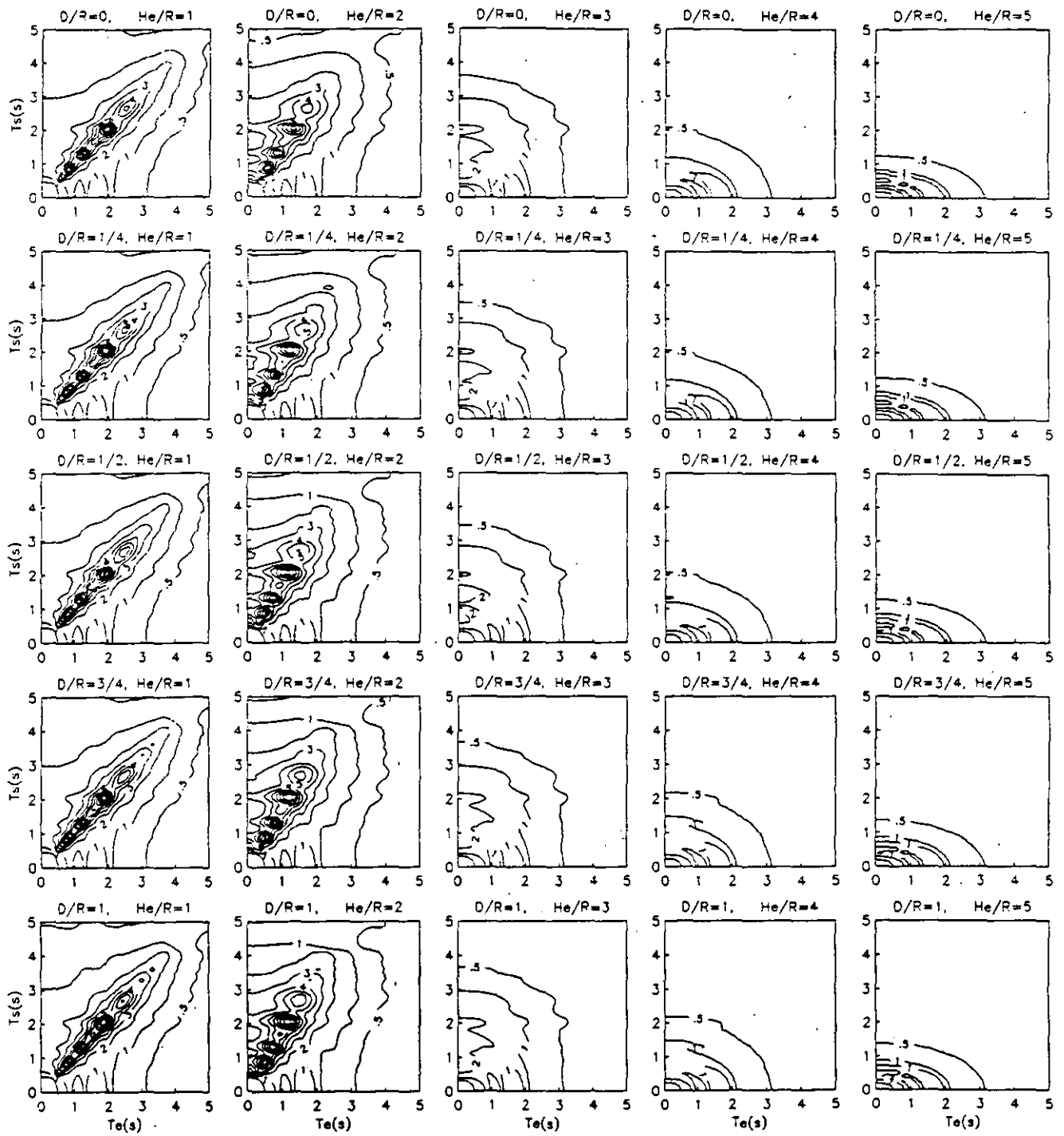


Fig. 38 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 2$, pared con contacto nulo.

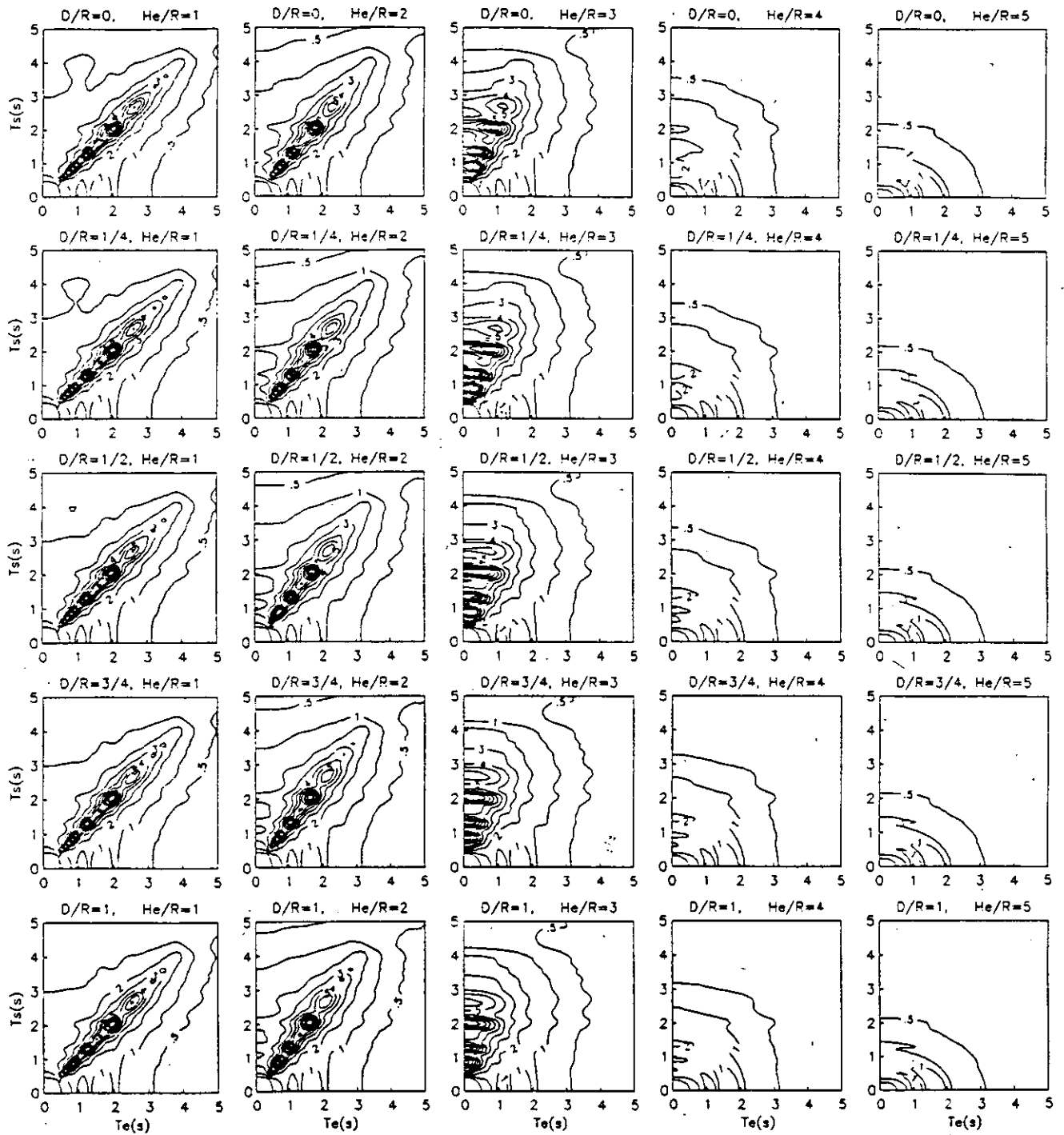


Fig. 39 $\nu = 0.45$, $He/R = 3$, pared con contacto nulo.

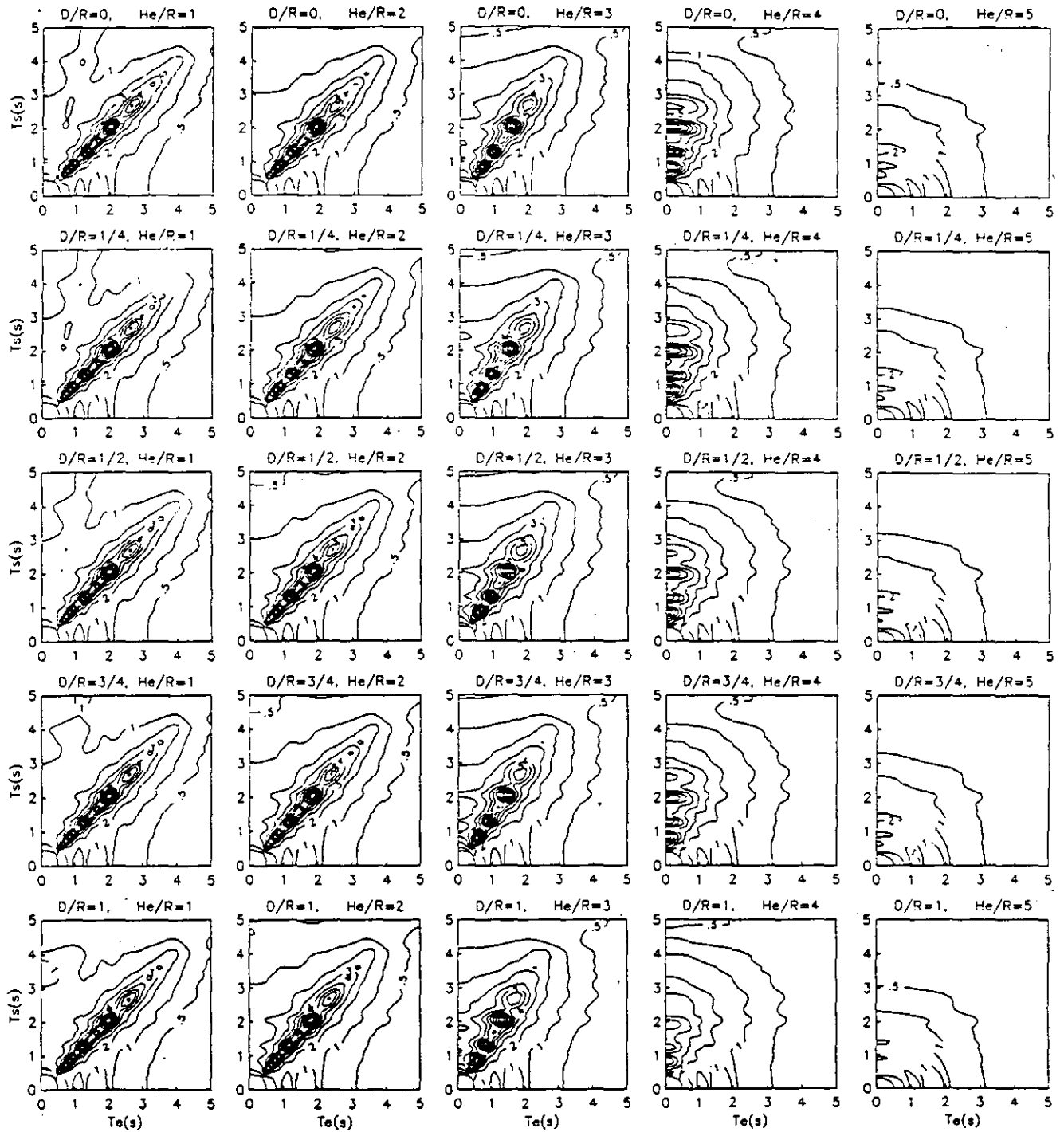


Fig. 40 $\nu = 0.45$, $He/R = 4$, pared con contacto nulo.

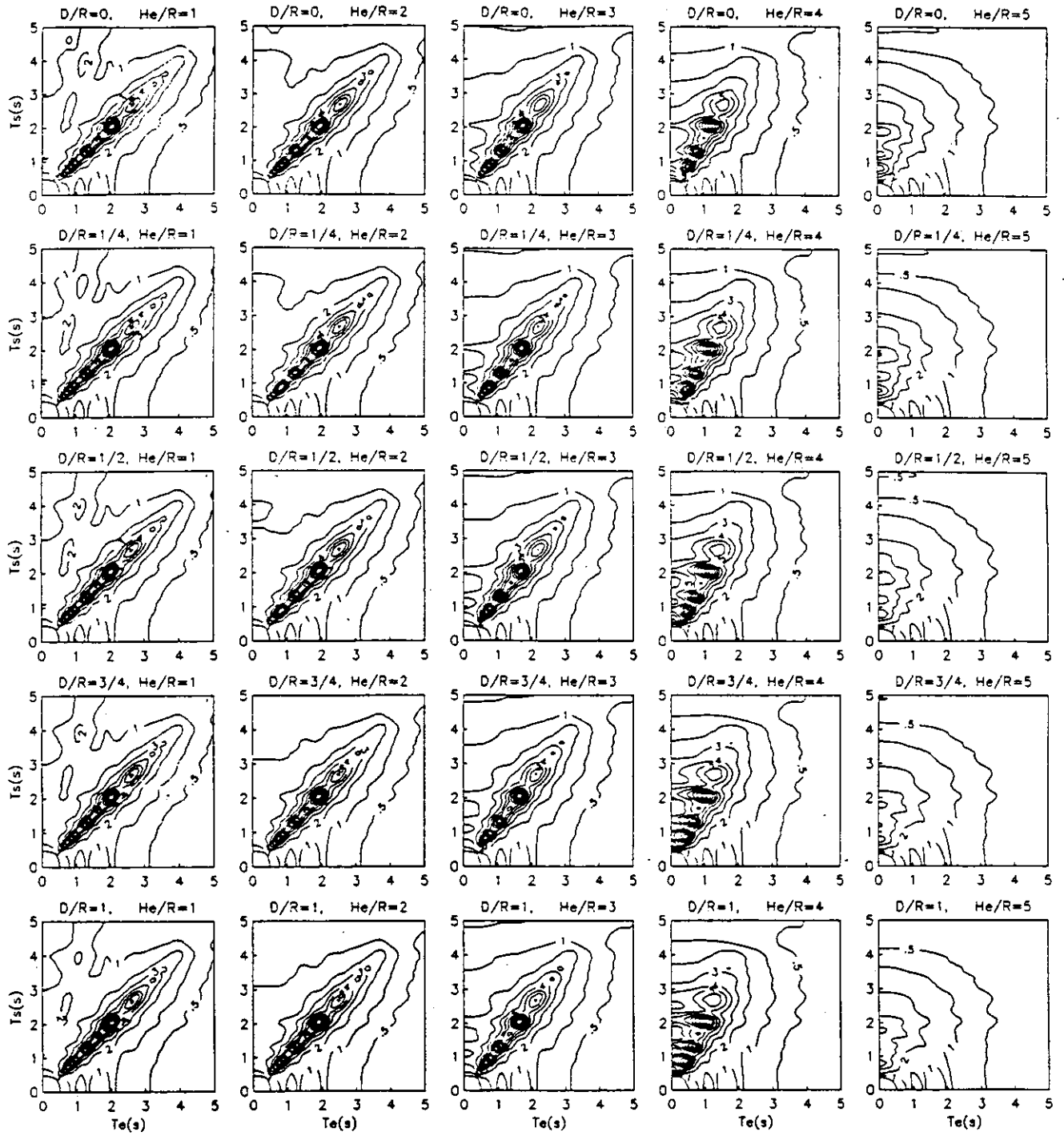


Fig. 41 $\nu = 0.45$, $H_s/R = 5$, pared con contacto nulo.

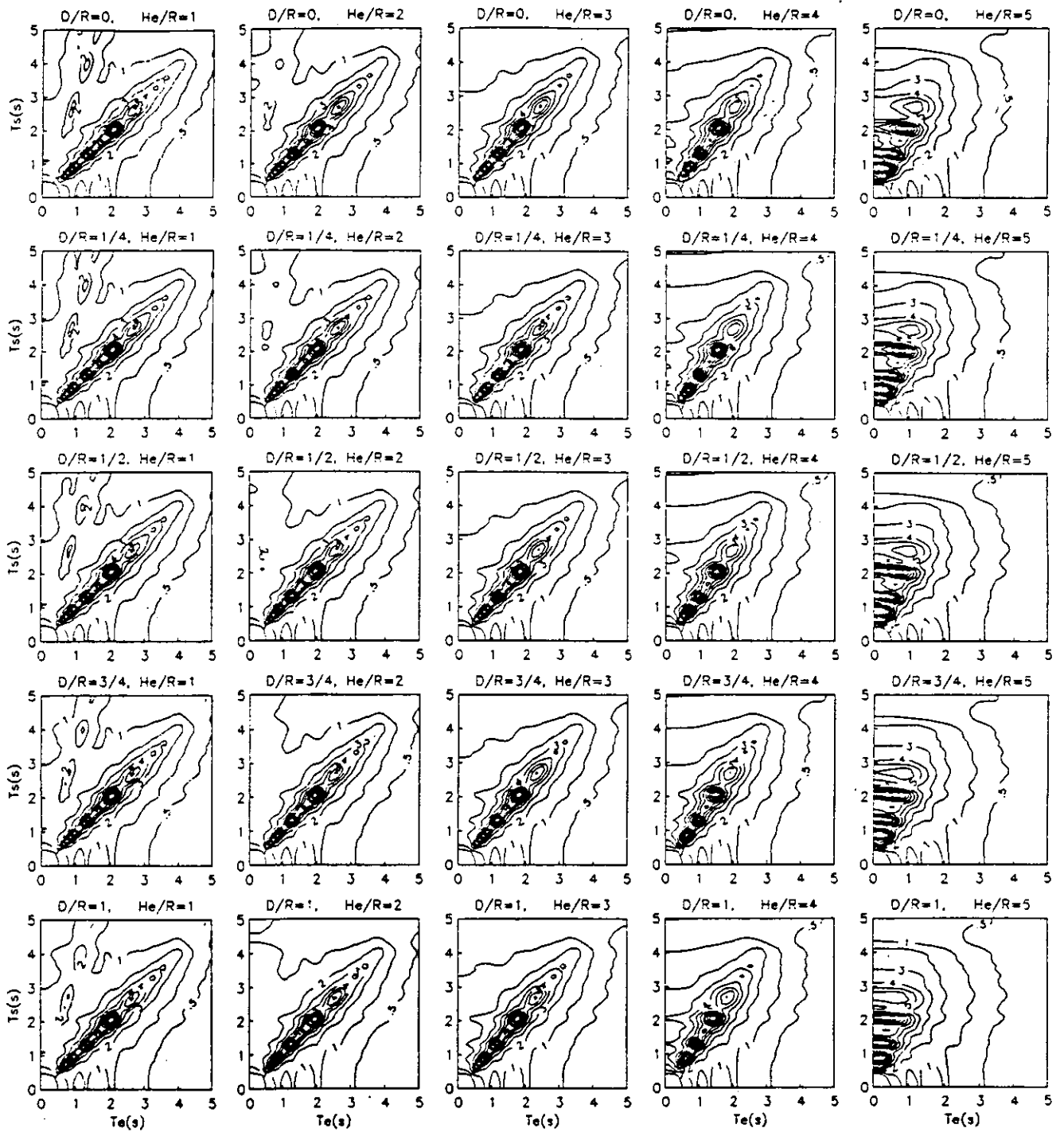


Fig. 42 $\nu = 0.45$, $Hs/R = 6$, pared con contacto nulo.

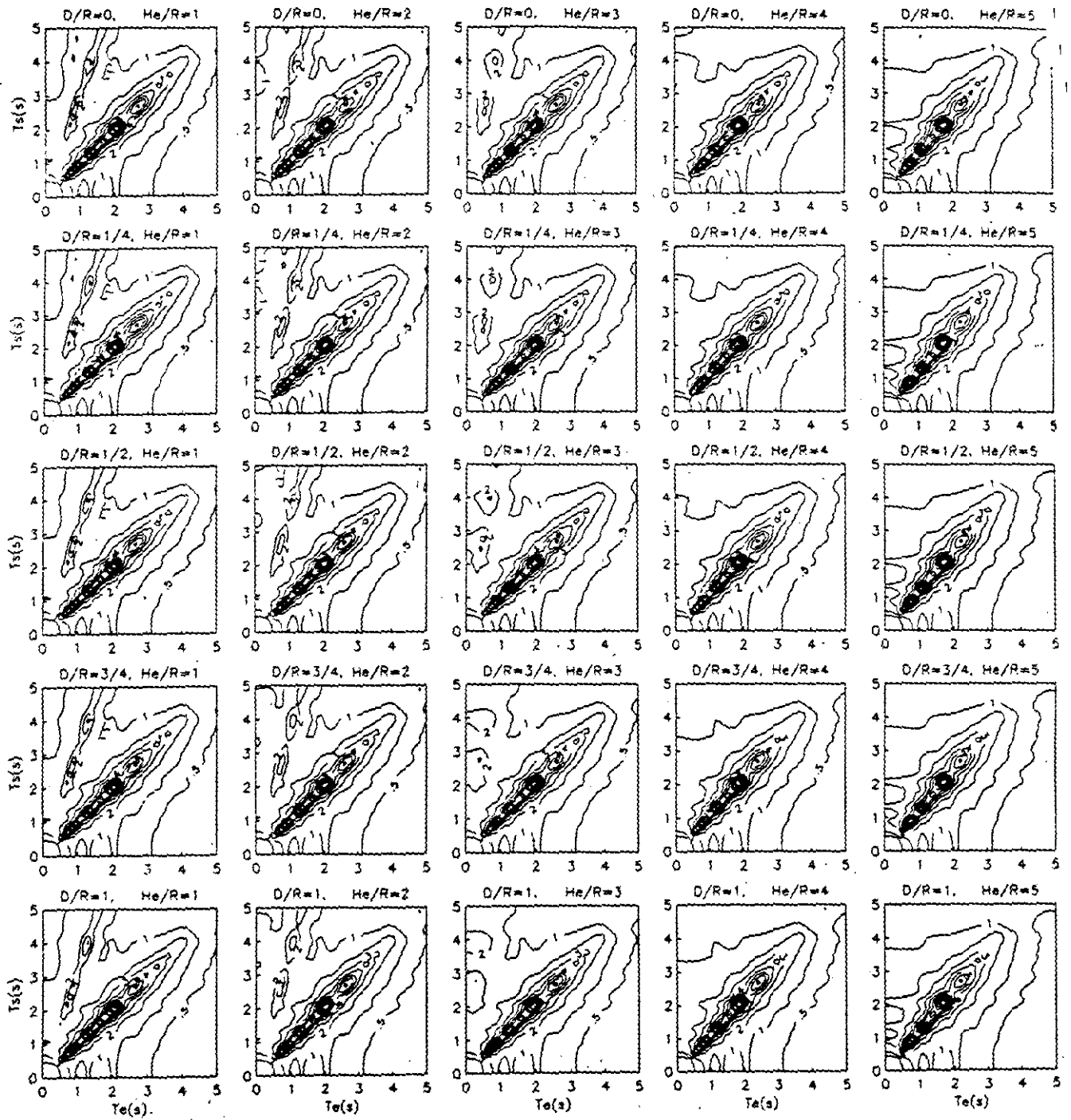


Fig. 44 $\nu = 0.45$, $He/R = 10$, pared con contacto nulo.

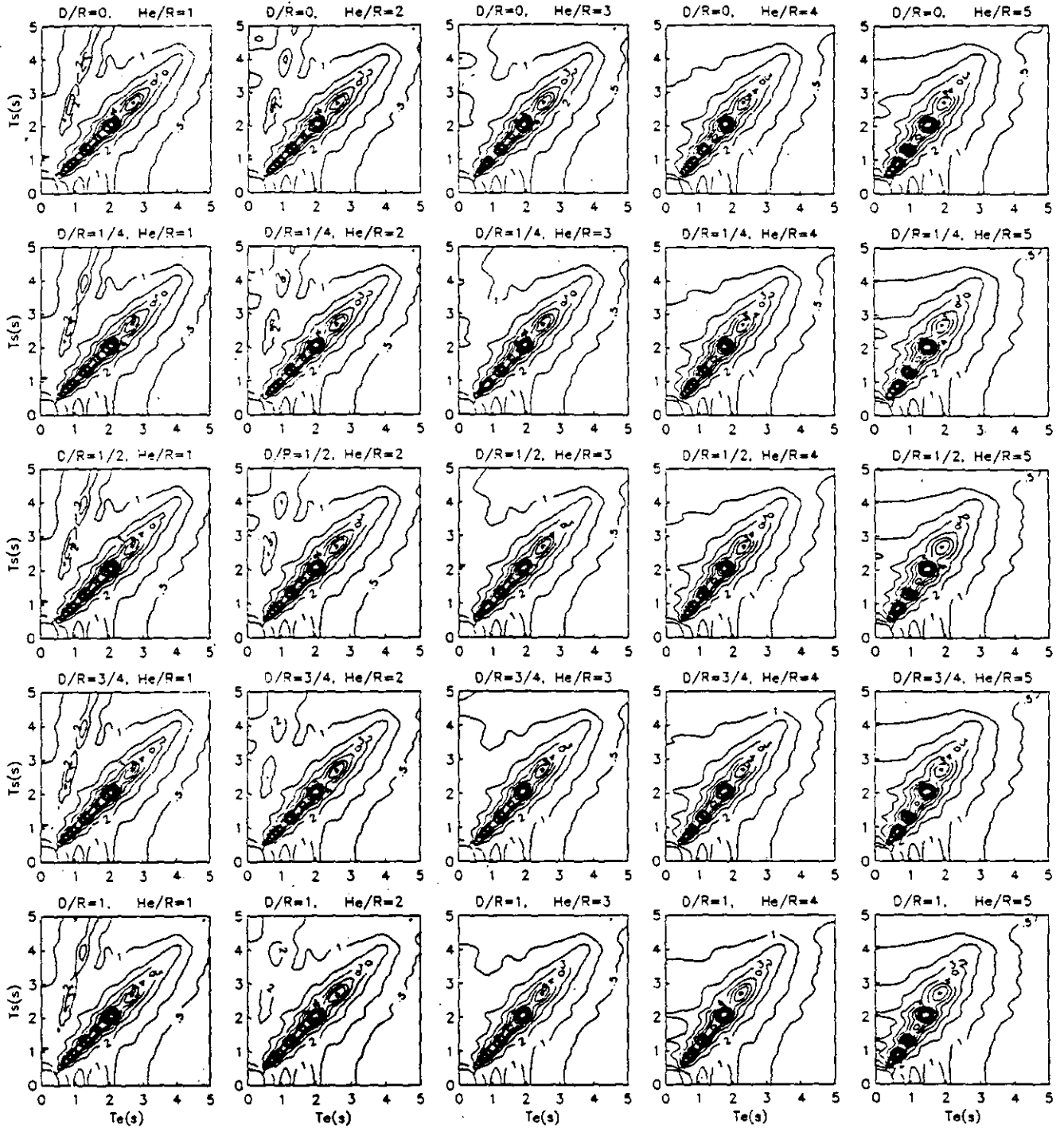


Fig. 43 $\nu = 0.45$, $H_s/R = 8$, pared con contacto nulo.

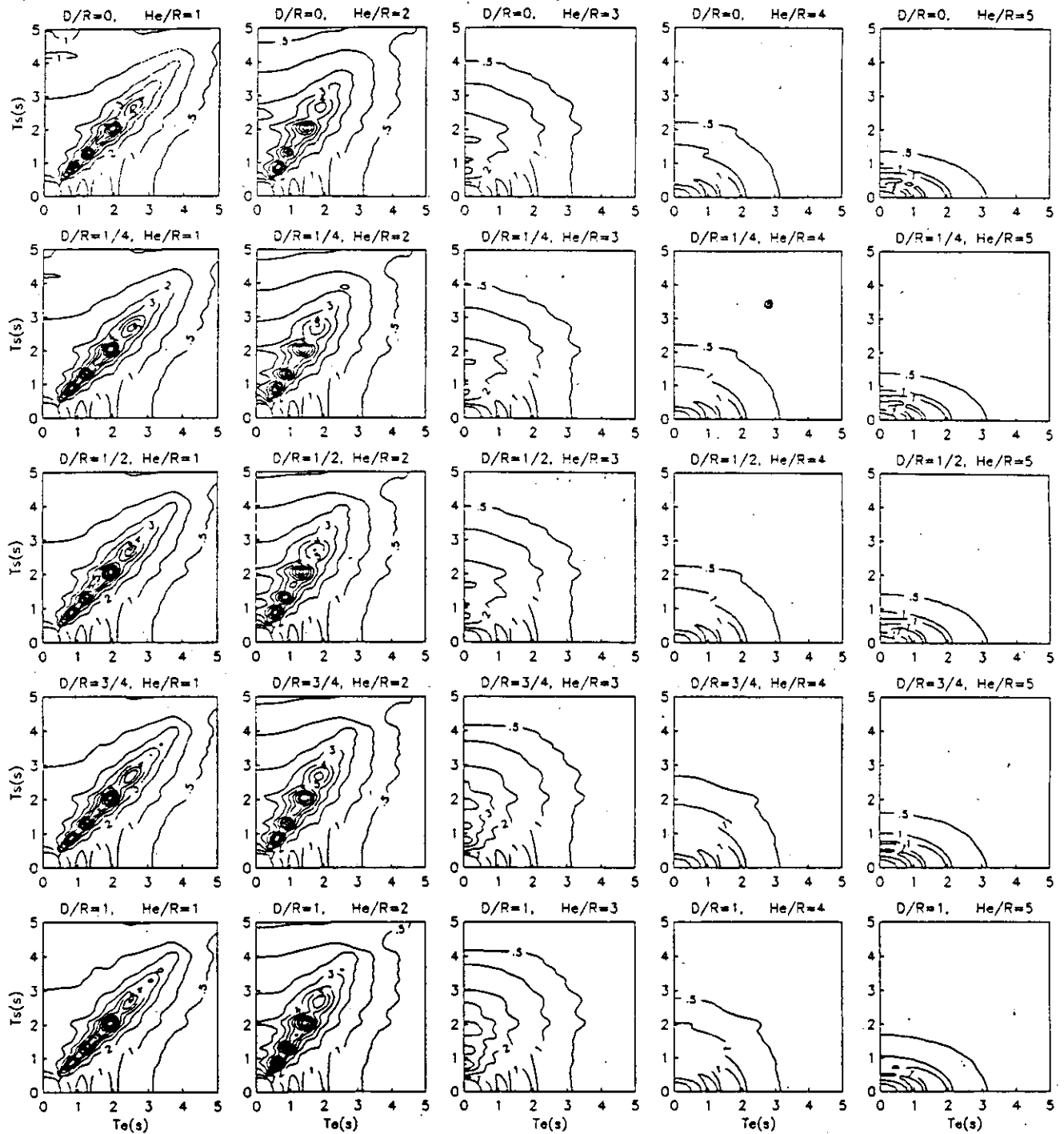


Fig. 45 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 2$, pared con contacto nulo.

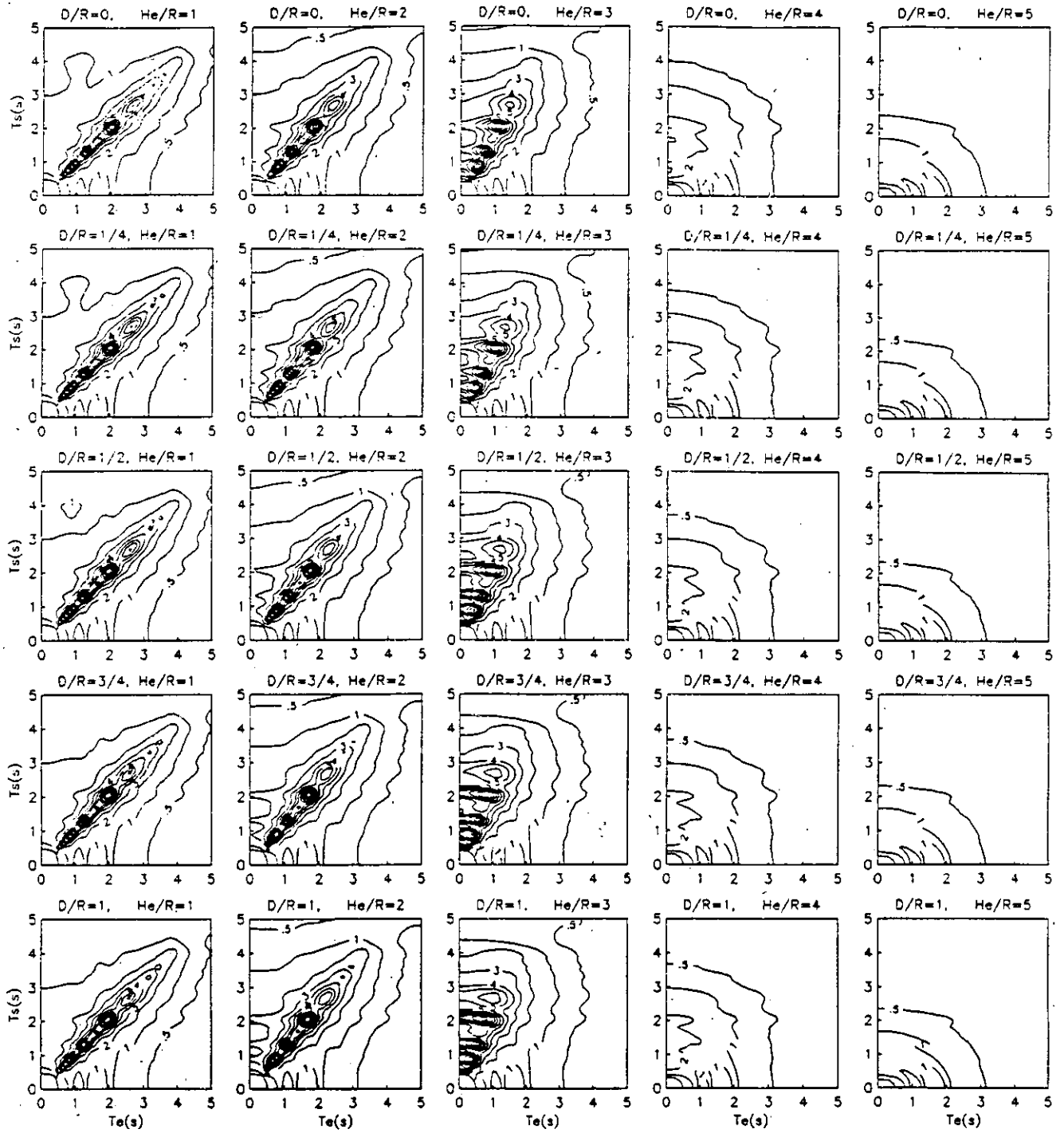


Fig. 46 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 3$, pared con contacto nulo.

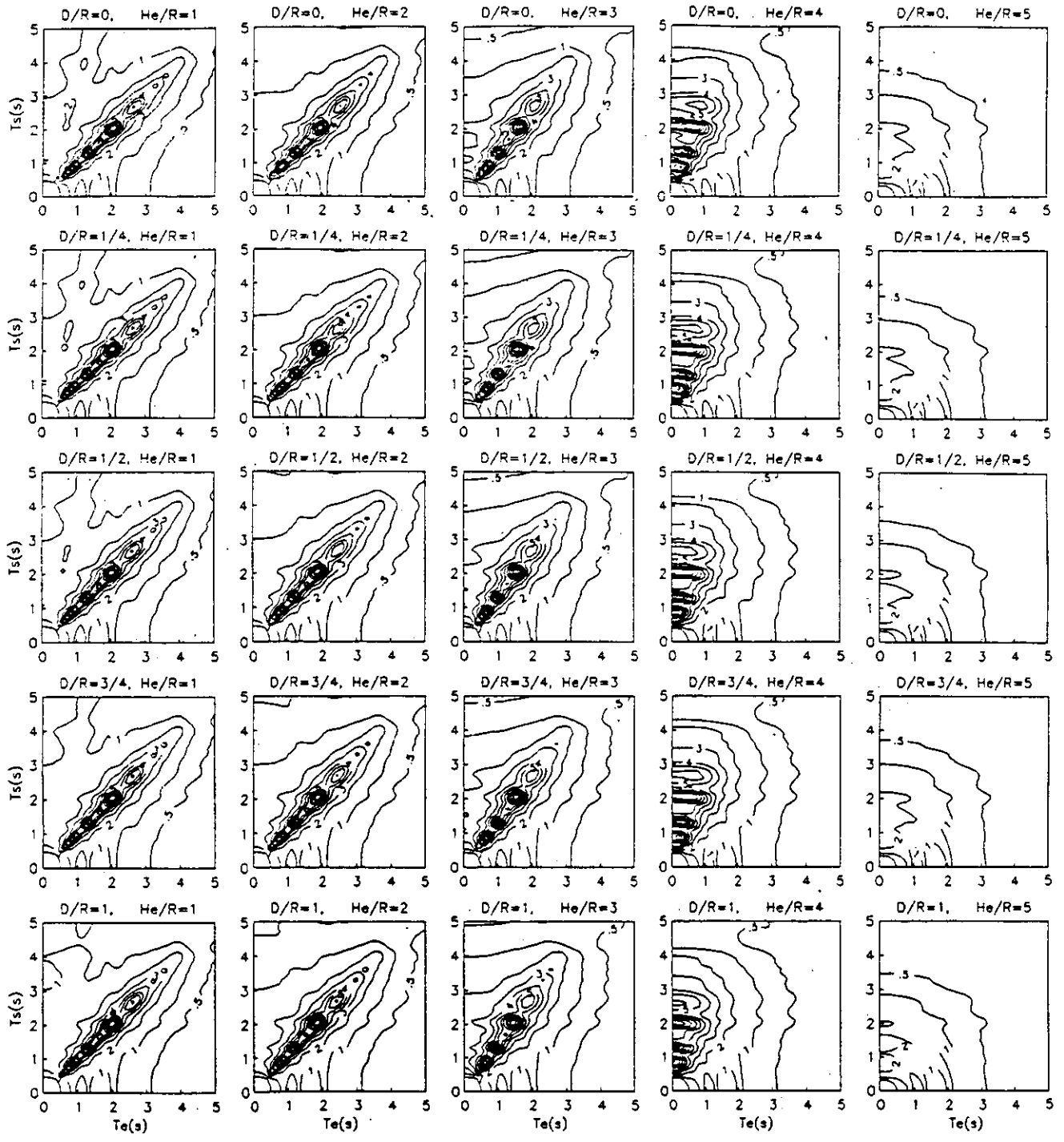


Fig. 47 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 4$, pared con contacto nulo.

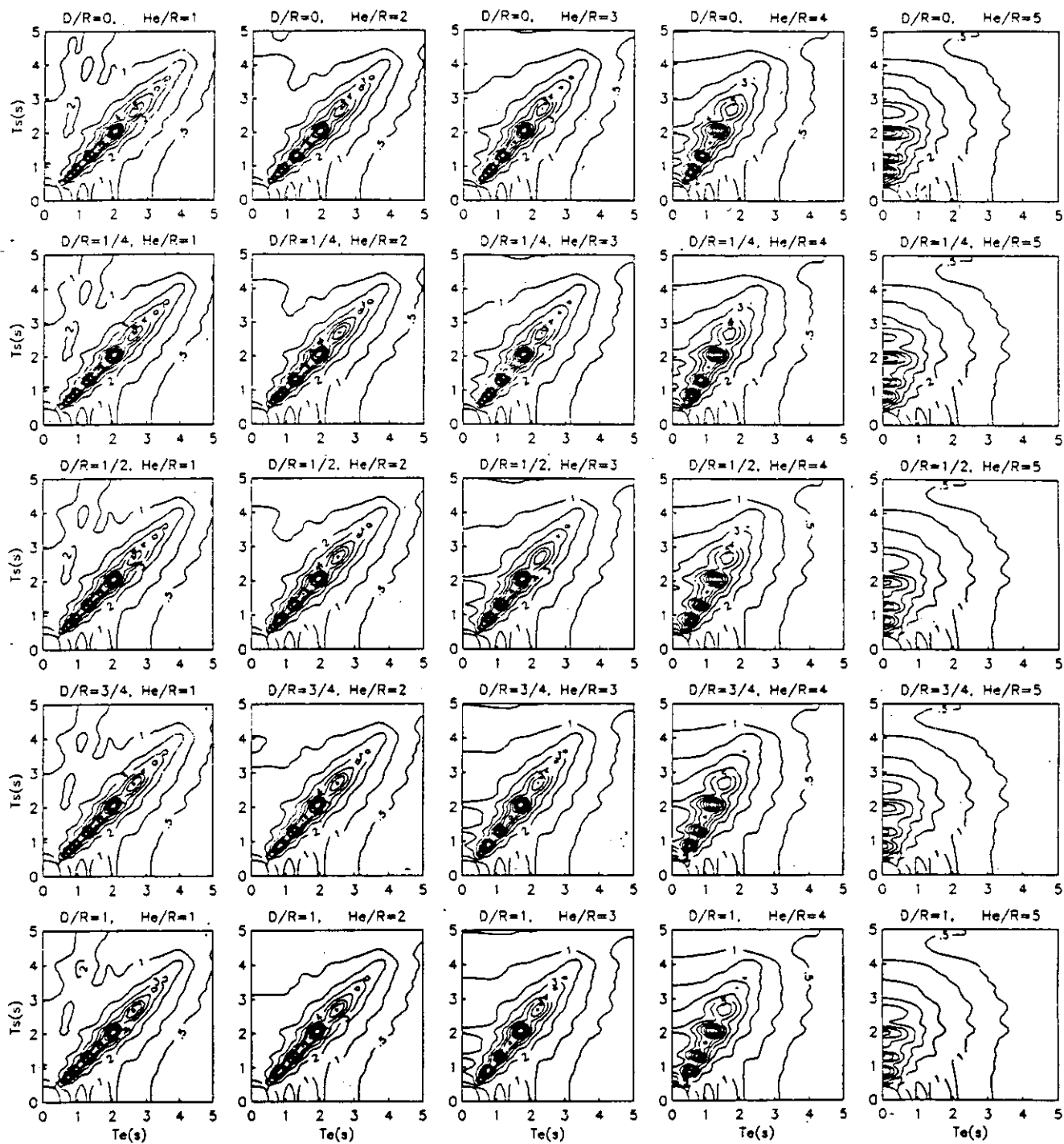


Fig. 48 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 5$, pared con contacto nulo.

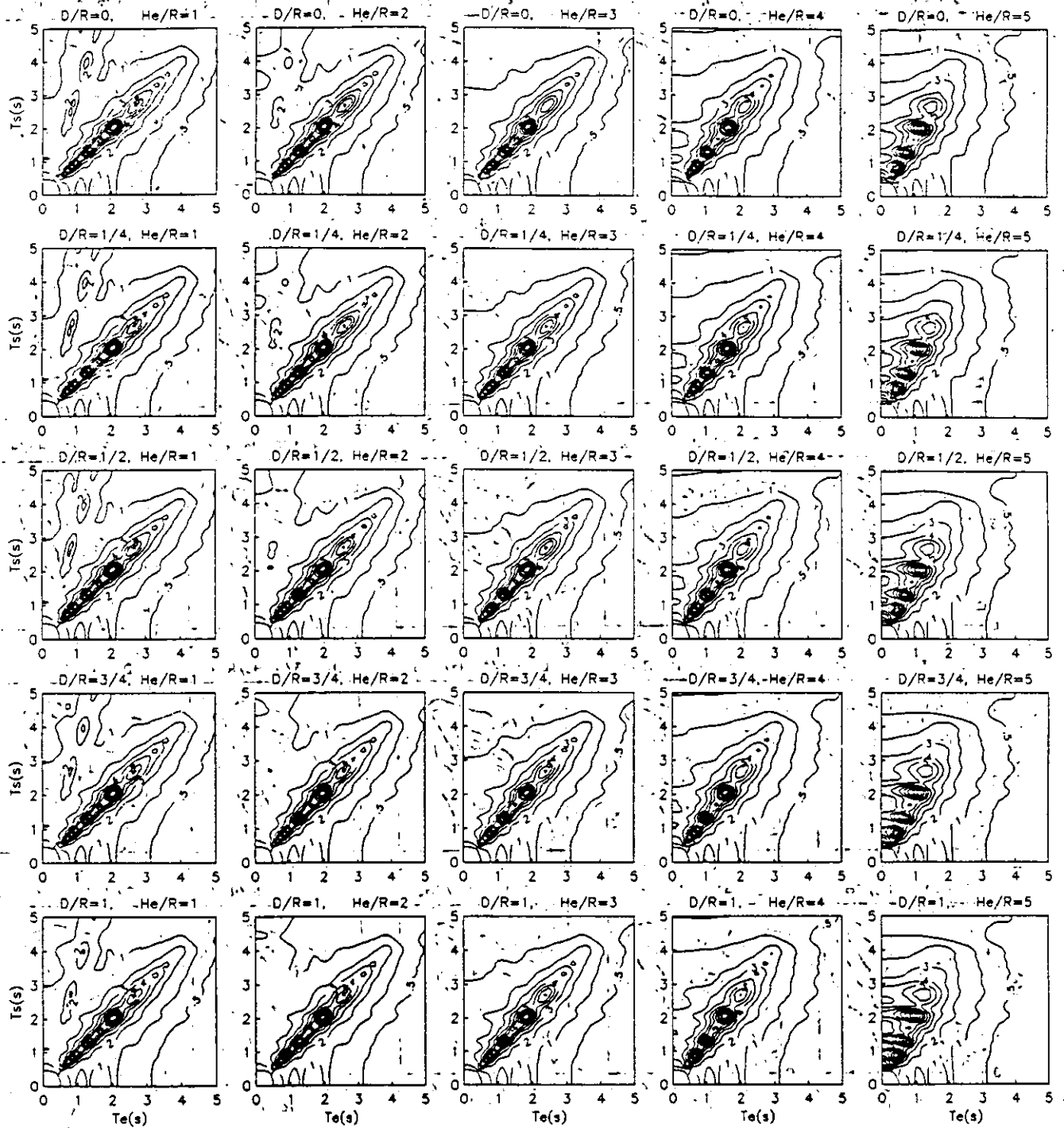


Fig. 49 $\nu = 1/2$, $Hs/R = 6$, pared con contacto nulo.

4. REFERENCIAS

1. Arias A (1969) "A measure of earthquake intensity", *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, R Hansen, editor, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Massachusetts.
2. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992a), "Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 1, 22-81.
3. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992b), "Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura", *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, enviado para su publicación.
4. Avilés J y Pérez-Rocha E (1992c), "Criterios de interacción suelo-estructura para fines de diseño", en preparación.

5. Boore J B y Joyner W B (1984) "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals", *Bulletin Seismological Society of America*, Vol. 74, 2035-2039.
6. Kausel E, Whitman R, Morray J y Elsabee F (1978), "The spring method for embedded foundations", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, 377-392.
7. Newmark N M y Rosenblueth E (1971), *Fundamentos de Ingenieria Sismica*, Editorial Diana S A, México D F.
8. Reinoso E, Ordaz M y Sánchez-Sesma F J (1990), "A note on the fast computation of response spectra estimates", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 19.
9. Triunfac M D y Brady A G (1975), "A study of the duration of strong earthquake ground motion", *Bulletin Seismological Society of America*, Vol. 65.

APÉNDICE A

Teoría de Vibraciones Casuales

La Teoría de Vibraciones Casuales (TVC), ofrece una alternativa rápida y eficiente para estimar la esperanza de las amplitudes máximas en el dominio del tiempo, correspondientes a un espectro de amplitudes de energía. Una limitación de esta teoría en sismología, es que su aplicación está dirigida a series estacionarias con amplio espectro de frecuencias. A pesar de ello, la utilización de sus resultados en acelerogramas reales ha sido satisfactoria, en particular en registros cuyo espectro de Fourier es de banda angosta (Reinoso et al, 1990). Otra, es la necesidad de contar con un valor de la duración de la fase intensa del movimiento.

En la TVC, la expresión que relaciona el valor esperado de la amplitud máxima $E(y_{\max})$ de una serie de tiempo, con su raíz cuadrática media y_{rcm} , se indica como:

$$E(y_{\max}) = f(N)y_{rcm} \quad (A.1)$$

donde el factor pico $f(N)$ se expresa como,

$$f(N) = (2 \ln N)^{1/2} \frac{\gamma}{(2 \ln N)^{1/2}} \quad (A.2)$$

γ es la constante de Euler e igual a 0.5772..... y N es una medida del número de cruces por cero de la señal, determinada por:

$$N = 2 \tilde{f} D_s \quad (A.3)$$

el factor 2 indica el máximo positivo y negativo de cada ciclo, la duración del temblor se respresenta por D_s y la frecuencia predominante del movimiento \tilde{f} se obtiene de:

$$\tilde{f} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{m_2}{m_0} \right]^{1/2} \quad (A.4)$$

m_0 y m_2 indican, el momento de orden cero y dos del espectro de energía $|Y(\omega)|^2$, respectivamente, siendo $Y(\omega)$ la trasformada de Fourier de $y(t)$.

Los momentos m_k , se definen mediante

$$m_k = \frac{1}{2\pi} \int_0^{f_{\max}} \omega^k |y(\omega)|^2 d\omega \quad (A.5)$$

f_{\max} es la frecuencia máxima del espectro de excitación.

Para estimar la raíz cuadrática media de la aceleración del terreno (y_{rcm}), se hace uso del teorema de Parseval, el cual se expresa como,

$$y_{rcm} = \left[\frac{m_0}{T_{rcm}} \right]^{1/2} \quad (A.6)$$

Para emplear estos resultados en el cálculo de espectros de respuesta se

requiere del espectro de amplitudes de Fourier de la excitación $|A(\omega)|$, así como el módulo de la función de transferencia de los desplazamientos del sistema estructural $|X(\omega)|$, a fin de escribir las pseudoaceleraciones de la siguiente forma

$$|Y(\omega)| = \Omega^2 |A(\omega)| |X(\omega)| \quad (A.7)$$

donde Ω es la frecuencia natural angular del oscilador.

Sabemos que una buena estimación de la pseudoaceleración, es su esperanza, de tal forma que si

$$S_a = \Omega^2 (\max |y(t)|) \quad (A.8)$$

(Newmark y Rosenblueth, 1971), entonces,

$$S_a = \Omega^2 E (y_{\max}) \quad (A.9)$$

Finalmente, la duración del movimiento del oscilador (T_{rcm}) es, generalmente, mayor a la duración de la excitación. Para tomar en cuenta la duración adicional debida a la vibración libre del oscilador, Boore y Joyner (1984) proponen la siguiente expresión, en la que intervienen la duración de la excitación y el periodo del oscilador.

$$T_{rcm} = D_s + \frac{T_0}{2 \pi \xi} \left[\frac{r^3}{r^3 + 1/3} \right] \quad (A.10)$$

siendo ξ la fracción del amortiguamiento crítico del oscilador, T_0 el periodo natural del oscilador y r un factor de corrección que mide el tiempo de decaimiento de su vibración libre, expresado como,

$$r = \frac{T_r}{T_0} \quad (A.11)$$

**DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL
XVIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
MODULO IV, DISEÑO SISMICO DE CIMENTACIONES
DEL 14 AL 18 DE JULIO DE 1992**

- 1.- ANDRADE DELGADO JULIO CESAR
CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL (TECNICO DE VIVIENDA)
JUNTA NACIONAL DE LA VIVIENDA
AV. 10. DE AGOSTO Y CORDERO, ECUADOR, QUITO
TEL. 543 516 DFNA., 239 802 DOM.
- 2.- ARIAS RODA ARTURO
PROFESOR
DIVISION DE INGENIERIA Y TECNOLOGIA DE LA VIAT
CARRETERA JALPA-CUNDUACAN KM 1 1/2
TEL. 12 19 86 DOM.
- 3.- ARNOLD OJEDA CARLOS
SECRETARIO ACADEMICO-ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
AV. JUAREZ 77, C.P. 36000
TEL 207 79 DFNA., 231 73 DOM.
- 4.- BAIGORRI VARELA HUGO
INVESTIGADOR
INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA
ROGER BALET 47 (NORTE), SAN JUAN, ARGENTINA, C.P. 5400
TEL. 230 600 DFNA., 214 079 DOM.
- 5.- BARRERA NABOR PROCORD
INGENIERO ESPECIALISTA
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
EJE CENTRAL L. CARDENAS 152, COL. SAN BARTOLO ATEPEHUACAN
DELEG. G. A. MADERO, C.P. 7730
TEL. 368 59 11 DFNA., 391 96 58 DOM.
- 6.- CACHO VAZQUEZ ALFONSO
ACADEMICO
FACULTAD DE ARQUITECTURA, UNAM
CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F.
TEL. 595 88 14 DOM.
- 7.- CAMILO PICHARDO PAULA LUCIA
PROFESOR, FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NORDESTANA
C/27 DE FEBRERO, ESQ. RESTAURACION, COL. SAN FRANCISCO
DE MACORIS, REPUBLICA DOMINICANA
TEL. 588 35 05 DFNA., 588-2137 (B09)DOM.
- B.- CASTILLO RUIZ JAIME
JEFE DE DISCIPLINA CIVIL
ULTRA INGENIERIA, S.A. DE C.V.
ANDES No. 98, COL. LOMAS VERDES IV, SECC., NAUCALPAN, EDD.
DE MEX., C.P. 53120, TEL. 393 5071 DFNA., 618 58 97 DOM.

- 9.- CHACON CALDERON JUAN RAMON
INGENIERO CIVIL (ESTRUCTURAS)
INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD
SAN JOSE COSTA RICA, OFICINAS CENTRALES, SABANA,
C.P. 10032-1000
TEL. (506)20 72 59 DFNA., 50 31 01 DOM.
- 10.- CORNEJO CORIA JORGE
TÉCNICO AUXILIAR
D.G.A.C. (STC)
FUERZA AEREA MEXICANA No. 235, COL. FEDERAL, DELEG.
VENUSTIANO CARRANZA, C.P. 16720
TEL. 762 95 38 DFNA., 765 66 62 DOM.
- 11.- CORTES MOISEN DELFINO
REVISION Y SUPERVISION DE PROYECTOS CIVILES
D.G.C.D.H.-DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCC. Y OP. H.
VIADUCTO MIGUEL ALEMAN No. 507, COL. GRANJAS MEXICO,
C.P. 08400, TEL. 597 19 58 DOM.
- 12.- ESPINDSA OLMEDO AGUSTIN
INGENIERO CALCULISTA ESTRUCTURAL
ORGANIZACION CARMEL, GRUPO INDUSTRIAL, BIMBO
HOMERO 425-203, COL. POLANCO, DELEG. MIGUEL HIDALGO,
C.P. 11570
TEL. 255 24 92-DFNA., 593 60 28 DOM.
- 13.- ESPITIA NIÑO JOSE JAIRÓ
PROFESOR
UNIVERSIDAD PEDAGOGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA
A.A. 332, SOGAMOSO- BOYACA-COLOMBIA,
TEL. 704 615 DOM.
- 14.- FRANCO MORENO OCTAVIO
PROFESOR
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA
CIUDAD UNIVERSITARIA, PANAMA
TEL. 63 80 00 EXT.214 DFNA., 23 61 72 DOM.
- 15.- GARCIA OSCAR
- 16.- GEA SUSANA
PROFESORA ADJUNTA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SALTA
BUENOS AIRES 177, SALTA REP. ARGENTINA; C.P. 4400,
TEL. 250 100 DFNA., 218 014 DOM.
- 17.- ISLAS HERRERA JUAN MARTIN
JEFE DEL DÉPTO. DE APOYO TÉCNICO EN INGENIERIA
I.N.A.H.
CORDOBA 45, COL. ROMA, DELEG. CUAUHTEMOC
TEL. 533 22 63 DFNA., DF. 91 595 600 52, CASA 586 78 93

- 18.- JUAREZ RAMIREZ MARIO
 PROFESOR
 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA IPN (UPZ)
 AV. ING. JUAN DE DIOS BATIZ S/N EDIF. 12, TERCER PISO,
 UNIDAD PROFESIONAL ZACATENCO, DEL. GUSTAVO A. MADERO
 TEL. 399 31 73 DOM.
- 19.- MARCHETTI SALAZAR RAUL
 ACADEMICO JORNADA COMPLETA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA, UNIVERSIDAD DE CHILE
 MARCOLETA 250, SANTIAGO, TEL. 222 65 01 DFNA, 285 43 16 DOM.
- 20.- MONTES TREJO RUBEN FELIPE
 AUXILIAR DE INGENIERO (BEDARID)
 INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
 AV. LAZARO CARDENAS 152, DELEG. G. A. MADERO, C.P. 07730
 TEL. 368 59 11 EXT. 2 09 67 DFNA., 370 59 92 DOM.
- 21.- MORALES ROMERO RODOLFO
 CALCULISTA
 ICA INGENIERIA
 LEGARIA No. 252, COL. PENSIL
 TEL. 399 69 22 DOM.
- 22.- NAVA MENDIVIL JOSE ALFREDO
 DIRECTOR DE PROYECTO ESTRUCTURAL
 DESPACHO DE CALCULO (ARQUITECTURA E INGENIERIA)
 RENE ORTIZ 28-8, COL. CENTRO PLAYAS DE ROSARITO, BAJA
 CALIFORNIA NORTE, TEL. 219 10 DFNA., 215 87 DOM.
- 23.- ORDOÑO PEREZ RAFAEL ANTONIO
 JEFE AREA CIVIL
 PRODUCTOS SAN CRISTOBAL, S.A.
 LA VIGA 220, JAJALPA, SN. CRISTOBAL ECATEPEC, EDO. DE
 MEXICO, TEL. 326 24 00/2253 DFNA., 670 40 52 DOM.
- 24.- ORTIZ RAMIREZ FERNANDO
 INGENIERO DE DISEÑO
 INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD
 SABANA NORTE, SAN JOSE, COSTA RICA, APARTADO 10 032-1000
 AMERICA CENTRAL, TEL. (506) 207 265 DFNA, (506) 405 434 DOM.
- 25.- PALMERIN PANIAGUA GABRIEL
 PROFESIONISTA "A"
 ICA INGENIERIA
 CALZ. LEGARIA 252, COL. PENSIL, C.P. 11430
 TEL. 399 69 22 EXT. 6070 DFNA
- 26.- POMARES CALERO HUMBERTO JOSE
 JEFE DEL DEPTO DE ESTRUCTURAS (DOCENTE)
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 CONTADO SUR DE VILLA PROGRESO, RUPAR, MANAGUA, NICARAGUA

- 27.- RAMIREZ CAZARES GENARO
COORDINADOR DE SUPERVISION
TECNOLOGIA APLICADA S.A. DE C.V.
PLAYA REGATAS No. 501, COL. MILITAR MARTE, DELEG. IZTACALCO
TEL. 579 47 69 DFNA., 755 04 29 DDM.
- 28.- RAQUEL QUAN ADOLFO
PROFESOR TITULAR I, FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE HONDURAS
BLV. SUYAPA, CIUDAD UNIVERSITARIA, TEGUCIGALPA, D.C.
TEL. 32 62 96 DDM.
- 29.- ROMAN VELARDE CARLOS
DOCENTE UNIVERSITARIO
UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE BROHMANN"
AV. BOLOGNESI S/N, TACNA-PERU
TEL. 71 34 03 DDM.
- 30.- ROQUE PAREZ BENJAMIN
ING. CALCULISTA
COLINAS DE BUEN
VIADUCTO MIGUEL ALEMAN 190, COL. ATENOR SALAS, C.R. 03010
TEL. 538 05 46 DFNA., 735 54 49 DDM.
- 31.- SAFINA SALVADOR
- 32.- VITE MARTINEZ DOMINGO
PROFESOR DE ASIGNATURA
ENEP ACATLAN, UNAM
AV. ALCANFORES S/N, SN JUAN TOTOLTEPEC, NAUCALPAN, EDO.
DE MEXICO, TEL. 373 23 99-17B DFNA., 604 34 90 DDM.
- 33.- WONG DIAZ DAVID
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURA Y CONSTRUCCION
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA DE PANAMA
APDO. 6A-2894, EL DORADO, PANAMA, REP. DE PANAMA
TEL. 60 6161 DFNA., 35 4152 DDM.
- 34.- ZAPATA MUNERA URIEL
AUXILIAR DE INVESTIGACION
INSTITUTO DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F., CUBIGULO A 110,
TEL. 62 23 500 DFNA., 677 39 39 DDM.
- 35.- ZURIGA CERON JOSE ANDRES
CALCULISTA "A"
ICA INGENIERIA
LEGARIA 252, COL. PENSIL, TEL. 399 69 22 DFNA.,
567 49 63 DDM.