

500863

"METODOS SIMPLIFICADOS DE ANALISIS PARA
DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS"

HECTOR AURELIANO SANCHEZ SANCHEZ



Presentado a la División de Estudios de
Posgrado de la

FACULTAD DE INGENIERIA
de la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

como requisito para obtener
el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F., 1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PRUEBA PARA DESARROLLAR TESINA

Estudiar el artículo "Simplified methods of analysis for earthquake resistant design of buildings"; Informe No. UCB/EERC-85/01, febrero de 1985, publicado por Ernesto F. Cruz y Anil K. Chopra en la Un - versidad de California en Berkeley.

- a) Preparar un resumen crítico donde se destaque lo que es una con - tribución de los autores de la obra consultada a la solución del problema en estudio y los puntos que no han sido resueltos satisfactoriamente.
- b) Proponer un programa de investigación tendiente a resolver las limitantes más relevantes de la solución del problema en cues - tión.
- c) A qué modificaciones del Reglamento de Construcciones del Dis - trito Federal pueden conducir los resultados obtenidos en el trabajo citado.

Se sugiere organizar el trabajo de tesina en los siguientes capítu - los:

1. INTRODUCCION
2. DISCUSION DEL ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS CON COMPORTAMIENTO ELASTICO.
3. DISCUSION DE LOS PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA ANALISIS SIS - MICO ELASTICO.
4. DISCUSION DEL ANALISIS PROPUESTO PARA DISEÑO PRELIMINAR.
5. REPERCUSION DE LOS PROCEDIMIENTOS PROPUESTOS EN LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES.
6. APLICACION DE LOS PROCEDIMIENTOS PROPUESTOS.
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
8. REFERENCIAS
9. APENDICES
10. TABLAS y FIGURAS

Nota: El tiempo máximo estimado para entregar este trabajo es de 30 días hábiles.

*El trabajo final se entregará a los
sinodales el jueves 13 de marzo de
1986 para su revisión.*

El Coordinador

Receiv

10 febrero/1986

I N D I C E

1.	Introducción	1
2.	Discusión de Análisis Sísmico de Edificios con Comportamiento Elástico	3
3.	Discusión de los Procedimientos Simplificados para Análisis Sísmico Elástico	16
4.	Discusión del Análisis Propuesto para Diseño Preliminar	33
5.	Repercusión de los Procedimientos Propuestos en los Criterios Establecidos en el Reglamento de Construcciones	54
6.	Aplicación de los Procedimientos Propuestos	59
7.	Conclusiones	76
8.	Referencias	79

Tablas y Figuras.

1. INTRODUCCION

El propósito de este trabajo fue estudiar un procedimiento simplificado para análisis sísmico elástico.

Este método que se originó de un análisis dinámico modal, tuvo como objetivo proporcionar resultados bastante satisfactorios en comparación de los métodos de análisis de fuerzas estáticas equivalentes que se contemplan en códigos y reglamentos, ya que pretende tomar en cuenta los efectos de la influencia de modos superiores.

Para desarrollar este método simplificado, primeramente se trató de estimar la precisión del método del análisis RSA con espectro de respuesta mediante el estudio de varias estructuras con el objeto de delimitar su alcance, observándose la importancia del período fundamental de vibración T_1

y el índice de rotación nodal ρ en la respuesta sísmica del edificio. En base a este estudio se reconoció que la respuesta sísmica se puede estimar considerando únicamente la contribución del modo fundamental y del segundo modo dentro de un intervalo adecuado de períodos fundamentales. Esto dió como resultado desarrollar un procedimiento de análisis de respuesta simplificado, el cual podría ser muy útil en la aplicación práctica, debido a que es más simple que el análisis con espectro de respuesta y que además proporciona resultados muy similares.

Por lo tanto del procedimiento de análisis de espectro de respuesta simplificado, se derivó el procedimiento para estimar las fuerzas sísmicas para un diseño preliminar de edificios, el cual toma en cuenta la importancia del período fundamental T_1 y el índice de rotación nodal ρ en la respuesta sísmica.

2. DISCUSION DEL ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS CON COMPORTAMIENTO ELASTICO

El análisis sísmico es importante en el diseño de estructuras sujetas a cargas laterales, ya que tiene por objeto determinar esfuerzos y deformaciones para el diseño detallado de edificios.

Son numerosos los problemas que surgen para representar adecuadamente el comportamiento sísmico mediante el análisis estructural, por lo que se tiene que hacer una serie de simplificaciones con el propósito de obtener un modelo simple el cual pueda representar en forma general las características de respuesta dinámica de las estructuras, procurando proporcionar una adecuada resistencia sísmica en la mayoría de ellas, tanto en el intervalo elástico como inelástico.

La carga dinámica comprende cualquier fuerza que varía con el tiempo y la fuerza sísmica es una de ellas. La forma en que una estructura responde a una acción sísmica, depende de la naturaleza de la excitación y de las características dinámicas de la estructura, o sea en la forma de como almacena y disipa energía. La excitación sísmica se puede describir en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración que varía con el tiempo; cuando esta excitación se aplica en la base de un edificio produce una respuesta dependiente del tiempo, que se puede describir en términos de fuerza o desplazamiento. Las estructuras de varios niveles, se consideran para el modelo dinámico como estructuras de varios grados de libertad, con un grado de libertad por piso, un modo y período de vibración para cada nivel. La respuesta particular de cualquiera de los elementos de dicha estructura es función de los modos de vibrar. Los métodos existentes para determinar las fuerzas sísmicas en los edificios se clasifican en dos grupos:

2.a Método de las fuerzas laterales equivalentes.

2.b Análisis dinámico.

En este informe se realizó una serie de análisis de un tipo de estructura en particular, con el objeto de establecer una comparación de métodos de análisis dinámico y de esta manera delimitar los alcances de cada uno de estos métodos de análisis para un diseño sísmico, los métodos estudiados fueron:

2.b.1. Integración "paso a paso" de las ecuaciones de movimiento (RHA).

2.b.2. Análisis con espectro de respuesta (RSA).

La estructura analizada en la primera etapa del informe tuvo las siguientes características: un marco plano de cinco niveles de una crujía, con elementos primáticos de sección constante ver fig. (2.1), en el análisis solo se consideraron deformaciones por flexión. La estructura se idealizó como un sistema de masas concentradas, se despreció la inercia rotacional en todos los elementos, la relación de amortiguamiento para todos los modos de vibrar fue del 5%.

Los parámetros que se hicieron variar fueron, el período fundamental T_1 y el índice de rotación nodal " ρ ", basado en las propiedades de vigas y columnas de un entrepiso de un marco (ref. 3).

$$\rho = \frac{\sum_{\text{viga}} \frac{EI_b}{L_b}}{\sum_{\text{col}} \frac{EI_c}{L_c}} \quad (2.1)$$

I_b = momento de inercia de las vigas

I_c = momento de inercia de las columnas.

Para tratar de representar el comportamiento de varias estructuras se variaron los índices de rotación nodal " ρ " para (0,0.125, ∞). Se observó que el índice de rotación no-

dal tuvo gran importancia para determinar el comportamiento estático y dinámico de un marco, debido a que se advirtió que las formas modales para los dos casos extremos $\rho = 0$ y $\rho = \infty$ fueron bastante diferentes, y los valores de las relaciones de frecuencias mostraron importantes cambios con " ρ " especialmente en modos superiores.

Se simularon ocho movimientos sísmicos, con propiedades de un suelo firme y con magnitudes de 6.5 a 7.5, para analizar el modelo.

El promedio de los ocho espectros de respuesta se muestran en la fig. (2.2), junto con un promedio total de la aceleración \bar{a}_g , velocidad \bar{v}_g y desplazamientos \bar{u}_g máximos del terreno, en esta figura se definen las regiones del espectro.

A continuación se describen los métodos de análisis dinámico empleados en esta investigación.

2.b.1 Integración "paso a paso" de las ecuaciones de movimiento (RHA):

El análisis de integración directa, es el análisis más completo de cualquier movimiento sísmico dado. En este método se emplea una función excitadora que depende del tiempo (acelerograma), con el cual se calcula la correspondiente historia de respuesta de una estructura durante un sismo, ya que se obtienen elementos mecánicos en cada uno de

los intervalos prescritos a través del movimiento sísmico dado.

Se puede considerar este método el más completo de todos actualmente, pero el inconveniente para fines prácticos de diseño es el costo.

El procedimiento de cálculo del método es como sigue ref. (6):

1. Definir la aceleración del terreno $a_g(t)$ por la ordenada numérica de acelerograma.
2. Definir las propiedades estructurales
 - (a) Cálculo de la matriz de masas $[m]$
 - (b) Cálculo de la matriz lateral de rigideces $[k]$
 - (c) Estimar la relación de amortiguamiento modal ξ_n .
3. Resolver el problema de valores característicos

$$[k] \{\phi\} = \omega^2 [m] \{\phi\} \quad (2.2)$$

para obtener las frecuencias naturales ω_n y $T_n = 2\pi/\omega_n$.

4. Cálculo de la respuesta en modos individuales de vibración
 - (a) Cálculo de la respuesta modal

$$\ddot{\psi}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{\psi}_n(t) + \omega_n^2 \psi_n(t) = - \frac{L_n}{M_n} a_g(t) \quad (2.3)$$

donde:

$$L_n = \phi_n^T m l \quad \text{y} \quad M_n = \phi_n^T m \phi_n$$

- (b) Cálculo de desplazamientos

$$u_n(t) = \psi_n(t) \phi_n \quad (2.4)$$

(c) Cálculo de fuerzas laterales equivalentes

$$f_n(t) = \omega_n^2 \psi_n(t) m \phi_n \quad (2.5)$$

(d) Cálculo del cortante basal y momento de volteo

$$V_{on}(t) = \sum_{j=1}^N f_{jn}(t) \quad (2.6)$$

$$M_{on}(t) = \sum_{j=1}^N f_{jn}(t) h_j \quad (2.7)$$

5. Determinar el valor total de la cantidad de respuesta $r(t)$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) \quad (2.8)$$

Este análisis se realizó para cada uno de los ocho movimientos simulados.

2.b.2 Análisis con espectro de respuesta (RSA).

En este método se obtienen los valores característicos de la forma usual y las magnitudes de respuesta máximas correspondientes a cada modo se obtienen empleando un espectro de respuesta. Los elementos mecánicos resultantes en la estructura, corresponden a las envolventes de los valores máximos más que a un conjunto de valores existentes simultáneamente, la ventaja de este método es: ser muy rápido y no muy costoso.

La máxima respuesta del marco durante el movimiento

$$\bar{r} = \left(\sum_{n=1}^N r_n^2 \right)^{1/2} \quad (2.13)$$

que es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) la cual es adecuada para emplearse en el análisis de marcos con períodos bien separados.

Para observar el comportamiento del marco analizado por el método de historia de respuesta (RHA), se graficarán las respuestas de \bar{u}_5 desplazamiento de nivel cinco, \bar{V}_0 cortante en la base, \bar{M}_0 momento de volteo, \bar{M}_b el momento más grande de las vigas, \bar{M}_c el momento más grande de las columnas y \bar{P}_c la carga axial mayor de todas las columnas contra el período fundamental T_1 y para los valores de " ρ " de (0, 0.125, ∞), determinándose lo siguiente: \bar{u}_5 , \bar{V}_0 y \bar{M}_0 representan el comportamiento general del sistema y \bar{M}_b , \bar{M}_c y \bar{P}_c indican el comportamiento local (ver figs. 2.3 y 2.4), tomando un intervalo suficientemente amplio de T_1 . Se advierte que el desplazamiento no varía significativamente con ρ , sin embargo \bar{V}_0 y \bar{M}_0 varían significativamente con ρ en regiones de período medio y largo del espectro de respuesta, pero la variación de \bar{M}_0 no es tan grande como en \bar{V}_0 . En regiones de período corto no hay variación apreciable con ρ .

La variación de la respuesta con ρ está estrechamente relacionada con el significado de la contribución de modos superiores en la respuesta, ya que generalmente se incrementan con la disminución de ρ , dependiendo de T_1 y de la can-

sísmico se estimó de la siguiente manera:

1. Determinar el promedio del espectro de respuesta para los ocho movimientos sísmicos.
2. Definir las propiedades estructurales.
3. Resolver el problema de valores característicos.
4. Cálculo de la respuesta máxima de los modos individuales de vibrar.

(a) Con el período T_n y la relación de amortiguamiento ξ_n , leer la ordenada de pseudo-aceleración S_{an} del promedio espectro de respuesta.

(b) Cálculo del valor máximo de los desplazamientos

$$\bar{u}_n = \frac{L_n}{M_n} \frac{S_{an}}{\omega_n^2} \phi_n \quad (2.9)$$

(c) Cálculo de valores máximos de fuerzas laterales equivalentes

$$\bar{f}_n = \frac{L_n}{M_n} S_{an} \phi_n \quad (2.10)$$

(d) Cálculo del cortante en la base y momento de volteo

$$\bar{V}_{on} = \frac{L_n^2}{M_n} S_{an} = W_n * \frac{S_{an}}{g} \quad (2.11)$$

$$\bar{M}_{on} = \frac{L_n}{M_n} S_{an} \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn} = h_n * \bar{V}_{on} \quad (2.12)$$

5. Estimación de la máxima respuesta con la combinación modal

tidad de respuesta considerada. Respecto al comportamiento local se observa que para cuando ρ tiende a cero, \bar{M}_b y \bar{P}_c tienden a cero y \bar{M}_c decrece a valores de una viga a flexión en voladizo, además los resultados muestran que dentro de un amplio intervalo de T_1 las fuerzas máximas se presentan en los primeros dos niveles del marco y la magnitud de estas fuerzas decrece con la altura, este comportamiento se ve más pronunciado para los valores más grandes de ρ (ver fig. 2.5).

Para advertir la contribución modal, se graficó en forma de espectro de respuesta el promedio total de las respuestas máximas calculadas, por medio del análisis de historia de respuesta (RHA), contra el período fundamental T_1 con tres valores de ρ (0, 0.125, ∞), para las seis cantidades de respuesta normalizada ya definidas anteriormente ver figs. (2.6 a 2.11). La contribución de los modos superiores de vibración se incrementaron con el aumento del período fundamental T_1 en las regiones media y larga del espectro de respuesta sísmico. Para un valor fijo ρ , las formas modales y la relación de frecuencias no cambian con T_1 . En consecuencia, el aumento en la contribución de los modos superiores es debido únicamente a los valores relativos de las ordenadas del espectro de respuesta, las cuales dependen del espaciamiento de los períodos de vibración y de la forma del espectro.

Del espectro fig. (2.12), se puede apreciar que en las

regiones media y larga para un incremento en T_1 , la relación de la ordenada de pseudoaceleración para el modo fundamental generalmente aumenta y por consiguiente la contribución de los modos superiores también.

Para un valor fijo de ρ , las figs. 2.6 a 2.8 mostraron que la contribución de modos superiores fue más significativa para el cortante en la base \bar{V}_0 que para el desplazamiento u_5 ó momento de volteo \bar{M}_0 ; lo que también se observó entre las cantidades de respuesta local (figs. 2.9 a 2.11), la contribución de modos superiores fue más significativo para \bar{M}_c que para \bar{M}_b y \bar{P}_c . Los momentos en las columnas están más estrechamente relacionados con \bar{V}_0 y son afectados mayormente por la contribución de modos superiores, mientras que \bar{M}_b y \bar{P}_c están más relacionados con \bar{M}_0 los cuales se afectan en menor forma por modos superiores. Evidentemente los modos superiores de vibrar también afectan los cortantes y momentos en los entrepisos además del cortante y momento en la base (ver figs. 2.13a y 2.13b).

Se nota que la contribución de modos superiores no influye únicamente en la magnitud de cortantes y momentos de entrepiso sino que su distribución a causa de varios modos de vibrar afecta diferentes partes del edificio.

Cuando ρ decrece, la respuesta modal asociada con los modos superiores de vibración, para el cortante en la base

aumenta, especialmente para el segundo modo, al mismo tiempo la relación de frecuencias de vibración aumenta, extendiéndose la frecuencia sobre una amplia porción del espectro, de esta manera aumentan los efectos de la forma del espectro, con estos incrementos dependientes de la localización de T_1 ver fig. (2.12).

Dentro de un intervalo de períodos considerados en el espectro, los efectos de la forma son especialmente significativos si T_1 es grande. El efecto de ρ en la contribución de los modos superiores varía con la cantidad de respuesta ver figs. (2.6 a 2.8).

Para determinar la precisión del análisis con espectro de respuesta (RSA), se graficaron el promedio total de la respuesta máxima calculada por (RHA) y (RSA), para la contribución de los cinco modos de vibrar, también se presenta la respuesta máxima debido al modo fundamental de vibración el cual se calcula por el método (RHA), para tres valores de ρ (0, 0.125, ∞) ver fig. (2.14).

Los errores en (RSA) se reflejan por las diferencias en los resultados de (RHA) y (RSA), que están estrechamente relacionados con los modos superiores de vibración. De este modo basados en el análisis de resultados presentados anteriormente, los errores en los resultados de (RSA) generalmente aumentan con el incremento en el período fundamental T_1 en regiones de períodos medio y largo del espectro y con

el decremento de ρ . Análogamente, estos errores aumentan según T_1 disminuye en intervalos de período corto ver fig. (2.15), sin embargo estos errores fueron advertidos inicialmente en el cortante en la base y en menor grado en el momento de volteo.

Los errores en los resultados de (RSA), varían con la cantidad de respuesta en la misma forma como se ha expresado la contribución de modos superiores. Basándose en el análisis de los resultados ya presentados, los mayores errores se deben a la cantidad total de respuesta, que ocurren en \bar{V}_0 y disminuyen en \bar{M}_0 y casi son nulos para \bar{u} , algo análogo ocurre con la respuesta local figs. (2.16a y 2.16b).

Se observa que el error en los resultados de (RSA) está por abajo de 15% de (RHA) para estructuras con período fundamental de vibración menor que el extremo de la región de período medio, además las respuestas calculadas muestran diferencias entre los resultados de (RHA) y (RSA) para períodos muy cortos, con los errores tendiendo a aumentar, debido a que T_1 decrece en este intervalo alrededor del 15% a 20% dependiendo del valor de ρ figs. (2.16a y 2.16b).

Con respecto a los cortantes de entrepiso y momentos se observó que el promedio total de estas cantidades de (RHA) fueron comparadas con (RSA), determinándose que el porcentaje de error en los resultados de (RSA), aunque no fue grande para T_1 en regiones de período corto del espec-

tro, varió considerablemente de entrepiso a entrepiso, especialmente en los cortantes de entrepiso.

Como se describió al principio, el análisis se realizó a través de un marco plano de una crujía con propiedades regulares, todas las observaciones hechas muestran demasiado el efecto de ρ , la contribución modal, y errores en los resultados del (RSA) que fueron limitados a este tipo de marcos, sin embargo, se ha demostrado en otros trabajos, que para un valor ρ especificado, las frecuencias naturales y formas modales particularmente no cambian con el número de crujías. La frecuencia fundamental y la forma modal son in diferentes a los cambios del número de crujías, además consecuentemente todas las respuestas dinámicas para \bar{u} , \bar{V}_0 y \bar{M}_0 , de un sistema tiene un período específico fundamental y el valor de ρ es independiente del número de crujías.

3. DISCUSION DE LOS PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA EL ANALISIS SISMICO ELASTICO

Con base a los resultados descritos en el capítulo 2, se advirtió un intervalo conveniente en el cual la diferencia entre las respuestas de los métodos de análisis con espectro de respuesta (RSA) y el análisis de historia de respuesta (RHA) fue muy reducida, por lo que el (RSA) podría proporcionar resultados con un buen grado de precisión, lo cual dio origen para tratar de desarrollar un método simplificado de análisis sísmico derivado del (RSA). Por lo tanto en esta sección se discutirá el método de espectro de respuesta simplificado (SRSA) y los métodos contenidos en algunos códigos y reglamentos de diseño sísmico.

El informe se limitó al análisis elástico de vibración plana de edificios sin tomar en cuenta el efecto torsionante.

3.1 Para evaluar la precisión del método de análisis con espectro de respuesta (RSA) se analizó la contribución de varios modos de vibrar de un edificio de varios pisos, la estructura se consideró para fines de análisis como un marco plano con masas y rigideces uniformes sobre la altura ver fig. (2.1). El análisis se realizó haciendo uso del espectro de respuesta promedio fig. (3.1). Los análisis dinámicos utilizados fueron el (RHA) y (RSA) descritos en el capítulo 2. El análisis (RHA) se desarrolló empleando el método de superposición modal, determinándose las cantidades de respuesta que interesaban para cada movimiento simulado. En el método (RSA), los valores máximos de cada cantidad de respuesta se determinan con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), de los modos máximos individuales, calculados directamente del espectro de respuesta (fig. 3.1).

Para poder estimar la influencia del cortante en la base calculado por medio de (RHA) para la contribución de 1, 2, 3 y 5 modos, sus valores se graficaron contra el período fundamental T_1 , para valores de ρ (0, 0.125, ∞) ver fig. (2.7). Se observó que la contribución de los modos superiores se incrementó con el aumento de T_1 y el decremento de ρ ; sin embargo, para un intervalo adecuado de períodos T_1 , ρ y dos modos de vibrar son suficientes para predecir la respuesta sísmica de la estructura.

Se realizó otra comparación, pero en este caso se hizo intervenir los dos métodos (RSA) y (RHA) (ver fig. 2.15a),

para las condiciones de contribución de cinco modos para (RSA) y (RHA) y la contribución del modo fundamental para (RHA) contra T_1 observándose que las diferencias entre los resultados de los dos métodos están íntimamente relacionados con la distribución de modos superiores, estas diferencias aumentan con el incremento de T_1 y la disminución de valores de ρ .

El porcentaje de error en los resultados de (RSA), fig. 3.2 como una función de T_1 para las seis cantidades de respuesta mostró que la contribución de respuesta de los modos superiores de vibrar, tuvo una gran influencia en comparación del modo fundamental y consecuentemente las diferencias entre los resultados de (RSA) y (RHA) aumentaron con el incremento de T_1 y con la disminución de ρ ; mientras el error en los resultados de (RSA) dependen de la cantidad de respuesta, está por abajo un 15%. También se apreció que para períodos muy cortos de T_1 el error aumentó alrededor del 5 al 20%, para cuando ρ tiende a cero.

3.2 Análisis del espectro de respuesta simplificado (SRSA).

3.2.1 Se ha notado que la respuesta sísmica de un edificio se puede estimar satisfactoriamente, considerando la contribución de dos modos de vibrar o aún tomando en cuenta el primer modo en algunos casos para un intervalo conveniente del período fundamental T_1 .

A continuación se hace un compendio de los fundamentos para presentar la versión simplificada del procedimiento:

1. Definir el espectro de diseño elástico para estructuras en un sitio dado.
2. Definir las propiedades estructurales
 - a. Cálculo de la matriz de masas concentradas [m]
 - b. Cálculo de la matriz lateral de rigideces [k] sin considerar los grados de libertad vertical y rotacional en los nodos
 - c. Estimar la relación de amortiguamiento modal ξ_n
3. Determinar las primeras dos frecuencias naturales ω_n , $T = 2\pi/\omega_n$ y ϕ_n .
4. Calcular la respuesta máxima en modos individuales de vibración repitiendo los siguientes pasos para los primeros dos modos de vibrar
 - a. Con el período T_n y la relación de amortiguamiento ξ_n , se leen las ordenadas de pseudo-aceleración S_{an} del espectro de diseño elástico del movimiento sísmico.
 - b. Cálculo del peso efectivo W_n^* del edificio, que participa en n modos de vibrar donde:

$$W_n^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N w_j \phi_{jn} \right)^2}{\sum_{j=1}^N w_j \phi_{jn}^2} \quad (3.1)$$

También se calculó la altura efectiva h_n^*

$$h_n^* = \frac{\sum_{j=1}^N h_j w_j \phi_{jn}}{\sum_{j=1}^N w_j \phi_{jn}} \quad (3.2)$$

c. Cálculo de los valores máximos de \bar{V}_{on} y \bar{M}_{on} siendo

$$\bar{V}_{on} = \frac{S_{an} W_n^*}{g} \quad (3.3)$$

y

$$\bar{M}_{on} = h_n^* \bar{V}_{on} \quad (3.4)$$

d. Cálculo del valor máximo de las fuerzas laterales equivalentes para el j-ésimo nivel

$$\bar{f}_{jn} = \bar{V}_{on} \frac{w_j \phi_{jn}}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{in}} \quad (3.5)$$

y repetir el proceso para todos los pisos

e. Cálculo de los desplazamientos debido a fuerzas laterales \bar{f}_{jn}

$$\bar{u}_{jn} = \frac{1}{w_n^2} \frac{g}{w_j} \bar{f}_{jn} \quad (3.6)$$

se repite para todos los niveles

f. Cálculo de la máxima deformación en el j-ésimo entrepiso de los desplazamientos

$$\Delta_{jn} = \bar{u}_{jn} - \bar{u}_{j-1,n} \quad (3.7)$$

g. Cálculo de las fuerzas internas (cortantes de entrepiso, momentos de volteo y fuerzas en los miembros), por análisis estáticos de la estructura sujeta

ta a fuerzas laterales equivalentes \bar{f}_{jn} .

5. Calcular la respuesta de diseño máximo \bar{r} de cualquier cantidad de respuesta, por la combinación modal máxima \bar{r}_n con la expresión de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) (ref. 7).

$$\bar{r} = \left(\sum_{n=1}^N \bar{r}_n^2 \right)^{1/2} \quad (3.8)$$

en la cual los modos más bajos contribuyen significativamente a la respuesta total necesaria para incluirse en la suma. La expresión (SRSS) generalmente proporciona suficiente aproximación para sistemas con períodos de vibración bien separados, que son característicos de movimientos planos de edificios, cuyos resultados son análogos a los del método de combinación cuadrática completa (CQC); sin embargo, para períodos fundamentales muy cortos el valor de la cantidad de respuesta se puede obtener con la combinación de la suma absoluta de los modos máximos

$$\bar{r} = \sum_{n=1}^N |\bar{r}_n| \quad (3.9)$$

3.2.2 Modos de vibrar y frecuencia natural

Ecuación característica

$$[k] \{\phi\} = \omega^2 [m] \{\phi\} \quad (3.10)$$

para el cálculo de las frecuencias naturales y modos de vibración

-Modo fundamental.

La frecuencia fundamental y modos de vibrar se pueden determinar por el método de Stodola, aplicado a edificios de varios niveles con masas concentradas en cada piso.

-Segundo modo.

Como se describe en los textos; en el método Stodola se puede hacer una limpieza en la matriz para eliminar la contribución del primer modo en la forma deformada, con esta modificación se incluye en cada ciclo el proceso iterativo convergente al segundo modo, principalmente a sus propiedades de vibración en forma análoga para el modo fundamental; sin embargo, la contribución del segundo modo a la respuesta del edificio es relativamente pequeña comparada con el modo fundamental. En consecuencia parece innecesario calcular las propiedades del segundo modo con un alto grado de precisión, por tanto se evitará realizar iteraciones en el método de Stodola para este modo. Por lo que se desarrollará un procedimiento simple con el cual se obtendrá una aproximación conveniente del segundo modo sin realizar iteraciones.

La respuesta de la deformación $u(t)$ de edificios de varios niveles con masas concentradas en los pisos, sujetos a grandes movimientos será semejante a la respuesta de una estructura fija en la base sujeta a fuerzas laterales externas en cada nivel, igual a las masas de los pisos para cada instante de aceleración, que actúan en sentido opuesto de

la aceleración del terreno; por lo tanto, el movimiento del terreno se puede reemplazar por fuerzas efectivas $-m_j a_g(t)$

$$p(t) = -m \mathbf{1} a_g(t) \quad (3.11)$$

donde $\mathbf{1}$ es un vector con n componentes como niveles de piso tiene un edificio, todos igualados a la unidad. El vector $-\mathbf{m}\mathbf{1}$ define una variación espacial de las fuerzas y aceleraciones del suelo $a_g(t)$ definido su tiempo de variación.

Estas fuerzas efectivas pueden expresarse en término de sus componentes modales como:

$$p(t) = -m \mathbf{1} a_g(t) = -a_g(t) \sum_{n=1}^N \frac{L_n}{M_n} m \phi_n \quad (3.12)$$

donde:

$$L_n = \phi_n^T m \mathbf{1} = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad (3.13a)$$

y sus masas modales

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2 \quad (3.13b)$$

Debido a las propiedades ortogonales de los modos, las fuerzas dinámicas definidas por los n términos en la ec. (3.12), generan una respuesta única en el n -ésimo modo y no otros modos excitados. Habiendo determinado la frecuencia exacta y el modo fundamental, la respuesta derivada del modo fundamental relacionado es tomada en cuenta en el primer término de la ec. (3.12).

$$p_T = -m \left(1 - \frac{L_1}{M_1} \phi_1 \right) \quad (3.14)$$

La diferencia de las fuerzas efectivas proporciona una idea para determinar aproximadamente la frecuencia y forma del segundo modo de vibrar ω_2 y ϕ_2 .

Estos valores aproximados de $\tilde{\omega}_2$ y $\tilde{\phi}_2$ se pueden determinar por el siguiente procedimiento:

1. Para un análisis estático, por el cual se calculan los desplazamientos laterales u_{rj} en todos los pisos debido a las fuerzas p_{rj} definidas en la ec. (3.14), actuando simultáneamente en todos los niveles

$$k_{ur} = p_r \quad (3.15)$$

2. Determinar el segundo modo aproximado ϕ_2 , por la normalización de los desplazamientos calculados, tomando el valor del desplazamiento del nivel más alto

De este modo el desplazamiento modal en el j -ésimo nivel está dado por:

$$\tilde{\phi}_{j2} = u_{rj} / u_{rN} \quad (3.16)$$

3. Cálculo de la frecuencia del segundo modo, por medio de la forma modal usando la expresión de Rayleigh

$$\tilde{\omega}_2 = \frac{\tilde{\phi}_2^T k \tilde{\phi}_2}{\tilde{\phi}_2^T m \tilde{\phi}_2} \quad (3.17)$$

Existen dos propiedades útiles de la frecuencia y forma aproximadas del segundo modo las cuales son:

a. $\tilde{\omega}^2 > \omega^2$

b. $\tilde{\phi}_2$ es ortogonal con modo fundamental exacto ϕ_1 .

Alternativamente el procedimiento simplificado se puede ver como una sola iteración en el método Stodola para determinar el segundo modo con el vector inicial igual a uno en todos los niveles.

3.2.3 Análisis del espectro de respuesta simplificado.

Podría ser conveniente adecuar el procedimiento del método simplificado en una calculadora de bolsillo, para determinar la frecuencia natural y forma de los dos primeros modos, ya que como se advirtió anteriormente se pueden estimar convenientemente la respuesta sísmica de los edificios, considerando únicamente la contribución de los dos primeros modos de vibrar, para un intervalo conveniente de períodos T_1 .

Este método es el mismo que el método (RSA), obteniéndose sólo los dos primeros períodos y formas modales.

Debido a que la segunda forma modal no se calcula en forma exacta, la ec. (3.6) proporciona únicamente una relación aproximada en fuerzas laterales \tilde{f}_2 y desplazamientos \tilde{u}_2 . Por lo que \tilde{f}_2 y \tilde{u}_2 no satisfacen la ecuación de equilibrio

$$k \tilde{u}_2 = \tilde{f}_2 \quad (3.18)$$

pero en lugar de ella satisface la forma cuadrática

$$\tilde{u}_2^T k \tilde{u}_2 = \tilde{u}_2^T \tilde{f}_2 \quad (3.19)$$

donde la frecuencia $\tilde{\omega}_2$ se calcula de la ec. (3.17).

3.3 Evaluación del método (SRSA)

Para evaluar el método (SRSA) se realizaron una serie de análisis, para marcos planos con las siguientes características (ver fig. 3.3).

3.3.1 Espectro de diseño sísmico.

Todos los marcos fueron analizados mediante un espectro de diseño (fig. 3.4), de este espectro de respuesta, se nota que la respuesta máxima de estructuras de período corto es controlada por la aceleración del suelo, y las estructuras de período largo son controladas por el desplazamiento del suelo y para estructuras de período medio por la velocidad del suelo. Así, el espectro se puede subdividir en aceleración controlada o período-corto, velocidad controlada o período-medio y desplazamiento controlado o región del período-largo.

En el método (SRSA), la frecuencia y forma modal fundamentales se calculan por el método Stodola y se aplica el procedimiento aproximado, los cuales se comparan, considerando la simplicidad del procedimiento. La calidad de los resultados aproximados es sorprendentemente buena, lo cual indica que el procedimiento (SRSA) podría ser muy conveniente en la aplicación práctica.

3.3.2 Respuesta sísmica

3.3.2a Cantidad de respuesta sísmica

Del análisis realizado para la respuesta máxima de la contribución de todos los modos para (RSA) y para el procedimiento de (SRSA), se observó de las figs. 3.5 a 3.10 para el caso 1, que los resultados obtenidos por el (SRSA) fueron muy afines. Sin embargo, se pudo notar que el porcentaje de error de (SRSA) se incrementó para los otros cuatro casos presentados en la fig. (3.3), con el aumento de T_1 , la disminución de ρ , y la contribución de los modos superiores, y en particular para el cortante en la base V_0 ver fig. (3.11). Los errores fueron mayores en (SRSA) para los marcos en que sus masas y rigideces no estaban distribuidas de manera uniforme respecto a su altura, casos (3, 4 y 5). Sin embargo, la diferencia presentada entre los casos (1 y 2) se debió principalmente a la altura. Los errores que estuvieron abajo del 5% fueron para los marcos con período fundamental corto T_1 menor de 4 seg., no obstante para marcos con T_1 mayor a 10 seg. los errores fueron del orden del 20%.

Por lo tanto, el método (SRSA) puede conducir mayor o menormente a los resultados de (RSA), dependiendo de T_1 , ρ y la cantidad de respuesta. Este comportamiento se relaciona con la importancia de los modos superiores que para el segundo modo, los cuales no se consideran en (SRSA). Por ejemplo si ρ es pequeña el método (SRSA) sobrestima el valor del cortante en la base para marcos con períodos cortos

y para períodos largos el cortante basal se subestima.

3.3.2.b Contribución del peso en la respuesta dinámica sobre el método (SRSA).

Los pesos efectivos W_1^* y W_2^* para los primeros dos modos y el valor de la combinación calculada por (SRSA) dependen de las formas modales y por lo tanto de ρ . En consecuencia podría parecer que el peso efectivo indicaría la precisión de la respuesta calculada por el método, pero en forma parcial, debido a la dependencia de la contribución de modos superiores, que no son tomados en cuenta en el peso efectivo de T_1 . En general, la mayor parte del peso efectivo es considerado y en consecuencia los errores que se presentan son pequeños. Por lo tanto, de las observaciones hechas con relación a la precisión de (SRSA) de los cinco marcos analizados, sus resultados pueden extrapolarse a otros marcos con diferente número de entrepisos, con masas y rigideces, que varían no uniformemente con la altura.

Además parece razonable proporcionar el peso efectivo incluido en (SRSA) el cual excede 85% del peso total.

3.4 Jerarquización de los procedimientos de análisis.

3.4.1 Métodos de análisis.

Tomando en cuenta el método (SRSA) desarrollado en este trabajo, se pueden considerar cuatro métodos de análisis sísmico los cuales son convenientemente útiles para el diseño de edificios. A continuación se describen en or-

den de complejidad:

1. Procedimientos de análisis comprendidos en reglamentos, tales como: métodos de fuerzas laterales equivalentes ó el procedimiento propuesto para diseño preliminar ver capítulo (4).
2. Análisis del espectro de respuesta simplificado (SRSA).
3. Análisis del espectro de respuesta (RSA)
4. Análisis de integración "paso a paso" de las ecuaciones de movimiento (RHA).

3.4.1.1 Aunque el edificio se idealiza de la misma manera que el método modal, el método de la fuerza lateral equivalente requiere menos esfuerzo, ya que excepto por el período fundamental, no se necesitan los períodos y formas de los modos naturales superiores de vibración. La magnitud de las fuerzas laterales se basa en una estimación del período fundamental de vibración, y su distribución en fórmulas sencillas apropiadas para edificios con una distribución regular de masa y rigidez sobre la altura.

3.4.1.2 El método (SRSA) evidentemente mejora los valores de cortante basal, fuerzas laterales y fuerza en los elementos debido a que se basa en análisis "exacto" del período fundamental T_1 y forma modal con la contribución del segundo modo calculado en forma aproximada.

3.4.1.3 El método (RSA) es más preciso debido a que

el período, la forma y la respuesta sísmica en cada modo son analizados exactamente.

3.4.1.4 Finalmente el análisis de la historia de respuesta (RHA) proporciona una respuesta exacta de la estructura idealizada evitando los errores que se presentan en (RSA).

3.4.2 Transición de los procedimientos de análisis de reglamentos al método (SRSA).

Se menciona que al iniciar el diseño sísmico de un edificio, se emplean únicamente los procedimientos recomendados en los reglamentos para estimar las fuerzas sísmicas, debido a que los demás métodos citados anteriormente requieren de las propiedades de la estructura. Sin embargo, los análisis sugeridos en los reglamentos se basan en la estimación del modo fundamental y que además implícitamente reconocen indirectamente la contribución de los modos superiores, pero que no siempre proporcionan resultados apropiados.

Por tanto, un método alternativo que proporciona resultados más precisos sin tener que desarrollar procesos complejos sería el (SRSA).

Otro procedimiento es el que está incluido en las disposiciones sísmicas del ATC-3. Este método proporciona una mejor aproximación de las fuerzas laterales asociadas al mo

do fundamental, pero no considera la distribución de modos superiores. Sin embargo, se concluye que es efectivo y proporciona un conjunto apropiado de fuerzas de diseño únicamente si la respuesta de la estructura es debida casi completamente al modo fundamental de vibración.

3.4.3 Transición de los métodos (SRSA) a (RSA).

Como se ha observado, el método (SRSA) podría proporcionar una aproximación suficiente para estimar la respuesta de la estructura si satisface dos condiciones:

a. El período fundamental T_1 del edificio debe encontrarse abajo del punto medio de la región de velocidad-controlada del espectro. Esta región aceptable puede extenderse al extremo de la región de velocidad-controlada del espectro para edificios con grandes valores de ρ , originándose un comportamiento muy cerca de una viga de cortante.

b. Los pesos efectivos W_1^* y W_2^* para los primeros dos modos de vibrar combinados serán del 85% del peso total del edificio. Si no se cumple cualquiera de los dos requerimientos, el análisis se realizará por medio del método (RSA).

3.4.4 Transición de los métodos (RSA) a (RHA).

Como se advirtió anteriormente, los errores en los resultados del (RSA) tienden a aumentar con período fundamental T_1 del edificio alcanzado alrededor de un 15% para un marco de cinco niveles con T_1 en el extremo de la región

de velocidad controlada del espectro. En consecuencia sería necesario emplear el método (RHA) para determinar las fuerzas sísmicas para edificios con período fundamental en la región de desplazamiento-controlado del espectro, excediendo T los 4 seg. y para edificios con distribución no uniforme de masas y rigideces sobre la altura. En algunos casos, como en edificios con el primer entrepiso suave, aunque la rigidez del entrepiso suave es menor que en los demás niveles, el método (RSA) puede fijar una buena respuesta debido a que en ese tipo de estructuras el modo fundamental es el dominante.

4. DISCUSION DEL ANALISIS PROPUESTO PARA DISEÑO PRELIMINAR

En esta sección se hace una discusión de los métodos propuestos en los códigos y reglamentos de diseño sísmico, tales como: (a) Uniform Building Code (UBC), (b) Applied Technology Council ATC-3 y (c) Manual de diseño por sismo, junto con el análisis propuesto para diseño preliminar desarrollado en este informe. Al revisar las expresiones de \bar{V}_0 y \bar{M}_0 , por procedimientos de fuerzas laterales equivalentes, se demostró que estas fórmulas no toman en cuenta apropiadamente los efectos de muchos de los parámetros significativos de las estructuras.

Los reglamentos contemplan fuerzas que llegan a deformar a la estructura más allá del límite de fluencia debido a sismos de magnitudes moderadas e intensos. Por otra parte el método de (RHA) empleado para análisis tridimensional de estruc

turas, es impráctico para el diseño de edificios. Sin embargo, se ha observado que las fuerzas y deformaciones de edificios se pueden obtener a través de aproximaciones adecuadas usando el método (RSA) basado en espectros de diseño para sistemas inelásticos asociados con un factor de ductilidad en lugar del espectro de diseño elástico.

4.1 Procedimiento de análisis.

4.1.1 Análisis con espectro de respuesta (ver secc. 2.b.2).

Procedimiento del espectro de diseño sísmico para determinar fuerzas horizontales:

Definir el espectro de diseño elástico, para estructuras en un lugar específico.

4.1.2 Análisis de los reglamentos de edificios (UBC, ATC-3, Reglamento de Diseño por Sismo RDF ref. 2).

El procedimiento para estimar las fuerzas sísmicas en los reglamentos, se hace por medio del procedimiento de fuerzas laterales equivalentes basado en el período fundamental de vibración.

Las expresiones de cortante en la base y fuerzas laterales equivalentes se representan a lo largo de esta sección con muchas notas en su relación a las formas correspondientes en el procedi-

miento del análisis del espectro de respuesta.

4.1.2.1 Cortante en la base.

Para el propósito presente la forma para el diseño del cortante en la base, en estos códigos, se puede expresar como:

$$V_o = CW \quad (4.5)$$

donde:

W es el peso total

C es el coeficiente sísmico, que depende del período fundamental T_1 . El coeficiente sísmico especificado en estos reglamentos se muestra en la fig. (4.1) y se expresa como:

Para el (UBC)

$$C = \begin{cases} 0.12 & T \leq 0.31 \text{ seg.} \\ \frac{1}{15\sqrt{T}} & T \geq 0.31 \text{ seg.} \end{cases} \quad (4.6)$$

Para el (ATC-3)

$$C = \begin{cases} \frac{2.5A_a}{R} & T \leq 0.33 \text{ seg.} \\ \frac{1.2A_v}{RT^{2/3}} & T \geq 0.33 \text{ seg.} \end{cases} \quad (4.7)$$

Donde:

A_a y A_v son coeficientes sísmicos representando el valor máximo de la veloci-

dad-relativa a la aceleración y máxima aceleración.

R es el factor de reducción que toma en cuenta los efectos por comportamiento inelástico.

$$A_v = A_a = 0.4 \text{ y } R = 1$$

Para el (reglamento de diseño por sismo RDF ref.2).

$$C = \begin{cases} \frac{S_a}{g} & T \leq T_v \\ \frac{S_a}{g} \{1 + 0.5r(1 - (\frac{T_v}{T})^r)\} & T \geq T_v \end{cases} \quad (4.8)$$

Donde la pseudo-aceleración del espectro de diseño S_a está dada por:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} a_0 + (A - a_0) T/T_a & T \leq T_a \\ A & T_a \leq T \leq T_v \\ A \left(\frac{T_v}{T}\right)^r & T \geq T_v \end{cases} \quad (4.9)$$

Para el caso especial de la zona I, terreno firme: $a_0 = 0.03$, $A=0.16$, $T_a = 0.3$ seg., $T_v = 0.8$ seg., $r = 1/2$. Siendo μ' el factor de ductilidad, para valuar las fuerzas sísmicas el cual se tomará como:

$$\mu' = \begin{cases} 1 + (\mu - 1) T/T_a & T \leq T_a \\ \mu & T \geq T_a \end{cases} \quad (4.10)$$

De los tres reglamentos presentados únicamente el (reglamento de diseño por sismo RDF ref. 2), especifica explícitamente el espectro de diseño de pseudo-aceleración y considera que el cortante en la base en edificios con período fundamental mayor que T_v , especialmente en estructuras, exceden el producto (S_a/g) y el peso total.

4.1.2.2 Distribución de fuerzas laterales.

La distribución de fuerzas laterales sobre la altura del edificio se determina del cortante en la base con las expresiones para la fuerza lateral en el j -ésimo piso.

Para el (UBC):

$$F_j = (V_o - F_t) \frac{w_j h_j}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \quad (4.11)$$

Con la excepción que la fuerza en el piso superior se calcula con un incremento por una fuerza adicional F_t .

$$F_t = \begin{cases} 0 & T \leq 0.7 \text{ seg.} \\ 0.07 V_o T & 0.7 < T < 3.6 \text{ seg.} \\ 0.25 V_o & T \geq 3.6 \text{ seg.} \end{cases} \quad (4.12)$$

Excepto para la fuerza adicional F_t considerada en la parte superior del edificio, las fuerzas laterales del (UBC) están distribuidas sobre la altura del edificio bajo la hipótesis de una variación lineal de desplazamientos de piso en la forma modal fundamental. Al considerar la fuerza adicional F_t en la parte superior de los edificios, se trata implícitamente de tomar en cuenta la contribución de los modos superiores.

Para el (ATC-3) tenemos:

$$F_j = V_0 \frac{w_j h_j^k}{\sum_{i=1}^N w_i h_i^k} \quad (4.13)$$

en donde k es un coeficiente relativo al período de vibración

$$K = \begin{cases} 1 & T < 0.5 \text{ seg.} \\ (T+1.5)/2 & 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ seg.} \\ 2 & T > 2.5 \text{ seg.} \end{cases} \quad (4.14)$$

con el objeto de tomar en cuenta la influencia de los modos superiores.

Para el reglamento de diseño por sismo RDF (ref. 2) tenemos:

$$F_j = V_o^{(1)} \frac{w_j h_j}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} + V_o^{(2)} \frac{w_j h_j^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2} \quad (4.15)$$

V_o cortante en la base.

Se supone que las aceleraciones de las masas son proporcionales a la elevación arriba del suelo y al cuadrado de su aceleración

$$V_o^{(1)} = W \frac{S_a}{g} \{1 - r \{1 - (T_v/T)^r\}\} \quad (4.16)$$

$$V_o^{(2)} = W \frac{S_a}{g} \{1.5r \{1 - (T_v/T)^r\}\} \quad (4.17)$$

La distribución de aceleraciones que implica la ec. (4.15) pasa suavemente de una línea recta cuando $T=T_v$ a una parábola cuando T tiende a infinito. Esta variación en la distribución de la aceleración con período fundamental de vibración T tiene por objeto tomar en cuenta el cambio de la forma modal fundamental e incrementar la contribución de modos superiores a la respuesta con el aumento de T_1 .

4.1.2.3 Cortantes de entrepiso y momentos

Los elementos mecánicos se obtienen de un análisis estático de la estructura sujeta a fuerzas

laterales, las cuales se determinan de las expresiones anteriores. Sin embargo, se deben hacer reducciones en el momento de volteo; los valores de diseño del momento en cualquier entrepiso se pueden expresar como un factor de reducción multiplicado por el momento estático calculado.

4.2 Evaluación de procedimientos de análisis de reglamentos de edificios.

4.2.1 Cortante en la base.

El espectro de diseño de la fig. (3.4) se re-gráfico en la fig. (4.2) como un espectro normalizado de pseudo-aceleración para enfatizar que la aceleración espectral es constante en la parte de la región de aceleración controlada, que varía como $1/T$ en la región de velocidad controlada y como $1/T^2$ en la región de desplazamiento controlado.

La respuesta máxima asociada al espectro de diseño seleccionado por el procedimiento (RSA), en donde se incluye la contribución de todos los modos de vibrar y se grafican contra T_1 , en forma de espectro de respuesta para el (caso 1), ver características del marco en la fig. (3.3), y haciendo variar ρ (0, 0.125, ∞). El cortante en la base se muestra, habiéndose normalizado respecto a W_1^* ,

también se presenta el cortante en la base considerando únicamente la contribución del primer modo ver fig. (4.3).

Se puede observar que en la figura (4.3) el cortante normalizado en la base cuando el período fundamental T_1 está dentro de la región de aceleración controlada, se parece al que se obtiene con la contribución del primer modo. Sin embargo, para estructuras con T_1 dentro de las regiones de desplazamiento y velocidad controladas, la contribución de respuesta de modos superiores fue más significativa que solo la del primer modo de vibrar, debido al aumento de T_1 y disminución de ρ .

Si el coeficiente sísmico C en los reglamentos fue definido como S_a/g , ordenada de la pseudo aceleración en T_1 , la ec. (4.5) la cual podría predecir aproximadamente el cortante en la base con T_1 dentro de la región de aceleración controlada del espectro, usando W_1^* en lugar de W , el cual es empleado en los reglamentos. El emplear el peso total W en los reglamentos para el cálculo del cortante en la base generará valores más grandes, este comportamiento se observa en la fig. (4.4). De este espectro, dentro de la región de aceleración controlada para estructuras con el mismo peso total,

el cortante en la base decrece cuando ρ disminuye, debido a que W^* decrece con ρ y los valores del cortante exceden los valores de (RSA) para todos los valores de ρ . Sin embargo, en las regiones de velocidad y desplazamientos controlados, la contribución de los modos superiores puede ser muy significativa. Por lo tanto las expresiones de los reglamentos no son apropiadas para emplearse en edificios con grandes períodos, debido a que no consideran propiamente la contribución de los modos superiores y la dependencia sobre los parámetros T_1 y ρ .

Para evaluar el comportamiento en este intervalo de períodos, la curva $\alpha T^{-\beta}$ se ajustará al espectro de respuesta del cortante basal ver fig. (4.3). Los parámetros α y β , para las regiones de velocidad y desplazamiento controlado se evalúan mediante el ajuste del error con mínimos cuadrados.

La respuesta calculada tiene las siguientes restricciones:

a. La ordenada de la curva ajustada en $T=T_v$ es igual al valor exacto de (RSA), lo cual para todos los valores de ρ se pueden reemplazar por la ordenada de la parte plana del espectro de pseudo aceleración normalizado, ver fig. (4.2, 4.3 y 4.5).

b. Las curvas ajustadas para las regiones espectrales de velocidad y desplazamiento controlado tienen las mismas ordenadas $T=T_d$, para el valor del período en la unión de las dos regiones. Comparando el espectro de respuesta "exácto" fig. (4.3) con las curvas ajustadas fig. (4.5) se advirtió que las funciones seleccionadas proporcionaron una aproximación satisfactoria para el cálculo de respuesta.

El grado para el cual el espectro necesita ser elevado para las regiones de velocidad y desplazamiento controlado del espectro depende de ρ . El espectro necesita elevarse muy poco para edificios de cortante cuando ($\rho = \infty$).

Las modificaciones espectrales también dependen del número de entrepiso y de la distribución de masas y rigideces del edificio.

En la fig. (4.6) se muestra el ajuste de las curvas para el cortante basal normalizado de la fig. (4.5), para los coeficientes sísmicos de (UBC, ATC-3, RDF). Es aparente que el coeficiente sísmico en los reglamentos decrece con el aumento en el período en una relación más lenta de la demostrada por el análisis dinámico, pero esto no implica necesariamente que los reglamentos sean conservadores, además ninguno de los reglamentos reconoce

que el cortante basal, se puede predecir por análisis dinámicos, en intervalos de período largo que dependa significativamente de ρ . Sin embargo, el RDF reconoce que para edificios de período largo, el cortante en la base V_0 debe incrementarse para tomar en cuenta los períodos largos de vibración y principalmente la contribución de los modos superiores. Pero aún este reglamento no acepta explícitamente que el incremento en V_0 no depende únicamente de T_1 sino que también depende de ρ .

4.2.2 Cortantes de entrepiso.

La fig. (4.7) muestra la distribución de cortantes de entrepiso sobre la altura del edificio calculada por el (RSA), incluyendo los cinco modos para ρ (0, 0.125, ∞) y cuatro valores de T_1 , representando las diferentes regiones del espectro. También se presentan los resultados de (RSA), considerando sólo el modo fundamental. En la fig. (4.8) se muestra la distribución de fuerzas laterales, estas gráficas se refieren al (caso 1) ver fig. (3.3).

Se observa en estas dos figuras, que en un intervalo completo de ρ , la contribución de modos superiores es mayor a la contribución del modo fundamental y se suprimen en la respuesta de edifi-

cios con períodos cortos. Los modos superiores llegan a contribuir significativamente cuando T_1 está en la región de velocidad y desplazamiento controlado del espectro.

Con un incremento de T_1 , la distribución de fuerzas laterales y V_0 obtenidas de los reglamentos difieren de los valores de (RSA) especialmente para valores pequeños de ρ , debido a estas condiciones la contribución de modos superiores llega a ser más significativa.

4.2.3 Momentos de Volteo.

Los resultados de los momentos de volteo se muestran en las figs. (4.9 y 4.10), estos resultados fueron muy parecidos a los observados en las secciones anteriores. La contribución de los modos superiores aumentaron con el incremento de T_1 y con la disminución de ρ , pero esta contribución fue menos significativa que para el cortante en la base.

En particular la contribución de modos superiores se desprecia en edificios con el período fundamental T_1 dentro de la región de aceleración controlada del espectro, sin tomar en cuenta el valor de ρ y para $\rho(\infty)$ es independiente del valor T_1 .

La distribución de momentos de volteo determinados por los reglamentos para edificios con período T_1 dentro de la región de aceleración controlada del espectro y aún extendida dentro de la parte de la región de velocidad controlada son bastante precisos, pero las diferencias con respecto a los resultados de (RSA) se incrementan cuando T_1 aumenta especialmente para edificios con valores pequeños de ρ , esto es consecuencia de la contribución de modos superiores, y que no son estimados adecuadamente por las expresiones de los códigos. Sin embargo, las diferencias de los momentos de volteo calculados con reglamentos son menos significativas que para los cortantes basales.

En un análisis estático de un edificio, con un valor particular de T_1 y ρ , sujeto a fuerzas laterales ver fig. (4.8) podrían generar cortantes de entrepiso correctos, debido a que las fuerzas laterales fueron determinadas por estática para los cortantes de entrepiso, pero no son correctos los momentos de volteo en un entrepiso.

Esto se demuestra por la presencia de la relación de momentos de volteo en un entrepiso calculado, haciendo una comparación entre (a) El (RSA) considerando todos los modos y (b) Por análisis estático de un edificio sujeto a una distribución de

fuerzas laterales según fig. (4.8).

Esta reducción es semejante a un factor de reducción especificado en reglamentos. Los dos valores son semejantes para todos los valores T_1 si se considera únicamente la contribución del modo fundamental. De esta manera la divergencia entre los dos valores se asocia directamente a la contribución de los modos superiores la cual es diferente para cortantes y momentos.

Estas observaciones muestran que los momentos de volteo se sobrestiman si se calculan por fuerzas laterales estáticas ver fig. (4.11).

4.3 Análisis propuesto para diseño preliminar.

4.3.1 Cortante en la base.

De los resultados obtenidos en la sección 4.2.1 y de la fig. (4.3) el cortante en la base se puede estimar como:

$$\bar{V}_0 = CW_1^* \quad (4.18)$$

donde C es el coeficiente sísmico y W_1^* el peso efectivo que participa en el modo fundamental.

El espectro del coeficiente sísmico C se muestra como función de T_1 , el cual se debe construir modificando el espectro de diseño de pseudo

aceleración normalizado para una zona determinada.

El objetivo de esta modificación es tomar en cuenta directamente la contribución de los modos superiores. Esta contribución depende de las propiedades del edificio más significativas las cuales son el período fundamental T_1 y ρ . Esta descripción se muestra en el espectro de pseudo aceleración fig. (4.12), la región de la izquierda a-b-c o sea la región de aceleración controlada no cambia, pero las regiones de velocidad y desplazamiento se modifican como sigue: del punto c del espectro hacia la derecha se dibuja la curva c-d' proporcional a $T^{-\beta_v}$ y se extiende hasta $T=T_d$ fig. (4.12), del punto d' hacia la derecha se traza otra curva d'-e' que es proporcional a $T^{-\beta_d}$. Los exponentes β_v y β_d dependen principalmente de ρ , estos valores se presentan en la tabla 4.1.

El peso efectivo W_1^* que participa en el modo fundamental, se puede calcular mediante la ec.(3.1.)

4.3.2 Respuesta modal

Como se determinó en los capítulos (2

y 3), la respuesta sísmica se puede estimar satisfactoriamente tomando un intervalo apropiado de períodos T_1 por medio del método (RSA), considerando la contribución únicamente de los dos primeros modos de vibrar, y aún el primer modo es suficiente pero siempre que se encuentre en la región de aceleración controlada del espectro. Por lo tanto se puede separar el cortante total en la base dentro del primer modo y atribuir la diferencia al segundo modo, esto podría ser posible distribuyendo cada cortante basal modal sobre la altura del edificio tomando en cuenta la correspondiente forma modal.

Esta es una forma aproximada e indirecta para determinar la respuesta mediante los dos primeros modos de vibrar. Siendo así; la respuesta total se puede obtener mediante una combinación apropiada de respuestas modales.

Por consiguiente el cortante se puede separar en dos partes:

1. Cortante basal para el modo fundamental

$$\bar{V}_{01} = \frac{S_{a1}}{g} W_1^* \quad (4.19)$$

2. El cortante basal para el segundo modo se estima bajo la suposición de que el cortante total en la base esta dado por la combinación (SRSS).

$$\bar{V}_{02} = \sqrt{\bar{V}_0^2 - \bar{V}_{01}^2} \quad (4.20)$$

4.3.3 Período de vibración y formas modales

Hay que determinar el período fundamental de vibración T_1 y las dos primeras formas modales. Estas propiedades no se pueden calcular en forma exácta sin haber diseñado la estructura. Particularmente no se puede modelar el problema de valores característicos ya que se desconoce la matriz de rigideces $[K]$ y la distribución de masas se conoce en forma aproximada.

Por tanto se obtendrá el período fundamental T_1 y las primeras dos formas modales, de manera aproximada.

Forma fundamental modal aproximada

$$\phi_{j1} = (h_j/H)^\delta, \quad j=1,2,\dots,n \quad (4.21)$$

donde

h_j = altura del j -ésimo piso arriba de la base

H = altura total del edificio

δ = es estimado del ajuste de mínimos cuadrados a la forma fundamental

modal exacta ver tabla (4.2), el exponente δ varía gradualmente con ρ .

Segunda forma modal aproximada

$$\phi_{j2} = (h_j/h_0)(1-h_j/h_0) \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (4.22)$$

donde

h_0 = es la altura desde la base hacia arriba, donde el desplazamiento es cero, ver tabla 4.3.

4.3.4 Procedimiento de cálculo.

Consideración de las fuerzas sísmicas, para un diseño preliminar de una estructura.

1. Determinar el espectro de diseño sísmico para una zona en particular. El procedimiento se ha desarrollado también para usar un espectro de diseño inelástico considerando un factor de ductilidad permisible.
2. Estructuración del edificio, como: altura, número de niveles, distribución regular de masas sobre la altura, materiales empleados, sistema estructural (marcos, muros de cortante, marcos contraventeados, etc.), estimar el índice de rotación nodal ρ .

3. Construcción del espectro del coeficiente sísmico C como función de T_1 , modificando el espectro de diseño sísmico como se vió en la parte (4.3.1).
4. Estimar el período fundamental T_1 en forma aproximada, empleando las fórmulas que recomiendan los reglamentos.
5. Definir las dos formas modales según las ecs. (4.21 y 4.22).
6. Estimar el cortante en la base \bar{V}_0 como se definió en la ec. (4.18).
 - a. Leer la ordenada C del espectro de diseño modificado, correspondiente a T_1 y ρ .
 - b. Estimar el peso efectivo W_1^* que participa en el modo fundamental.
7. Separar el cortante en la base \bar{V}_0 en dos partes según las ec. (4.19 y 4.20).
8. Estimar la respuesta máxima de los modos individuales, repitiendo los siguientes pasos:
 - a. Cálculo de las fuerzas laterales equivalentes \bar{f}_{jn} en todos los pisos ec. (3.5) con los datos de \bar{V}_{0n} y ϕ_{jn} de los pasos 7 y 5 respectivamente.
 - b. Cálculo de los cortantes de entrepiso

y momentos, mediante un análisis estático ($Ku = F$), debido a fuerzas laterales equivalentes \bar{f}_{jn} .

- c. Cálculo de desplazamientos de piso ec. (3.6).
- d. Cálculo de desplazamientos relativos de entrepiso empleando la ec. (3.7).
9. Determinar el valor máximo \bar{r} de cualquier respuesta por la combinación de los dos modos máximos \bar{r}_1 y \bar{r}_2 según la ec. (3.8).

5. REPERCUSION DE LOS PROCEDIMIENTOS PROPUESTOS
EN LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS EN EL REGLAMEN
TO DE CONSTRUCCIONES.

Con base en el análisis propuesto para diseño preliminar, se observó un conjunto de variantes respecto al análisis sísmico estático de edificios expuesto en el Manual de Diseño por Sismo (ref. 2), las cuales se comentan a continuación.

Se advirtió que las expresiones para estimar las fuerzas sísmicas dependen principalmente de dos parámetros los cuales son:

- a. El período fundamental de vibración.
- b. Índice de rotación nodal ρ (relación de rigidez viga columna).

Tomando en cuenta la influencia de estos parámetros, se consideraron las siguientes diferencias.:

El cortante de la base se expresa como:

$$\bar{V}_0 = CW_1^* \quad (5.1)$$

donde

C = coeficiente sísmico, que está en función del período fundamental T_1 . El espectro del coeficiente sísmico debe construirse modificando el espectro de diseño de pseudo-aceleración, definido para una zona determinada. Esta modificación consistirá en ajustar al espectro en las regiones de velocidad y desplazamiento controladas como se muestra en la fig. (4.12), trazando del punto c hacia la derecha una curva c-d proporcional a $T^{-\beta_V}$ que se extiende a $T = 1d$, del punto d' hacia la derecha se trazará otra curva d'-e' proporcional a $T^{-\beta_d}$. Los exponentes β_V y β_d dependen principalmente de ρ . En la región de aceleración controlada la forma del espectro no cambia.

Estas modificaciones tiene por objeto tomar en cuenta la contribución de los modos superiores de vibración para el cortante basal.

El peso efectivo correspondiente al modo fundamental se podrá calcular de la siguiente manera

$$W_n^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N w_j \phi_{jn} \right)^2}{\sum_{j=1}^N w_j \phi_{jn}} \quad (5.2)$$

esta ecuación se basa en la consideración de una distribución tanto en ancho como en la altura del peso del edificio.

Como se señaló en los capítulos anteriores, la respuesta sísmica de las estructuras se pueden estimar en forma

precisa por medio del método de análisis con espectro de res puesta, considerando sólo la contribución de los dos prime ros modos dentro de un intervalo conveniente de períodos fun damentales T_1 . Apoyándose en lo anterior, se podría separar el cortante basal total dentro de la contribución del primer modo y distribuir el resto al segundo modo, de esta manera podría ser posible distribuir cada cortante basal modal so bre la altura del edificio, de acuerdo con la correspondien- te forma modal. Esta es una forma indirecta de determinar aproximadamente la respuesta en los primeros dos modos.

Por lo tanto la respuesta puede obtenerse por medio de una combinación apropiada.

Cortante en la base para el modo fundamental

$$\bar{V}_{o1} = \frac{S_{a1}}{g} W_1^* \quad (5.3)$$

El resto del cortante se obtendrá bajo la suposición de que el cortante total está dado por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

$$\bar{V}_{o2} = (\bar{V}_{o2}^2 - \bar{V}_{o1}^2)^{1/2} \quad (5.4)$$

Después de haberse determinado el cortante en la base debido a los primeros dos modos, se podrá obtener la distri bución de las fuerzas laterales equivalentes para cada modo de la siguiente forma.

$$\bar{F}_{jn} = \bar{V}_{on} \frac{w_j \phi_{jn}}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{in}} \quad (5.5)$$

El período fundamental y las formas modales se estimarán aproximadamente, ya que estas propiedades no pueden obtenerse en forma exacta debido a que no se ha planteado y resuelto el problema de valores característicos.

En consecuencia el período fundamental T_1 se determinará de acuerdo con lo que establece el reglamento.

Las formas modales se recomiendan considerar en forma aproximada de la siguiente manera:

Primera forma modal

$$\phi_{j1} = (h_j/H)^\delta \quad j=1,2,\dots,n \quad (5.6)$$

donde h_j = altura del j -ésimo piso sobre la base

H = altura total de la estructura

δ = exponente, estimado del ajuste de error por mínimos cuadrados para la forma modal fundamental exacta y que depende de ρ

Segunda forma modal

$$\phi_{j2} = (h_j/H_0) (1-h_j/h_0) \quad j=1,2,\dots,n \quad (5.7)$$

donde h_0 = es la altura del nodo (punto de desplazamiento cero) encima de la base, ver tabla 4.3.

Posteriormente se estimará la respuesta máxima debido a los dos modos, siguiendo un proceso acostumbrado.

a. Cálculo de elementos mecánicos con la distribución

de fuerza lateral equivalente f_{jn} definida en la ec. (5.5).

b. Cálculo de desplazamientos \bar{u}_{jn}

c. Cálculo de desplazamientos relativos de entrepiso

$$\bar{\Delta}_{jn} = \bar{u}_{jn} - \bar{u}_{j-1,n}$$

d. Cálculo de las respuestas máximas

$$\bar{r} = \left(\sum_{n=1}^N \bar{r}_n^2 \right)^{1/2} \quad (5.8)$$

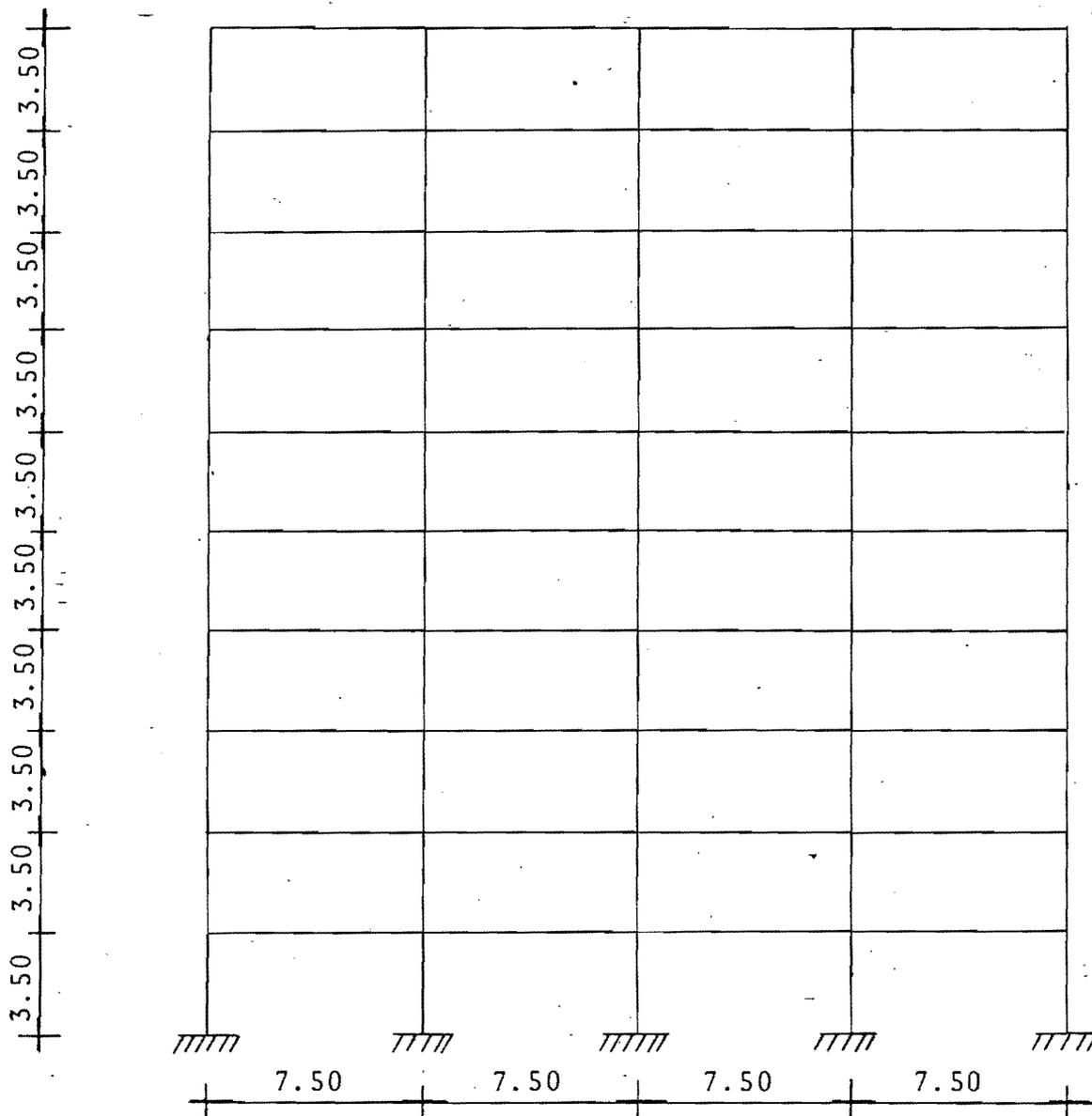
6. APLICACION DE LOS PROCEDIMIENTOS PROPUESTOS

Se analizará un marco empleando los métodos:

- a. Análisis estático (UBC).
- b. Análisis dinámico modal con espectro de diseño.
- c. Análisis propuesto para diseño preliminar (propuesto en este trabajo).

Con el objeto de estimar y comparar los resultados entre sí.

El marco propuesto tiene las siguientes características:



MARCO TIPO

El marco es de 10 niveles con 4 crujiás, de concreto reforzado.

Dimensiones de los elementos estructurales:

Todas las traveses serán de 30 x 100 cm.

Todas las columnas serán de 75 x 75 cm.

Propiedades geométricas

	$I(m^4)$	$A(m^2)$
Trabes	0.025	0.30
Columnas	0.0264	0.5625

Las masas están distribuidas uniformemente sobre la altura del marco con $W = 280$ Ton por nivel.

a. Análisis Estático (UBC)

El espectro de diseño sísmico empleado, fue el espectro de diseño generado en el informe (ref.1) por Cruz y Chopra (fig. 3.4), con el objeto de usar este mismo espectro para los métodos de análisis con espectro de respuesta (RSA) y el método simplificado de análisis para diseño preliminar de edificios propuesto en este trabajo.

NIVEL	ENTREPISO	ALTURA ENTREPISO (m)	W_i (Ton)	h_i (Ton)	$W_i h_i$ (T-m)	F_j (Ton)	V_j (Ton)
10	10	3.5	280	35.0	9800	567.94	922.7
9	9	3.5	280	31.5	8820	511.147	1433.85
8	8	3.5	280	28.0	7840	454.35	1888.20
7	7	3.5	280	24.5	6860	397.56	2285.76
6	6	3.5	280	21.0	5880	340.77	2626.52
5	5	3.5	280	17.5	4900	283.97	2910.50
4	4	3.5	280	14.0	3920	225.28	3135.78
3	3	3.5	280	10.5	2940	170.38	3306.16
2	2	3.5	280	7.0	1960	113.59	3419.75
1	1	3.5	280	3.5	980	56.79	3476.54
			2800		53900		

Cortante en la base

$$V_o = C W_T$$

$$W_T = 2800 \text{ TON}$$

El valor de la ordenada espectral S_a/g la determinaremos: primero, estimando el período fundamental de vibración de la estructura T_1 y luego haciendo uso de las figs. 3.4 y 4.2.

$$T = 6.3(1/g \sum W_i x_i^2 / P_i x_i)^{1/2}$$

$$T = 1.457 \text{ seg.}$$

Por lo tanto tenemos:

$$\frac{S_a}{g} = 1.81 T^{-1}$$

$$\frac{S_a}{g} = 1.81/1.457 = 1.2423$$

$$V_o = 1.2423(2800) = 3478.44 \text{ TON}$$

De la ec. (4.12) obtenemos:

$$F_t = 0.07 V_o T \quad \text{para } 0.7 < T < 3.6 \text{ seg.}$$

$$F_t = 0.07 (3478.44) (1.457) = 354.76 \text{ TON}$$

Empleando la ec. (4.11)

$$F_j = \frac{w_j h_j}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} (V_o - F_t)$$

$$V_o - F_t = 3478.44 - 354.76 = 3123.68 \text{ TON}$$

La fuerza en el piso más alto será:

$$F_{10} = 567.94 + F_t$$

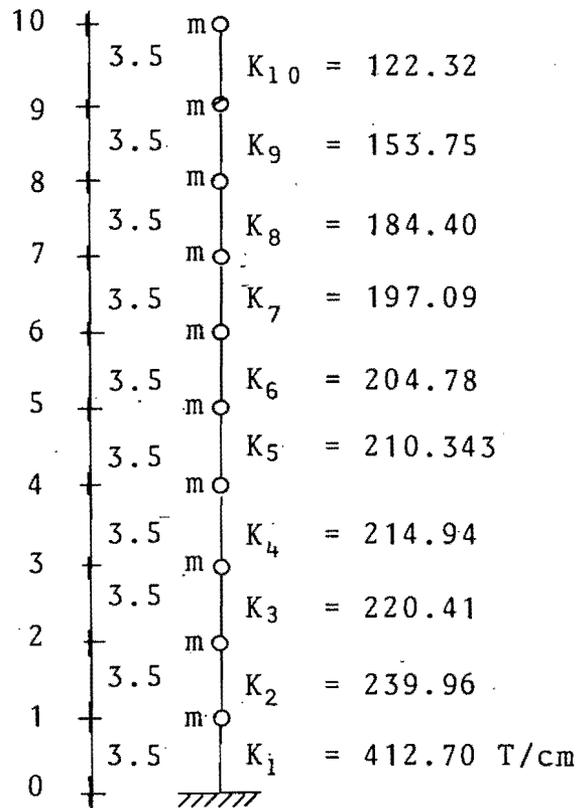
$$= 567.94 + 354.76 = 922.7 \text{ TON}$$

$$F_{10} = 922.7 \text{ TON}$$

b. Análisis dinámico modal con espectro de diseño.

Nuestro modelo de análisis se representa de la siguiente forma:

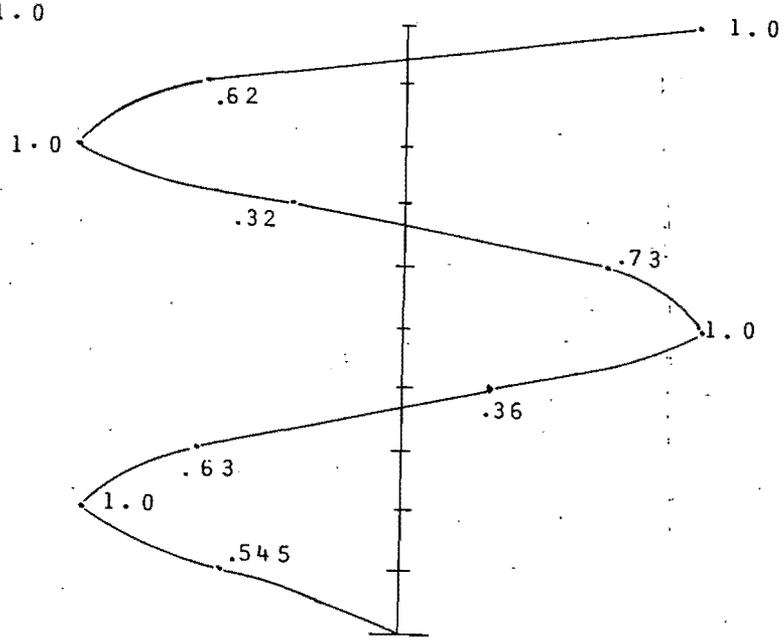
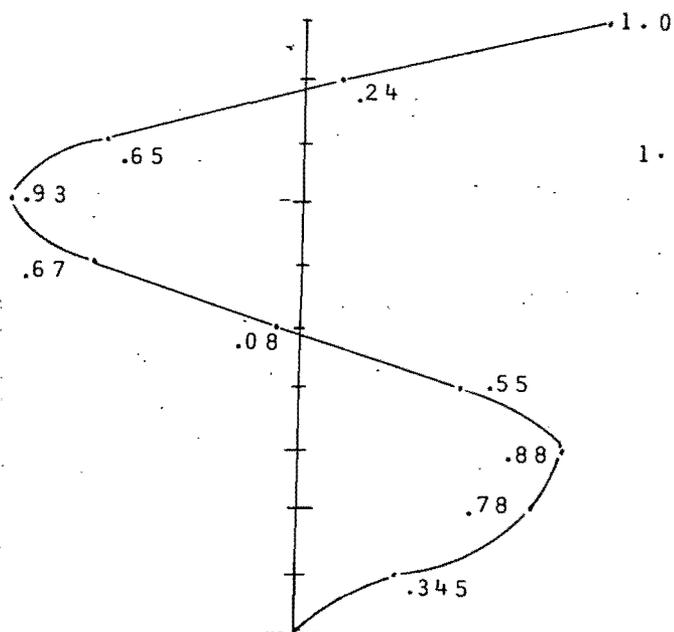
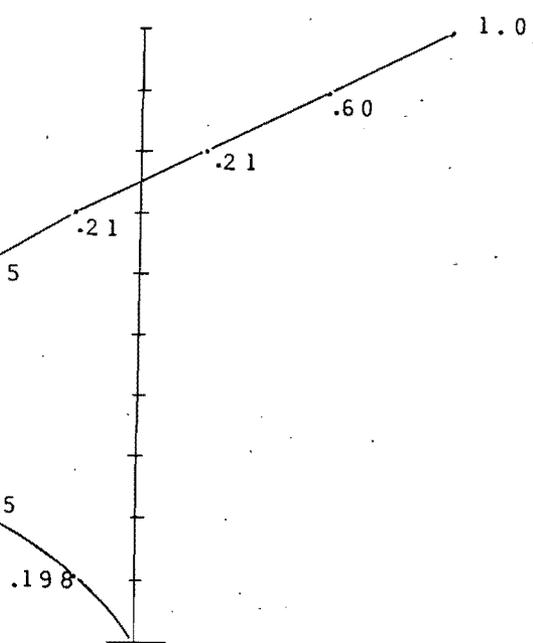
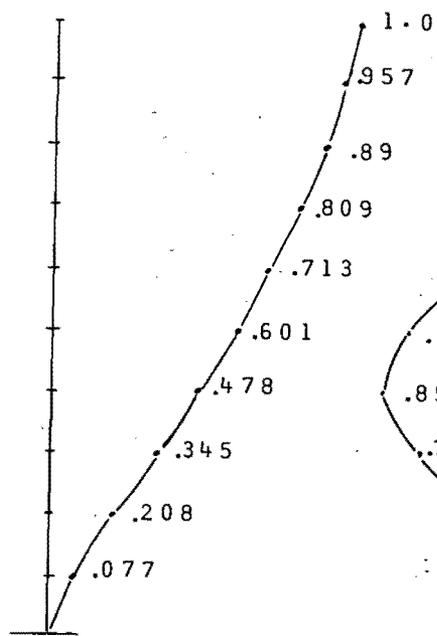
$$m = w/g \quad ; \quad m = 0.2854 \text{ Ton-seg}^2/\text{cm}$$



Resultados del análisis dinámico modal

Modo	T(seg)	w(1/seg)
1	1.468	4.28
2	0.5211	12.057
3	0.3244	19.37
4	0.2384	26.35

Formas modales



El espectro de diseño seleccionado para ser empleado en el análisis dinámico modal (RSA), fue el que se generó en el trabajo de Cruz y Chopa.

Contribución del modo fundamental

Para $T_1 = 1.468$ seg. ; $w_1^2 = 18.318$

Coefficiente de participación $C_1 = 1.3126$

De las figs. 3.4 y 4.2 se determina la ordenada espectral.

$$\frac{S_a}{g} = 1.81 T^{-1}$$

$$S_{a1} = 1.81(1.468)^{-1} g = 1209.54$$

desplazamiento

$$u_{j1} = C_1 \frac{S_{a1}}{w_1^2} \phi_{j1} ; u_{j1} = 86.67 \phi_{j1}$$

NIVEL	u_{j1}	Δ_{j1}	V(Ton)	F(Ton)
10	86.67	3.73	455.79	455.79
9	82.94	5.81	892.80	437.01
8	77.13	7.02	1294.45	401.65
7	70.11	8.32	1639.83	345.38
6	61.79	9.71	1987.86	348.03
5	52.09	10.62	2233.63	246.0
4	41.47	11.58	2488.36	254.73
3	29.89	11.86	2614.81	126.45
2	18.03	11.35	2724.41	109.6
1	6.67	6.67	2755.19	30.78

Contribución del segundo modo

Para $T_2 = 0.5211$ seg ; $w_2^2 = 145.38$

Coefficiente de participación $C_2 = -0.492$

De las figs. 3.4 y 4.2 tenemos:

$$S_{a2} = 2.67 \quad g = 2619.27$$

desplazamiento:

$$u_{j2} = -0.492 \frac{2619.27}{145.38} \phi_{j2} = -8.864 \phi_{j2}$$

NIVEL	u_{j2}	Δ_{j2}	V(Ton)	F(Ton)
10	-8.86	-3.55	-433.75	-433.75
9	-5.32	-3.46	-531.44	97.69
8	-1.86	0	0	531.44
7	1.86	-3.01	-593.93	-593.93
6	4.88	-2.04	-417.57	176.36
5	6.92	-0.62	-130.60	286.97
4	7.54	0.98	209.57	340.17
3	6.56	2.13	469.03	259.46
2	4.43	2.68	642.37	173.34
1	1.75	1.76	724.29	81.92

Contribución del tercer modo

$T_3 = 0.3244$ seg ; $w_3^2 = 375.197$

Coefficiente de participación $C = 0.31816$

$$S_{a3} = 2.67 \quad g = 2619.27$$

desplazamiento

$$u_{j3} = 0.31816 \frac{2619.27}{375.197} \phi_{j3} = 2.221 \phi_{j3}$$

NIVEL	u_{j3}	Δ_{j3}	V(Ton)	F(Ton)
10	2.221	1.69	206.48	206.48
9	0.53	1.98	303.96	97.49
8	-1.44	0.62	114.70	-189.27
7	-2.07	-.58	-113.92	-228.62
6	-1.49	-1.67	-341.10	-227.18
5	-1.78	-1.40	-294.35	46.75
4	1.22	-.73	-157.59	136.76
3	1.95	.22	48.93	206.53
2	1.73	.97	231.87	182.94
1	.77	.77	316.29	84.42

Contribución del cuarto modo

$$T_4 = 0.2384 \text{ seg} \quad ; \quad w_4^2 = 694.62$$

Coefficiente de participación $C = -0.1775$

$$S_{a4} = 2.67 \quad g = 2619.27$$

desplazamiento

$$u_{j4} = -0.1775 \frac{2619.27}{694.62} \phi_{j4} = -0.669 \phi_{j4}$$

NIVEL	u_{j4}	Δ_{j4}	V(Ton)	F(Ton)
10	-.669	-1.08	-132.63	-132.63
9	.42	1.08	166.71	299.34
8	-.669	-.88	-162.92	-329.63
7	.21	.70	138.51	301.43
6	-.49	.18	37.00	-101.50
5	-.669	-.43	-90.11	-127.11
4	-.24	-.66	-142.43	-52.33
3	.42	1.09	240.47	382.90
2	-.669	-1.03	-248.14	-488.61
1	.36	.36	150.54	402.68

Contribución de las cuatro formas modales, haciendo uso de la expresión

$$r = \left(\sum_{n=1}^N r_n^{-2} \right)^{1/2}$$

NIVEL	\bar{u}_j	$\bar{\Delta}_j$	\bar{V}	\bar{F}
10	87.149	4.036	675.35	675.35
9	83.113	5.943	1095.31	419.96
8	77.17	7.0	1309.65	214.34
7	70.17	8.17	1723.27	413.62
6	62.0	9.45	2060.02	336.75
5	52.55	10.39	2258.52	198.50
4	42.16	11.49	2506.19	247.67
3	30.67	12.01	2667.86	161.67
2	18.66	11.71	2819.64	151.78
1	6.95	6.95	2870.25	50.61

c. Análisis para diseño preliminar de edificios
(propuesto en este trabajo secc. 4.3)

Primeramente definimos el espectro de diseño sísmico que usaremos, este espectro es el que se generó en el trabajo de Cruz y Chopra, con el objeto de mostrar la contribución de modos superiores.

Las características geométricas de la estructura en estudio se mencionan al principio de este capítulo.

Para tomar en cuenta la influencia de los modos superiores, el valor de la pseudo aceleración S_a se determina de un espectro de diseño modificado según la secc. 4.3.1, en función del período fundamental T_1 y el índice de rotación nodal ρ , ver figs. 3.4, 4.2 y 4.12.

Cortante basal total

$$\bar{V}_0 = CW_1^* \quad (4.18)$$

El período fundamental T_1 se estimó en forma aproximada.

$$T_1 = 6.3 \left(\frac{1/g \sum W_i x_i^2}{\rho_i x_i} \right)^{1/2}$$

NIVEL	W_i (Ton)	F_i (Ton)	V_i (Ton)	K_i (T/cm)	V_i/K_i	u_i (cm)	$W_i u_i^2$	$F_i u_i$
10	280	20.36	20.36	122.32	0.1664	3.5732	3574.97	72.75
9	280	18.32	38.69	153.75	0.2516	3.407	3250.14	62.42
8	280	16.39	54.98	184.40	0.2981	3.155	2787.13	51.39
7	280	14.25	69.23	197.09	0.3513	2.8571	2285.65	40.71
6	280	12.22	81.44	204.78	0.3976	2.506	1758.41	30.62
5	280	10.18	91.62	210.343	0.4348	2.108	1244.23	21.46
4	280	8.145	99.76	214.94	0.464	1.673	468.44	13.63
3	280	6.11	105.87	220.41	0.480	1.209	409.270	7.39
2	280	4.07	109.94	239.96	0.458	0.7294	148.97	2.97
1	280	2.03	112.00	412.70	0.2714	0.2714	20.62	0.551
$\Sigma = 15947.83$								303.89

$$T_1 = 6.3 \left(\frac{15947.83}{981(303.89)} \right)^{1/2} = 1.457 \text{ seg.}$$

para un valor de $\rho = 0.352$ y para un edificio de 10 niveles, interpolando de la tabla 4.3 se tiene que:

$$\beta_v = 0.933$$

y por tanto la variación de la curva entre los puntos c y d' de la fig. 4.12 y fig. 4.2 es

$$\alpha T^{-\beta_v} = 2.67$$

donde:

$$\alpha = 2.67(0.68)^{.933} = 1.863$$

$$y \quad \frac{S_a}{g} = 1.863 T^{-.933}$$

$$\text{para } T_1 = 1.457 \text{ seg} \quad ; \quad S_a = 1.863(1.457)^{-.933} g = 1.3114 g$$

cálculo del peso efectivo W_1^* en el modo fundamental

$$W_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^n w_j \phi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^n w_j \phi_{j1}^2}$$

$$W_1^* = 2234.71 \text{ Ton}$$

finalmente sustituyendo estos valores en la ec. 4.18 obtenemos el cortante basal total

$$\bar{V}_0 = \frac{1.3114g (2234.71)}{g}$$

$$\bar{V}_0 = 2930.59 \text{ Ton}$$

Ahora separemos el cortante basal total \bar{V}_0 en dos partes

$$1. \quad \bar{V}_{01} = \frac{S_{a1}}{g} W_1^*$$

de las figs. 3.4 y 4.2 y para $T_1 = 1.45 \text{ seg.}$ la ordenada de pseudo aceleración es

$$S_{a1} = 1.242 g$$

$$\bar{V}_{01} = \frac{1.242 g (2234.71)}{g}$$

$$\bar{V}_{01} = 2776.127 \text{ Ton}$$

2. La segunda contribución modal \bar{V}_{02} se determina de la ecuación

$$\bar{V}_{02} = (\bar{V}_0^2 - \bar{V}_{01}^2)^{1/2} \quad (4.20)$$

$$\bar{V}_{02} = (2930.59^2 - 2776.127^2)^{1/2}$$

$$\bar{V}_{02} = 938.87 \text{ Ton}$$

Para obtener la distribución de fuerzas laterales equivalentes de cada uno de los dos modos, estimaremos las configuraciones modales empleando las ecs. 4.21 y 4.22.

Forma fundamental modal

$$\phi_{j1} = (h_j/H)^\delta$$

donde

$H=35\text{m}$, para $\rho = 0.352$ interpolando de la tabla 4.2

se tiene:

$$\delta \cong 1.185 \quad ; \quad \phi_{j1} = (h_j/35)^{1.185}$$

NIVEL	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
ϕ_{j1}	1	0.883	.768	.655	.546	.440	.338	.240	.148	.065

Segunda forma modal

$$\phi_{j2} = (h_j/h_0) (1-h_j/h_0)$$

para $\rho = 0.352$ interpolando de la tabla 4.3

$$\frac{h_0}{H} = 0.795 \quad ; \quad h_0 = 0.795(35) = 27.825\text{m}$$

$$\phi_{j2} = \left(\frac{h_j}{27.825} \right) \left(1 - \frac{h_j}{27.825} \right)$$

NIVEL	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
ϕ_{j2}	-.324	-.150	-.07	.105	.185	.233	.250	.235	.188	.11
$\phi_{j2}/.324$	-1	-.463	-.216	.324	.570	.720	.772	.725	.580	.340

Contribuciones modales

Modo fundamental

$$T_1 = 1.457 \text{ seg} ; w_1^2 = 18.597$$

Coficiente de participación $C_1 = 1.457$

$$u_{j1} = 1.457 \frac{1.242}{18.597} g \phi_{j1} = 95.45 \phi_{j1}$$

NIVEL	u_{j1}	Δ_{j1}	V(Ton)	F_{j1} (Ton)
10	95.45	11.16	546.16	546.16
9	84.29	10.98	1028.42	482.26
8	73.31	10.79	1447.87	419.45
7	62.52	10.4	1805.60	357.73
6	52.12	10.12	2103.80	298.20
5	42.00	9.74	2344.11	240.31
4	32.26	9.35	2528.71	184.60
3	22.91	8.78	2659.79	131.08
2	14.13	7.93	2740.62	80.831
1	6.20	6.20	2776.127	35.50

segundo modo

NIVEL	V(Ton)	F_{j2} (Ton)
10	-399.18	-399.18
9	-584.0	-184.82
8	-666.22	-82.22
7	-536.89	129.33
6	-309.36	227.53
5	-21.95	287.41
4	286.22	308.17
3	575.63	289.41
2	807.15	231.52
1	938.87	135.72

Comparación de los cortantes basales \bar{V}_0

METODO	\bar{V}_0 (Ton)	V_{01} (Ton)	\bar{V}_{02} (Ton)	V_{01}/V_0	V_{02}/V_0
a. UBC	3476.54	----	----	---	---
b. RSA	2870.25	2755.19	724.29	0.96	0.252
c. Propuesto	2930.59	2776.13	938.87	0.947	0.32

Diferencia del método (RSA) y análisis preliminar pro-
puesto

$$\frac{APP}{RSA} = 1.021$$

Se puede observar que la diferencia entre los métodos (RSA) y el Análisis para diseño preliminar propuesto tiene poca variación, alrededor del 2% esto representa que el método propuesto para diseño preliminar puede dar buenos resultados y por lo tanto se podría considerar como un método alternativo de diseño sísmico, como se menciona en el capítulo 4.

7 CONCLUSIONES

En el informe de "Métodos simplificados de análisis para diseño resistente a sismos de edificios" (Simplified methods of analysis for earthquake resistant design of buildings ref. 1), los autores proponen, como ya se ha mencionado en este trabajo, los parámetros que permiten delimitar la aplicación del método simplificado, los cuales se pueden señalar como: el período fundamental T_1 ; la relación de rigidez ρ (o índice de rotación nodal), y la uniformidad de masas y rigideces sobre la altura de las estructuras.

El uso de estas variables en edificios de marcos de cinco niveles, e incluyendo uno de veinte, permitió delimitar el alcance y las ventajas del método simplificado, ya que se pudo comparar con el método de análisis con espectro

de respuesta (RSA) y se observó que el primero proporciona resultados tan efectivos como el segundo. Asimismo, el proceso de cálculo se reduce considerablemente con relación a los métodos de análisis dinámicos conocidos.

Lo anterior se pudo verificar al aplicar el método de análisis preliminar para diseño sísmico, a un ejemplo en particular y de lo cual se pudo observar que la diferencia entre los métodos (RSA) y Análisis preliminar fue mínima; esto representa que el método simplificado se puede considerar como un método alternativo de diseño sísmico, el cual toma en cuenta la contribución de modos superiores para períodos T dentro de las regiones de velocidad y desplazamiento del espectro de diseño, en función del período fundamental T_1 y del índice de rotación nodal ρ .

Por otra parte, considero que se podría plantear un programa de investigación, con el objeto de tratar de incorporar el método de análisis preliminar para diseño sísmico, citado en este trabajo, a la Ciudad de México. Este programa de investigación consistiría en la generación de espectros de respuesta, con sismos que han ocurrido en el Distrito Federal; con el fin de emplearse para el análisis estructuras que se encuentren en un intervalo de cinco a veinte niveles de altura y observar la influencia de los modos superiores en su comportamiento general, tomando en cuenta

los parámetros, tales como: el período fundamental de vibración de la estructura T_1 , el índice de rotación nodal ρ , la distribución de masas y rigideces. Los resultados obtenidos de esta investigación podrían compararse con el método estático propuesto en las recomendaciones de diseño sísmico del Reglamento del Distrito Federal y de esta manera poder dar una opinión, sobre el método de análisis sísmico propuesto en el informe citado, en relación a las características de la Ciudad de México.

En el caso de que los resultados de la investigación propuesta fueran provechosos, el método simplificado de análisis podría ser una alternativa que habría que tomarla en cuenta.

De acuerdo a lo anterior, se hace necesaria la difusión de este tipo de análisis, debido a que es de suma importancia el conocimiento de los procedimientos simplificados, para la Ingeniería Sísmica, dentro de los ámbitos de la investigación y enseñanza, así como de la actividad profesional.



DEPI

8 REFERENCIAS

1. Cruz, E. F. y Chopra A. K., "SIMPLIFIED METHODS OF ANALYSIS FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF BUILDINGS", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC 85-01, Berkeley, (1985).
2. Rosenblueth, E., "SEISMIC DESIGN REQUERIMENTS IN A MEXICAN 1976 CODE", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, 49-61, (1979).
3. Blume, J. A., "DYNAMIC CHARACTERISTICS OF MULTISTORY BUILDINGS", Journal of the Structural Division, Procs., ASCE, 94, ST2 (1968).
4. Blume, J. A., y Kiremidjian, A.S., "PROBABILISTIC PROCEDURES FOR PEAK GROUND MOTIONS", Journal of the Structural Division, Procs., ASCE, 105, ST11 (1979).
5. Esteva, L., "REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO PARA FINES DE INGENIERIA", Instituto de Ingeniería, UNAM, 206 México, D.F. (Abril 1970).

6. Clough, R.W. y Penzien, J., "DYNAMICS OF STRUCTURES", McGraw-Hill Book, Inc., Nueva York (1975).
7. Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA", Diana, México, D.F. (1976).
8. Wilson, E.L., Der Kiureghian, A. y Bayo, E.P., "A REPLACEMENT FOR THE SRRS METHOD IN ANALYSIS", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9 (1981).
9. "MANUAL DE DISEÑO POR SISMO. TITULO IV DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería, UNAM, 406 México, D.F. (Julio 1977).
10. "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS", Instituto de Ingeniería, UNAM, D-18 México, D.F. (Septiembre 1983).
11. Biggs, J. M., "INTRODUCTION TO STRUCTURAL DYNAMICS", McGraw-Hill Company, (1964).
12. Chopra, A. K. y Newmark, N. M., "ANALISIS", Capítulo 2 en Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos, editor E. Rosenblueth, IMCYC, 1982.
13. Dowrick, D. J., "DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS", para ingenieros y arquitectos, LIMUSA, México, 1984.
14. Cruz, E. F. y Chopra, A. K., "SIMPLIFIED PROCEDURES FOR EARTHQUAKE ANALYSIS OF BUILDINGS", Journal of the Structural Division, Procs., ASCE, 112, No. 3, (1986).
15. Cruz, E. F. y Chopra, A. K., "ELASTIC EARTHQUAKE RESPONSE OF BUILDING FRAMES", Journal of the Structural Division, Procs., ASCE, 112, No. 3, (1986).

Frame Case	Spectral Regions	$\rho = 0$	$\rho = 0.125$	$\rho = \infty$
1	Velocity	-0.641	-0.921	-0.982
	Displacement	-0.682	-1.298	-1.779
2	Velocity	-0.600	-0.957	-0.964
	Displacement	-0.710	-1.570	-1.692
3	Velocity	-0.618	-0.868	-0.951
	Displacement	-0.702	-1.220	-1.688
4	Velocity	-0.487	-0.823	-0.954
	Displacement	-0.690	-1.258	-1.722
5	Velocity	-0.242	-0.613	-0.801
	Displacement	-0.875	-1.148	-1.525

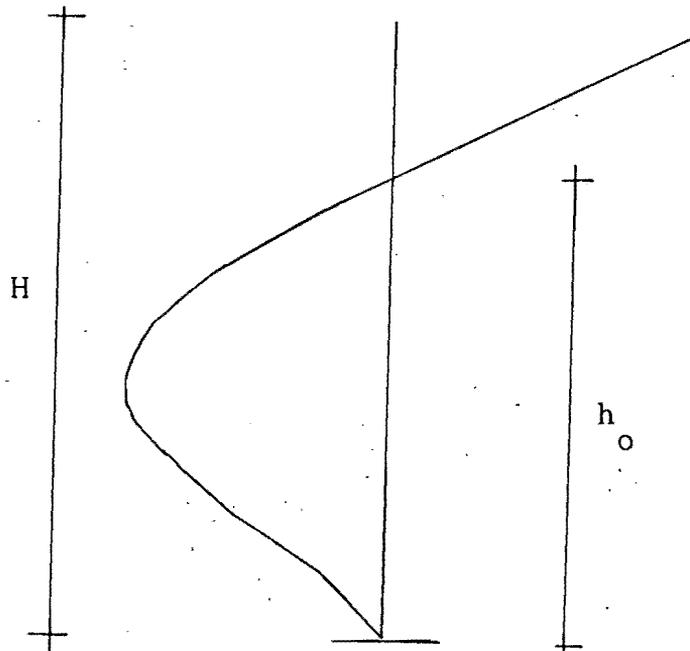
Tabla 4.1 Exponentes β_v y β_d en $T^{-\beta}$

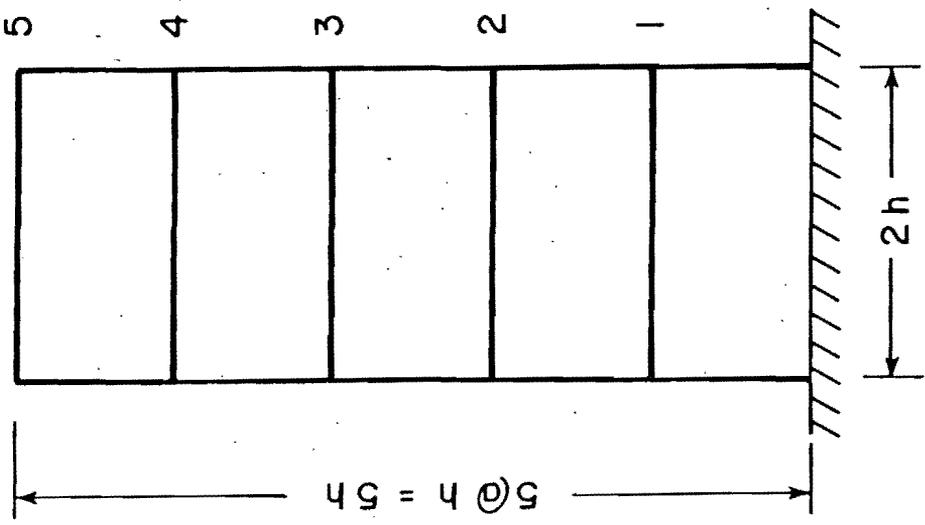
Frame Case	$\rho = 0$	$\rho = 0.05$	$\rho = 0.125$	$\rho = 0.5$	$\rho = 2$	$\rho = \infty$
1	1.745	1.379	1.232	1.034	0.892	0.798
2	1.814	1.188	1.092	0.982	0.911	0.864
3	1.848	1.585	1.455	1.277	1.155	1.078
4	1.815	1.507	1.360	1.162	1.028	0.942
5	1.950	1.699	1.590	1.425	1.299	1.215

Tabla 4.2 Exponente δ en aproximación $\phi_{j1} = (h_j/H)^\delta$ para la forma fundamental modal.

Frame Case	$\rho = 0$	$\rho = 0.05$	$\rho = 0.125$	$\rho = 0.5$	$\rho = 2$	$\rho = \infty$
1	0.852	0.826	0.817	0.807	0.800	0.795
2	0.801	0.755	0.751	0.749	0.747	0.746
3	0.858	0.841	0.833	0.828	0.822	0.820
4	0.792	0.768	0.758	0.746	0.739	0.734
5	0.831	0.802	0.790	0.774	0.760	0.750

Tabla 4.3 Parámetro h_0/H para estimar la segunda forma modal $\phi_{j2} = (h_j/h_0) (1-h_j/h_0)$





$$m_j = m$$

$$I_b = 4pl$$

$$I_c = I$$

Fig. 2.1 Marco Tipo

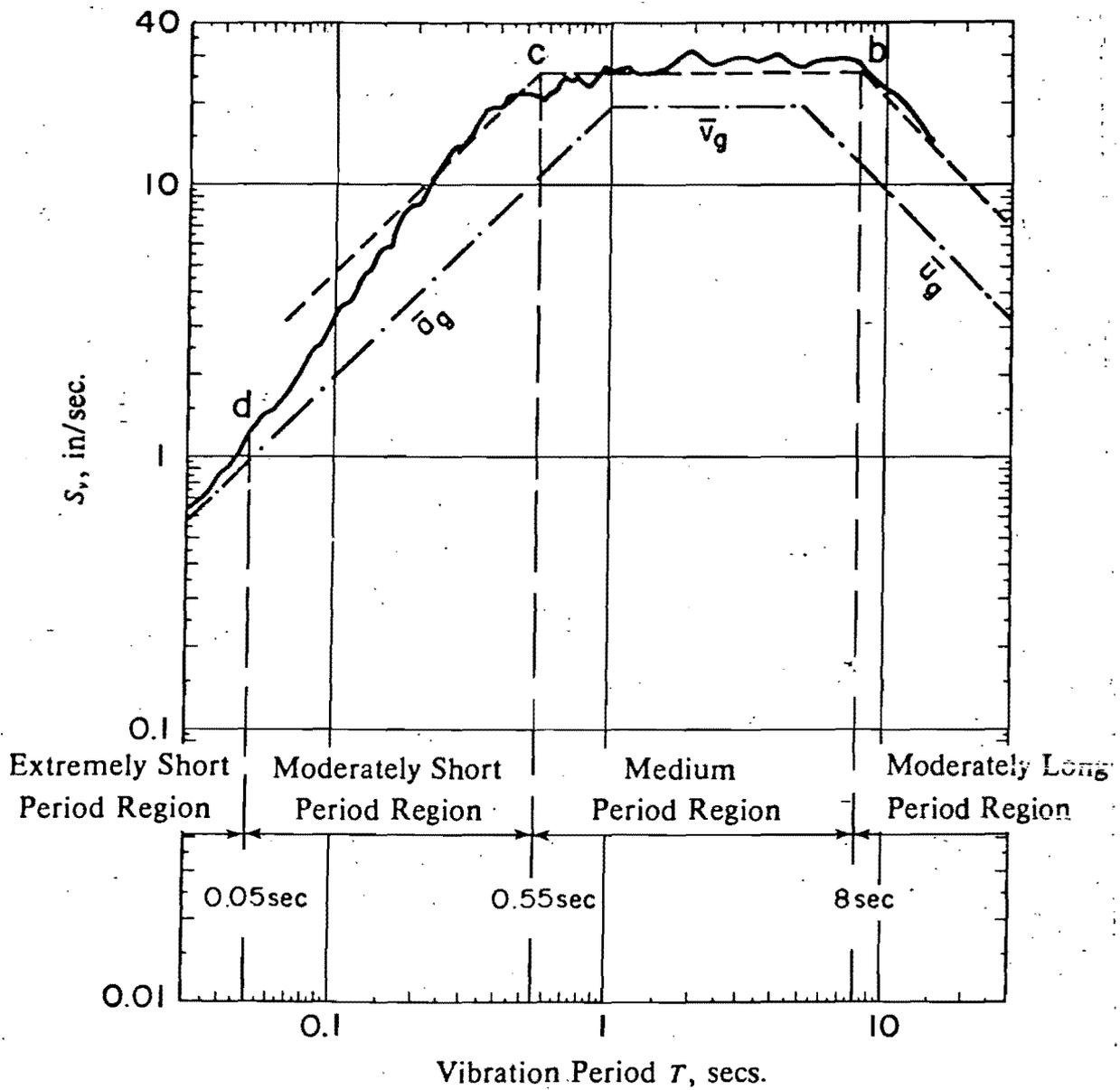


Fig. 2.2 Espectro de respuesta promedio para el 5% de amortiguamiento y definición de las regiones espectrales para los movimientos sísmicos simulados.

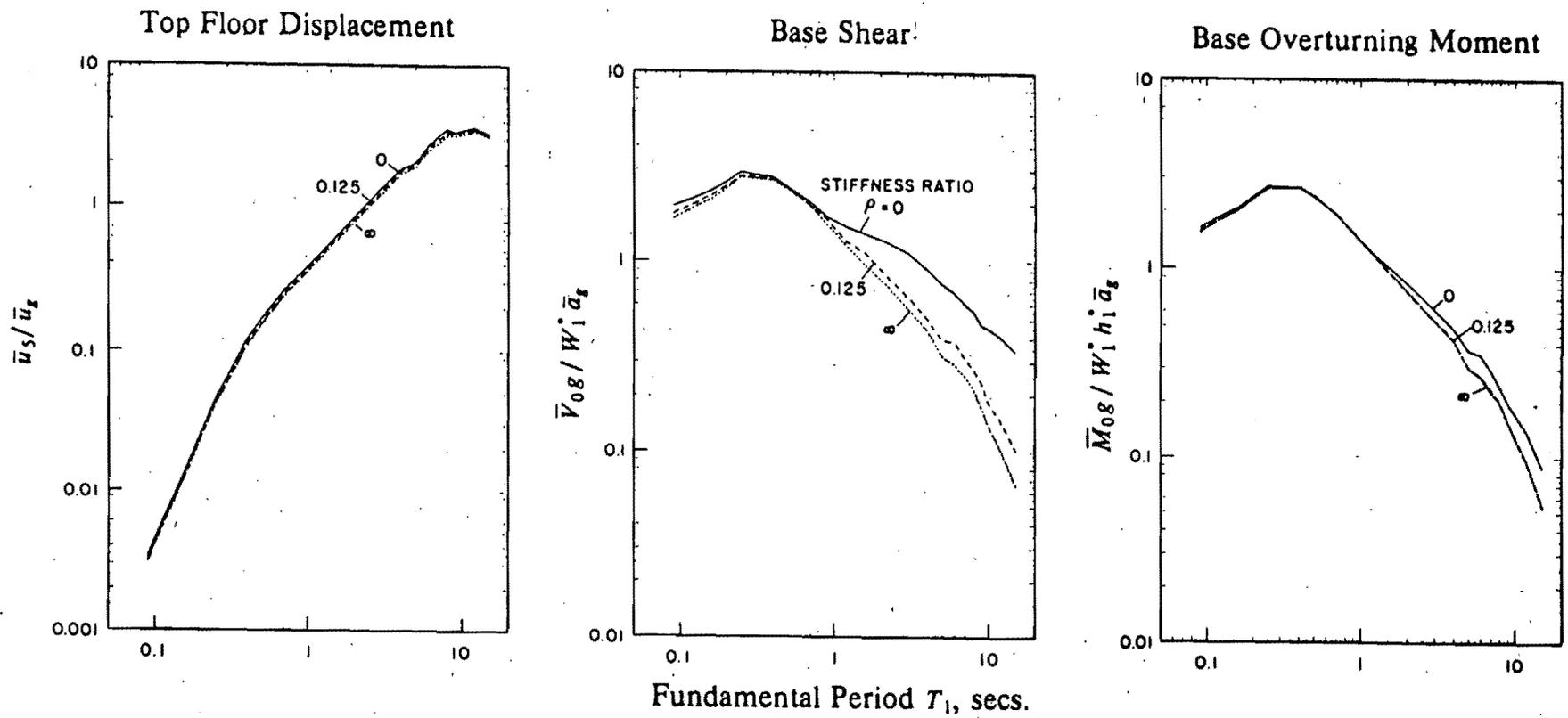


Fig. 2.3 Efecto de ρ sobre los desplazamientos en piso superior, cortante basal y momento de volteo.

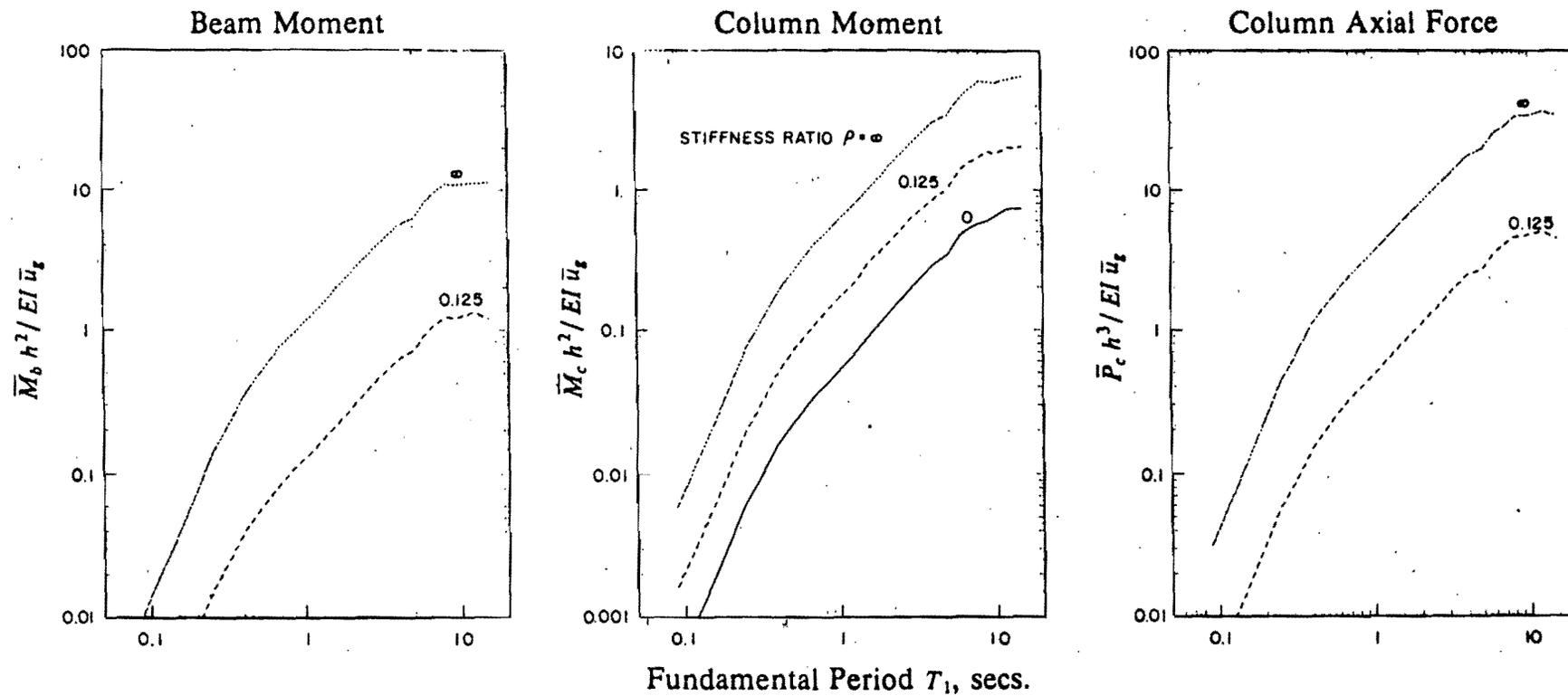


Fig. 2.4 Efecto de ρ sobre el momento máximo en la viga, momento máximo en la columna y carga axial máxima.

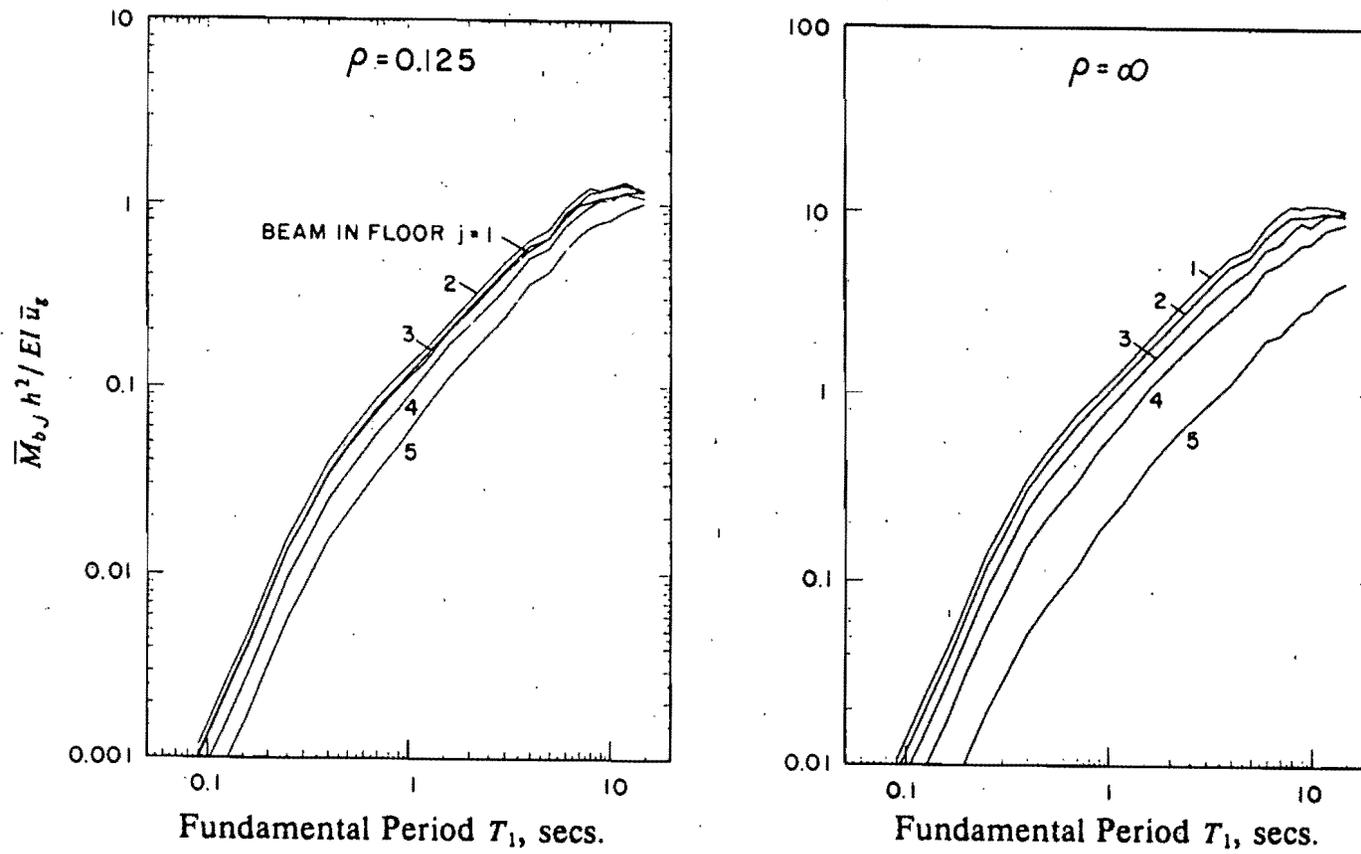


Fig. 2.5 Momento flexionante máximo en vigas individuales.

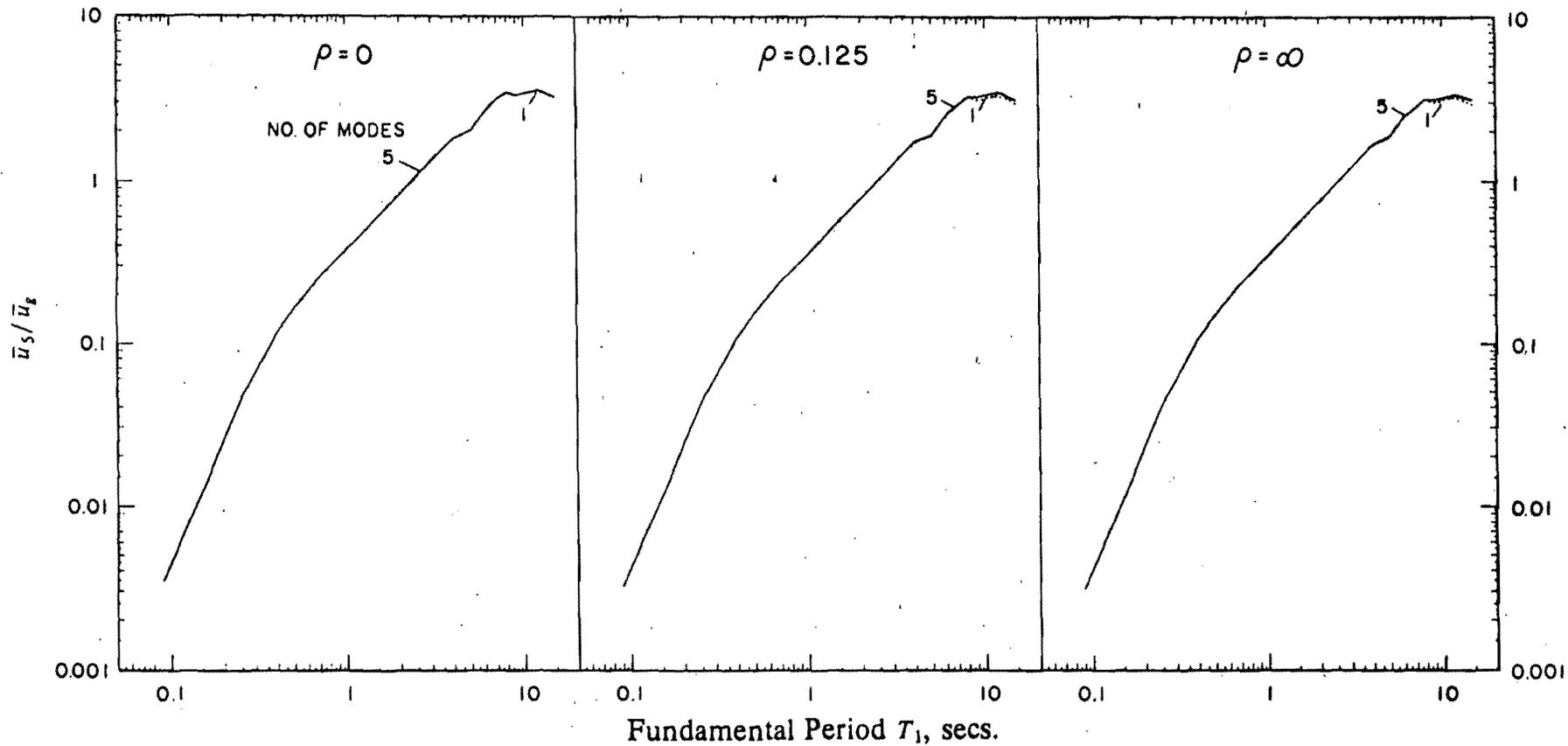


Fig. 2.6 Contribución modal máxima para los desplazamientos máximos, en pisos superiores.

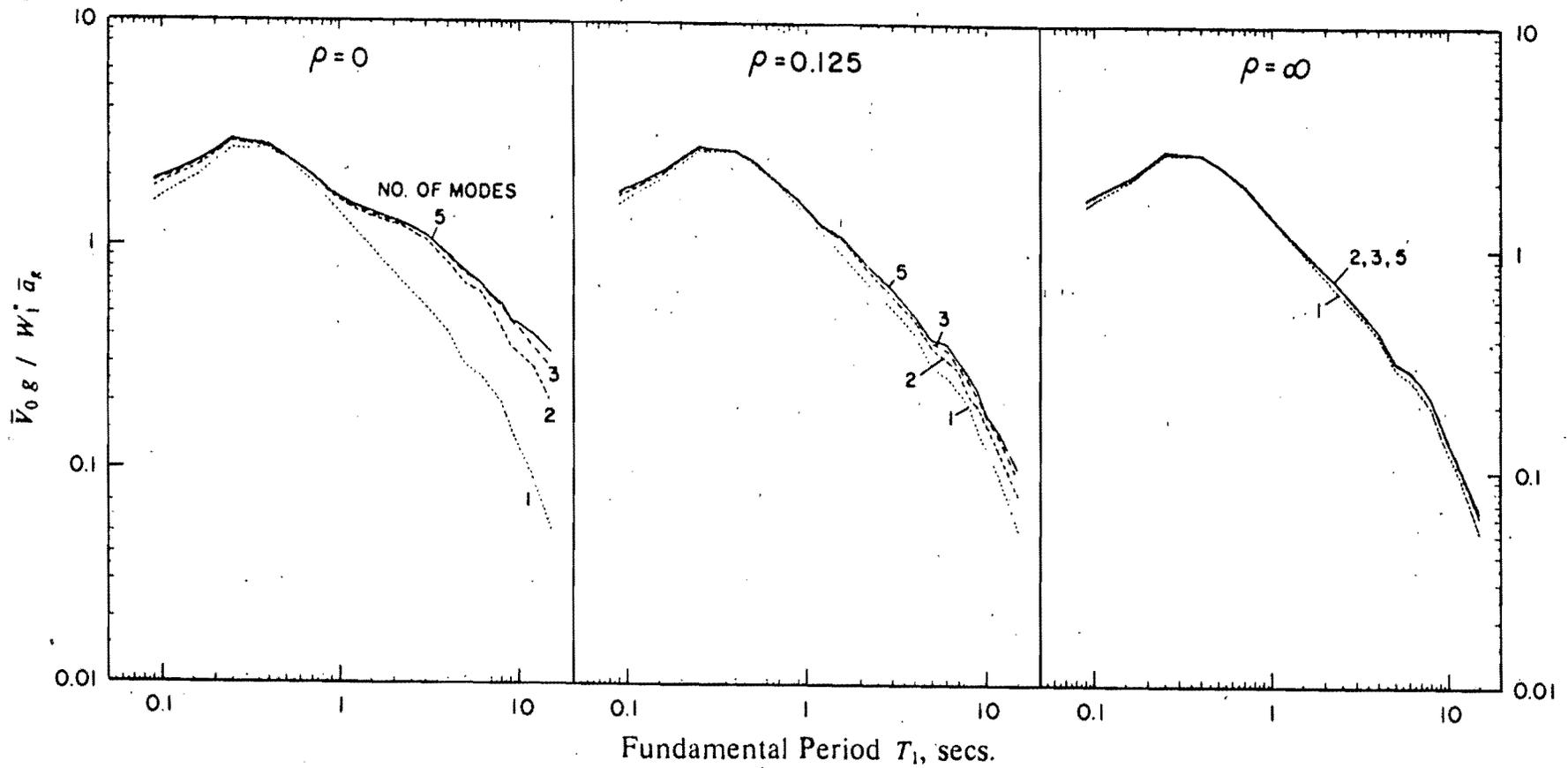


Fig. 2.7 Contribución modal para el cortante basal máximo.

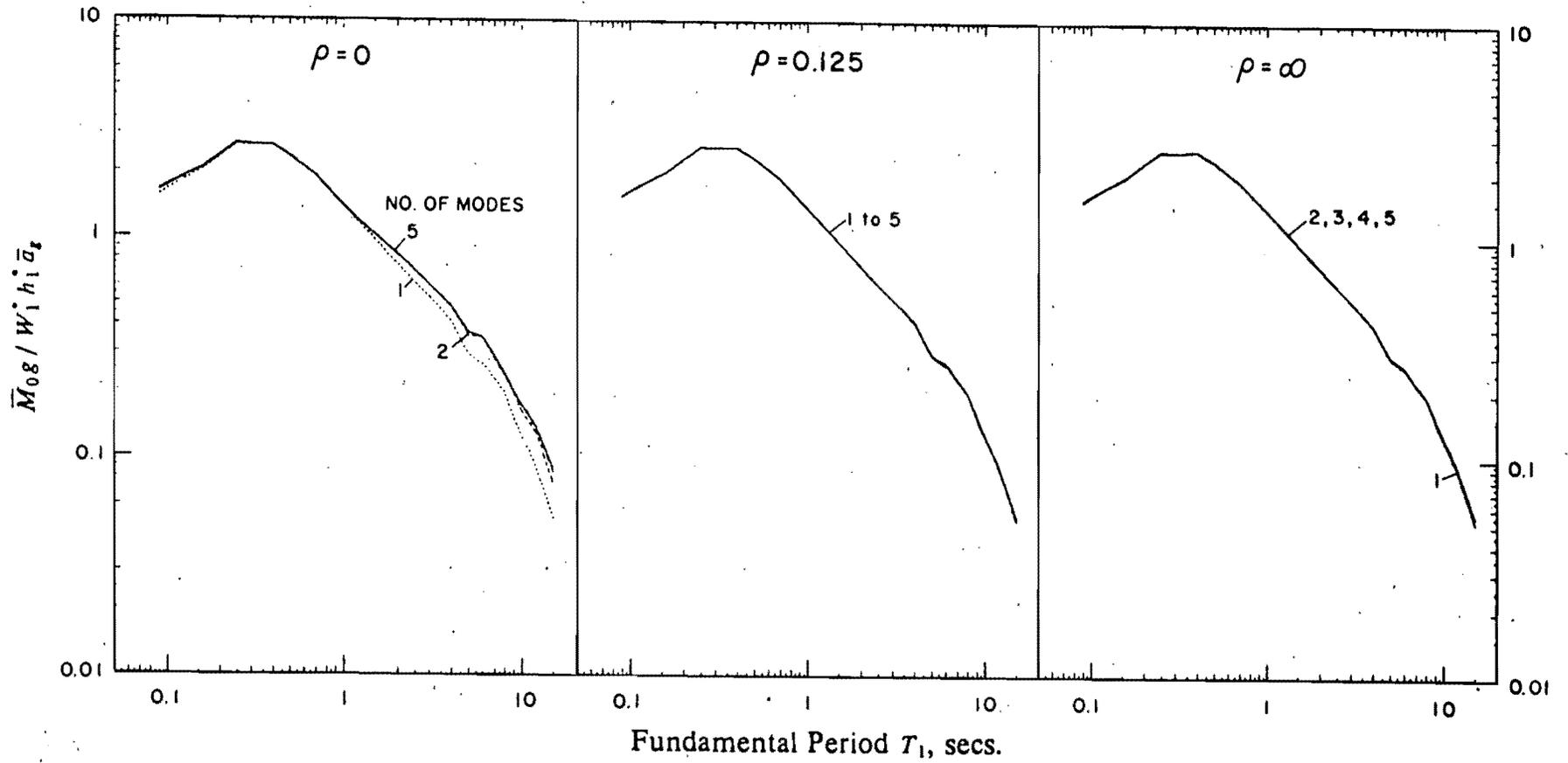


Fig. 2.8 Contribución modal para los momentos de volteo máximos.

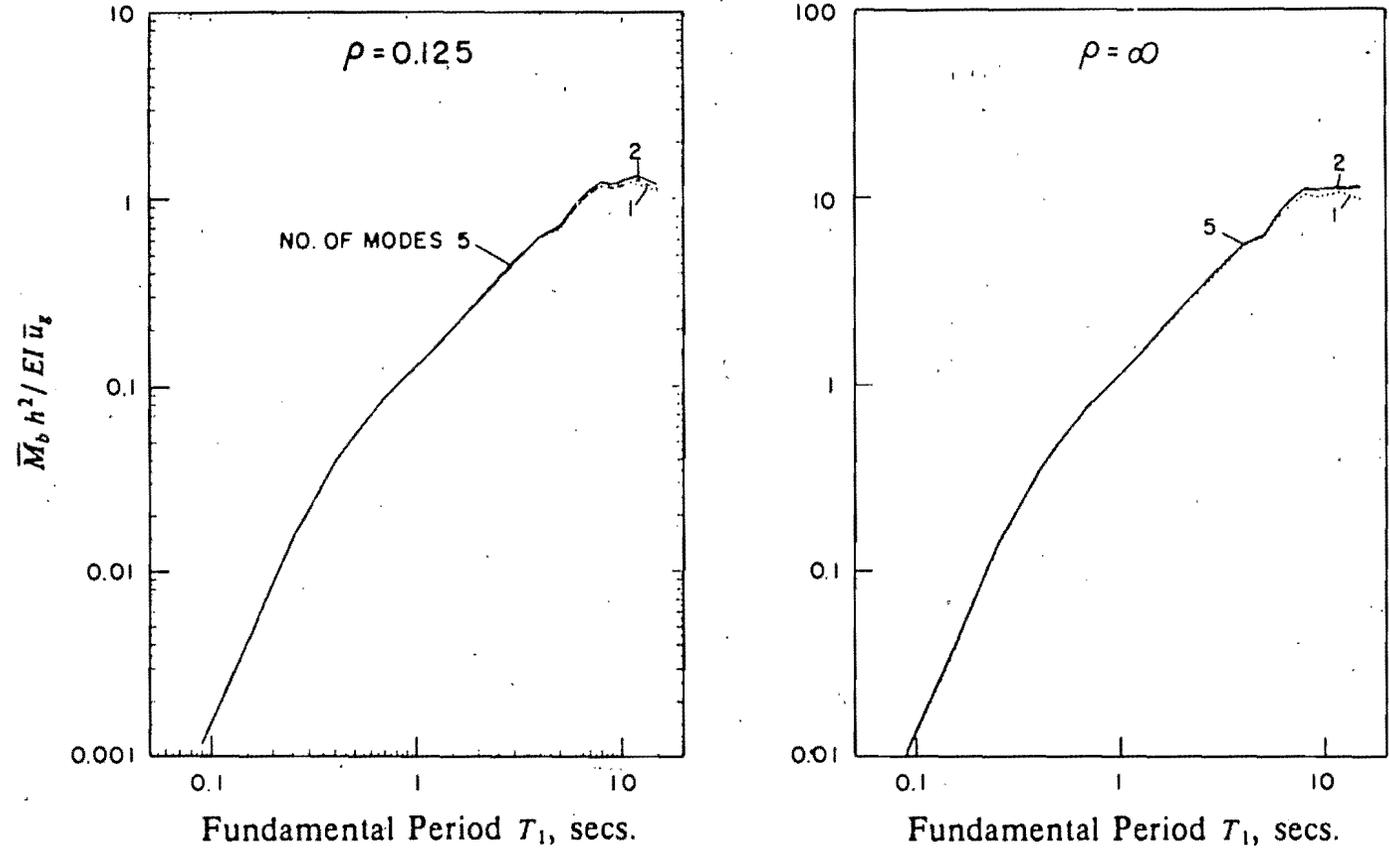


Fig. 2.9 Contribución modal para los momentos máximos de las vigas.

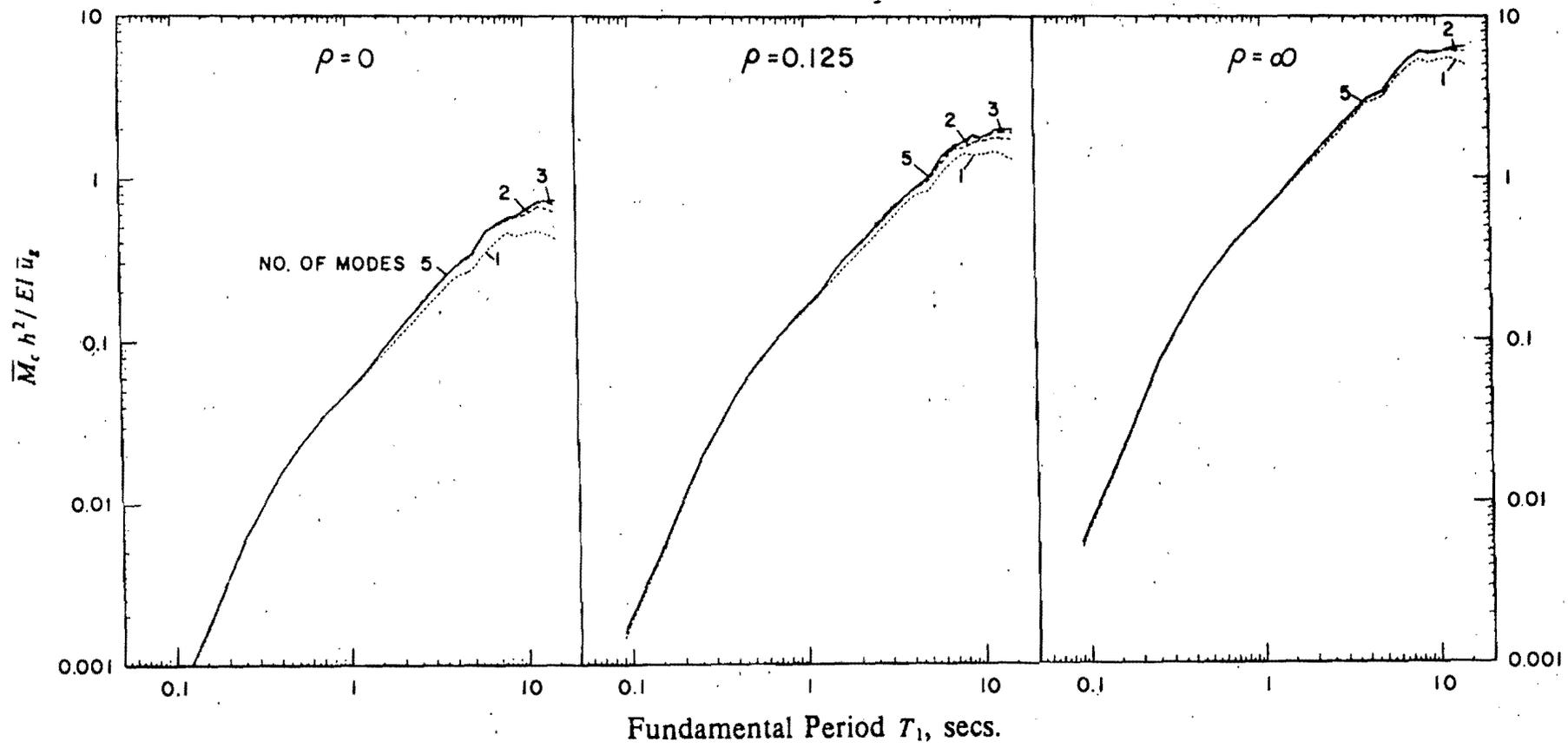


Fig. 2.10 Contribución modal para los momentos máximos en las columnas.

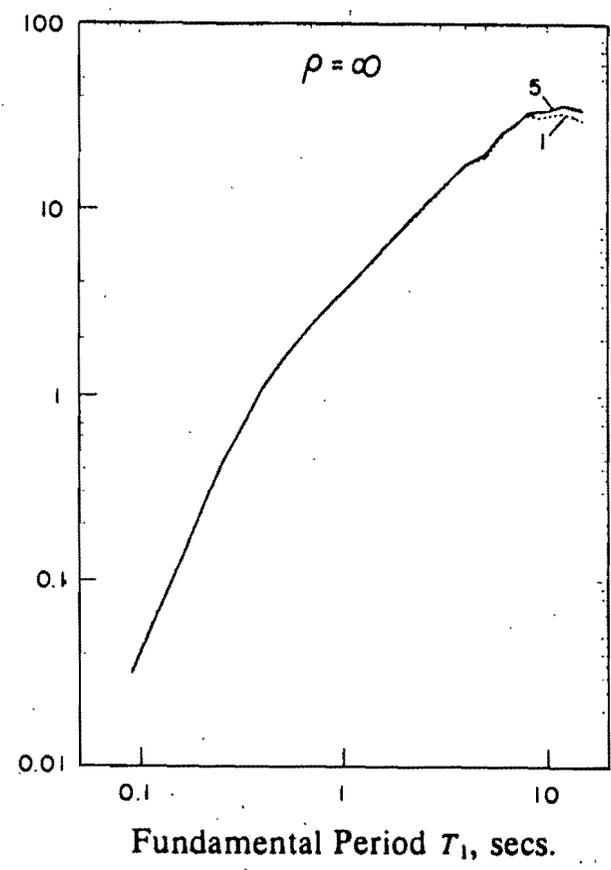
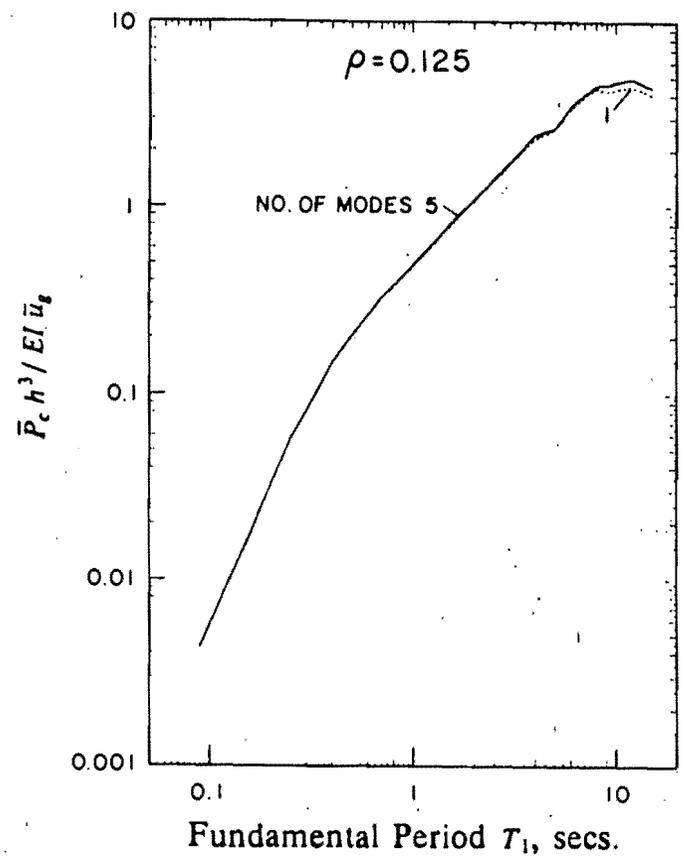


Fig. 2.11 Contribución modal para la carga axial máxima.

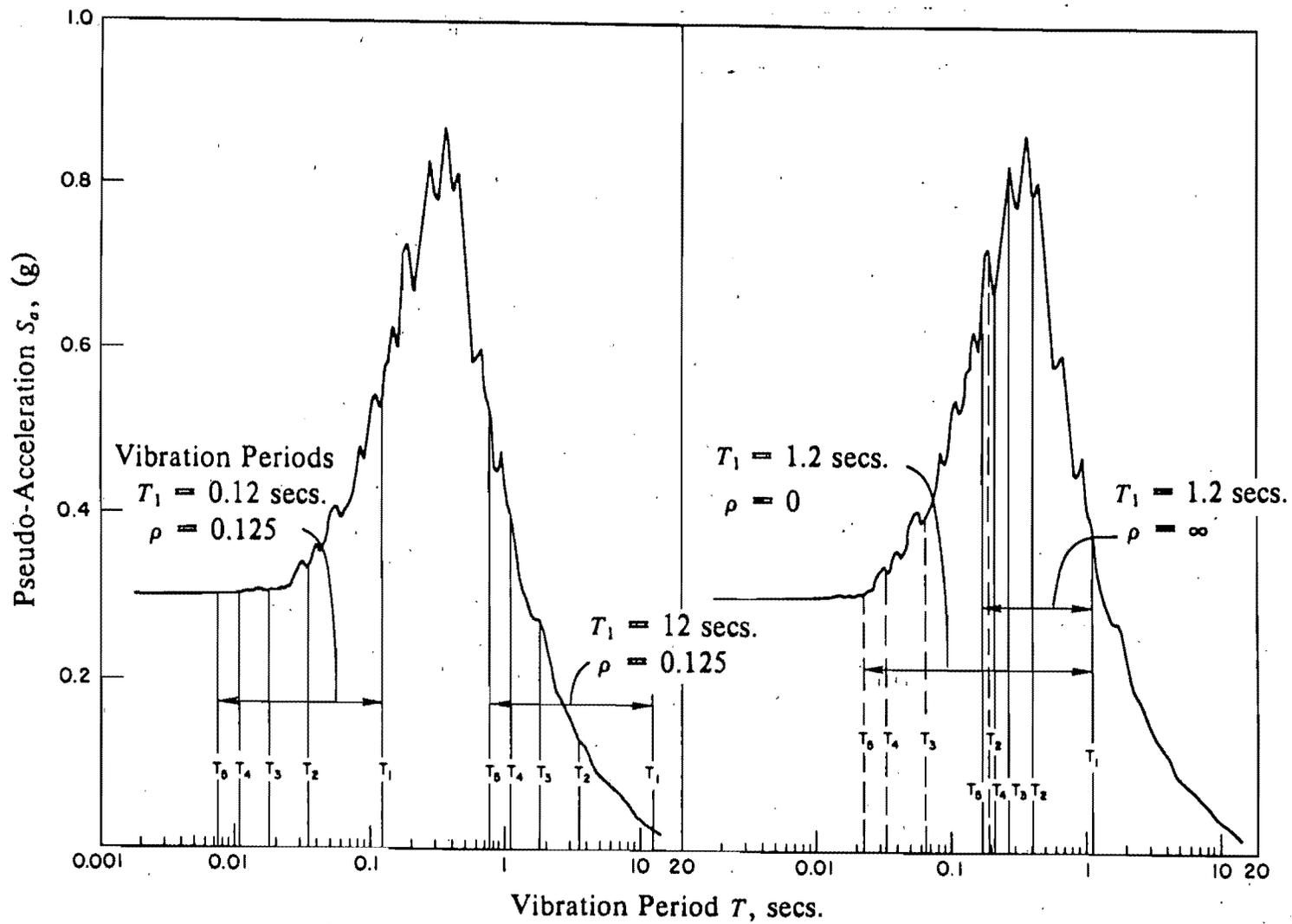


Fig. 2.12 Influencia de las formas espectrales sobre la contribución de modo superior para la respuesta del edificio.

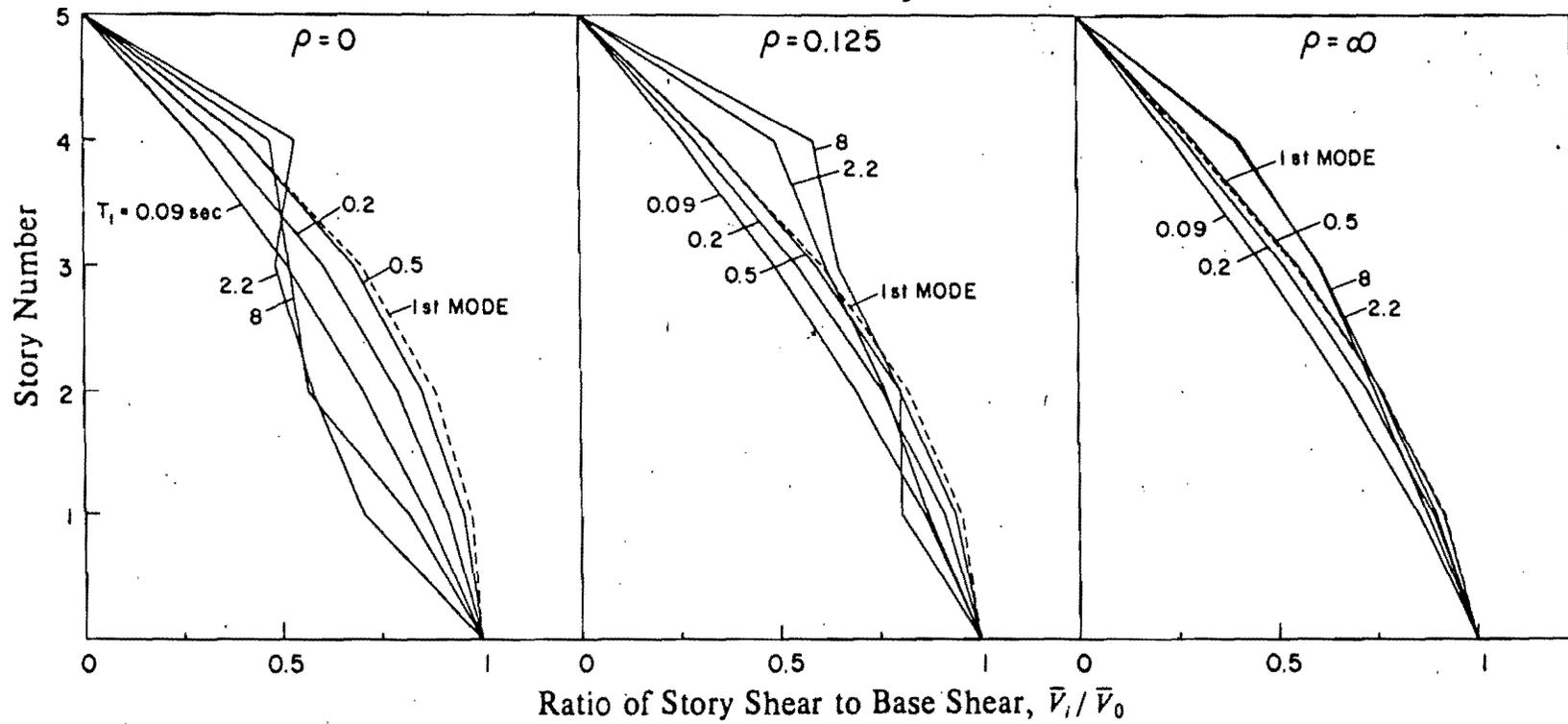


Fig. 2.13a Variación con la altura de los cortantes de entrepiso.

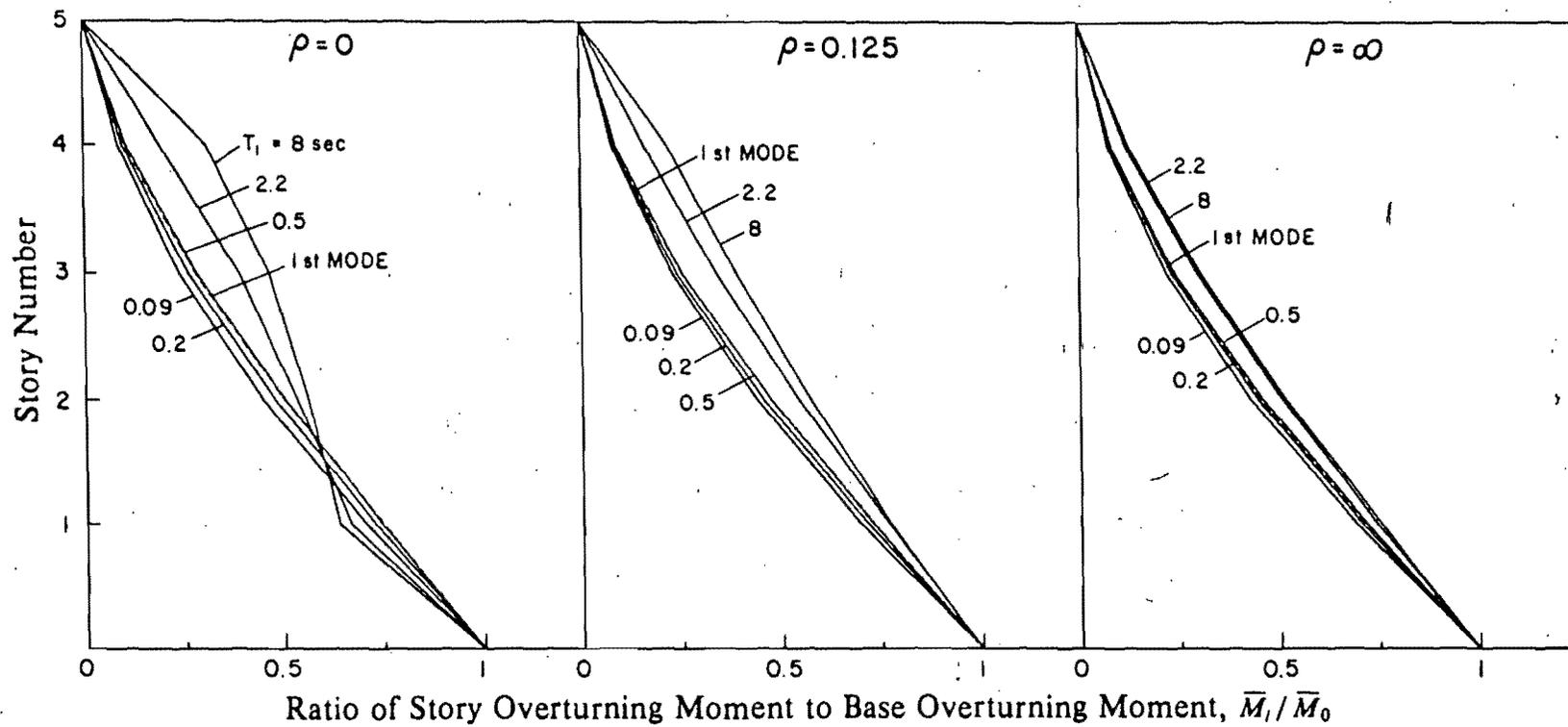


Fig. 2.13b Variación con la altura de los momentos de entrepiso.

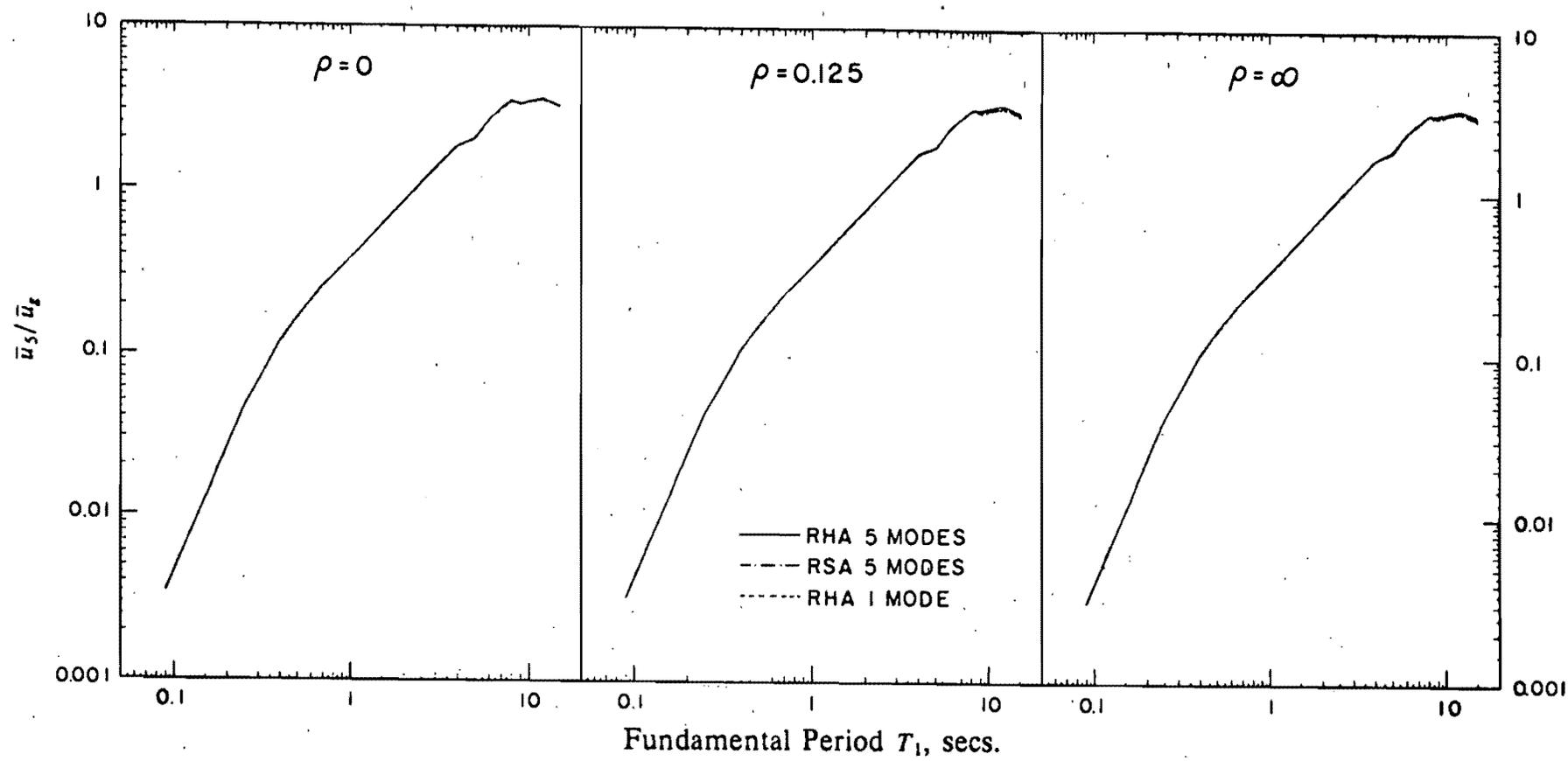


Fig. 2.14 Comparación del desplazamiento máximo calculado en el piso superior por los métodos RHA y RSA.

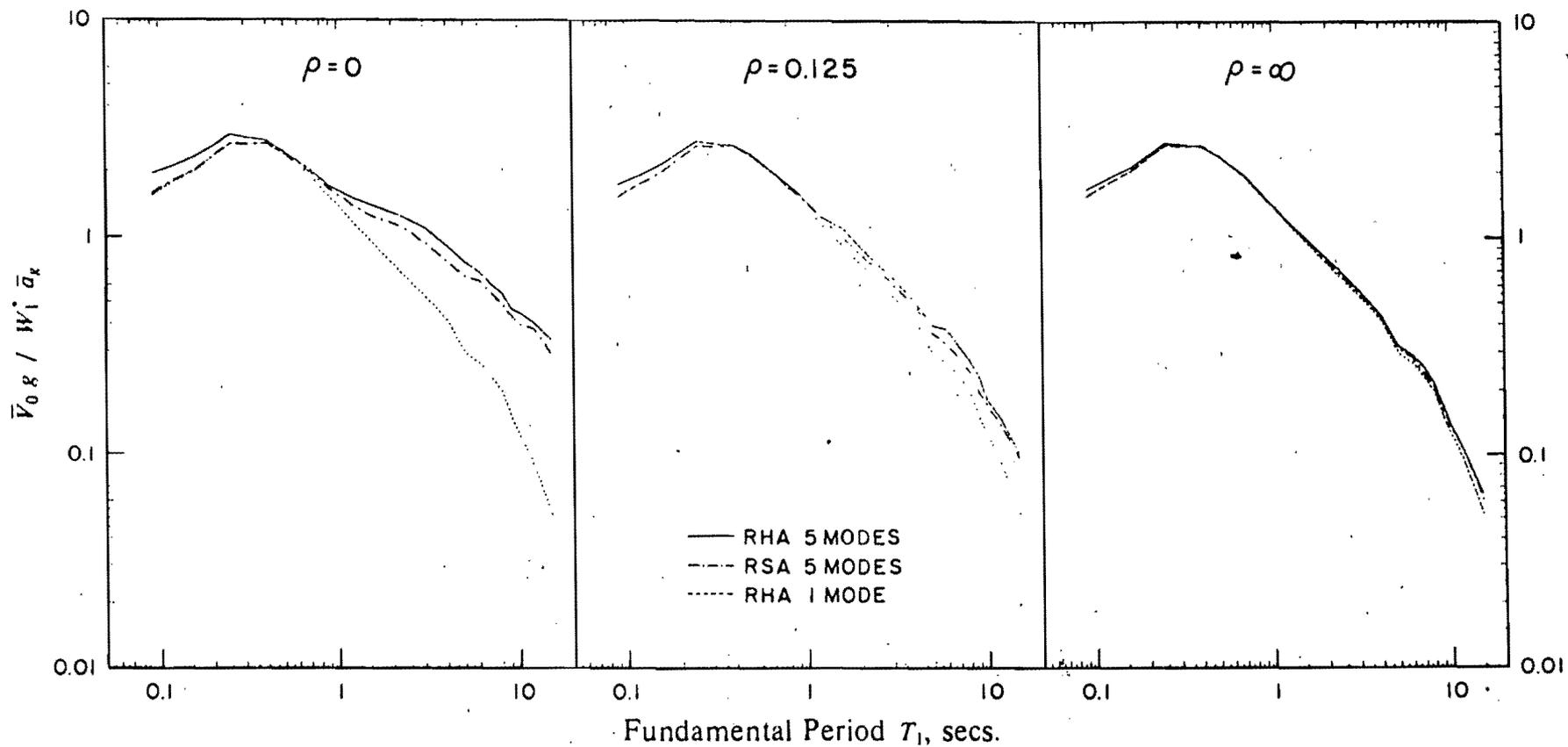


Fig. 2.15a Comparación del cortante basal máximo calculado por RHA y RSA.

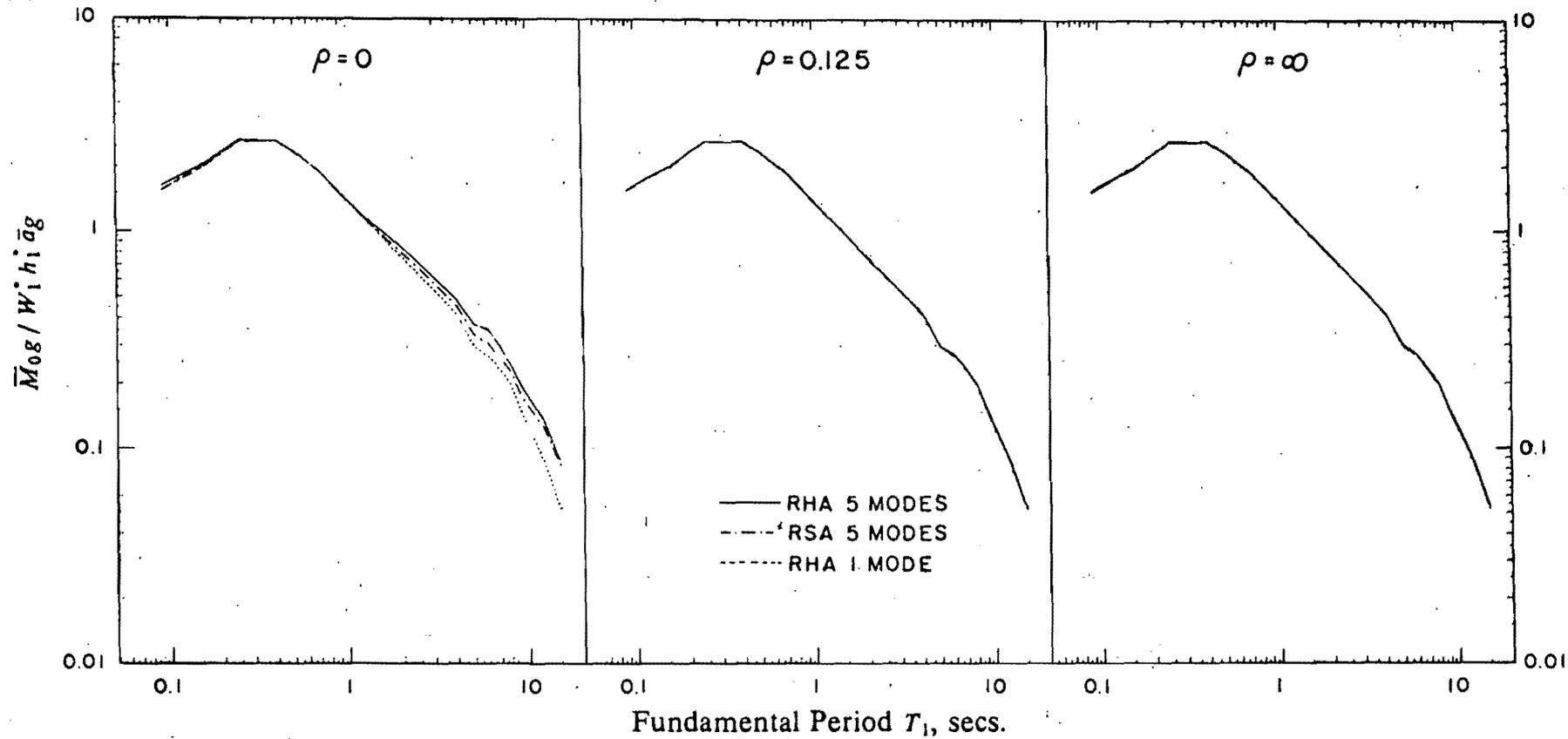


Fig. 2.15b Comparación del momento de volteo máximo en la base calculado por RHA y RSA.

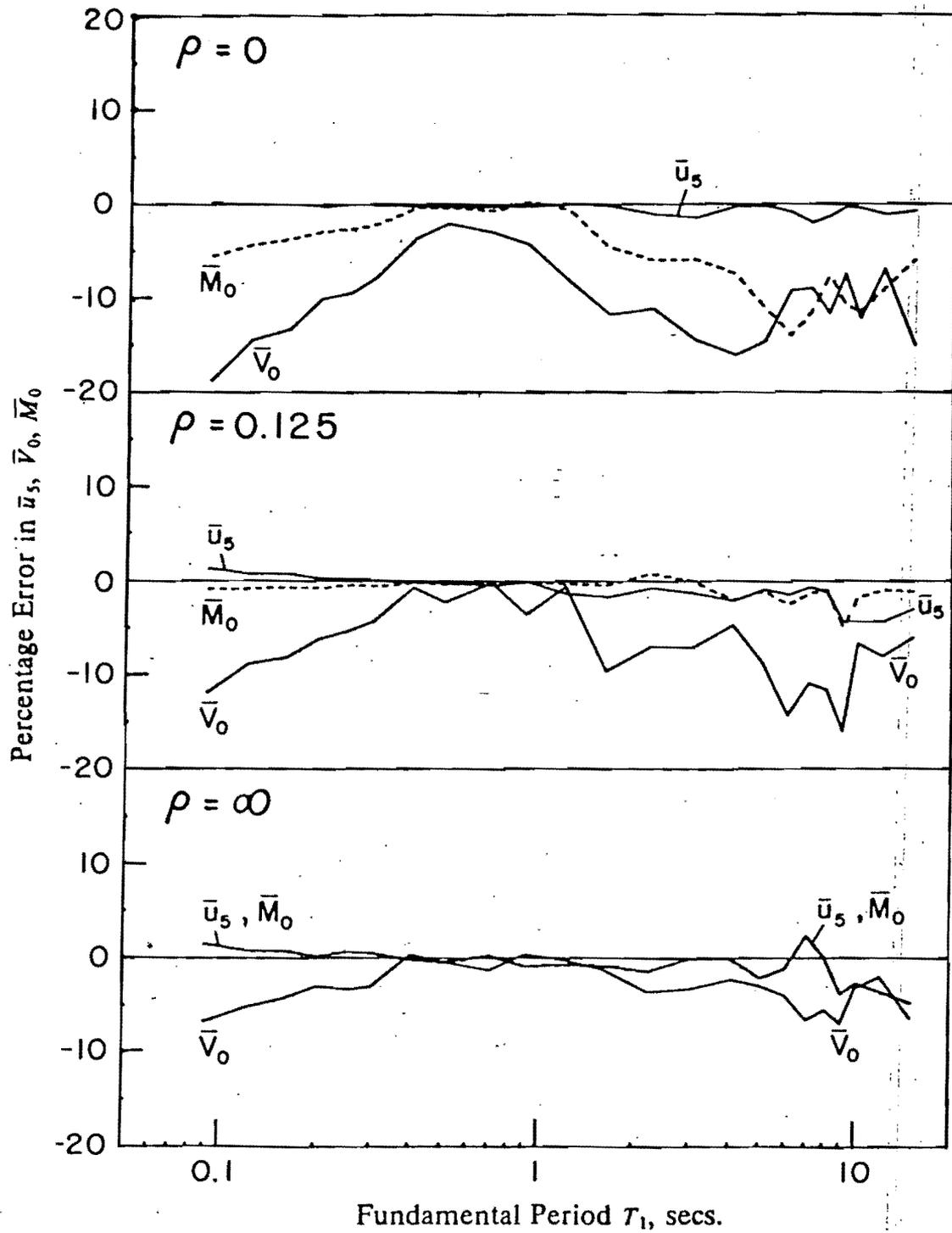


Fig. 2.16a Porcentaje de error en las cantidades de respuesta general, calculadas por RSA, relativas a RHA.

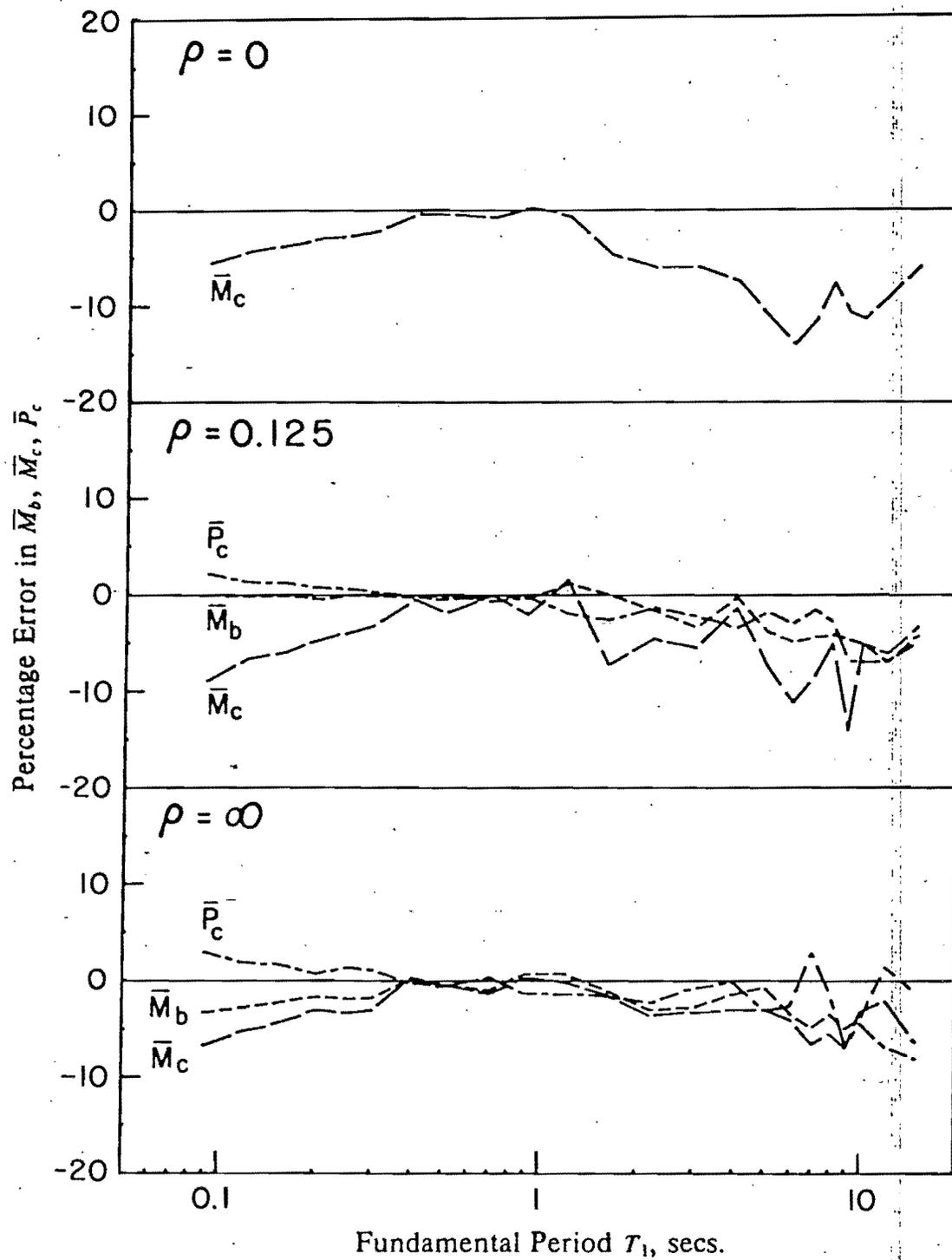


Fig. 2.16b Porcentaje de error en las cantidades de respuesta local calculadas por RSA relativas a RHA.

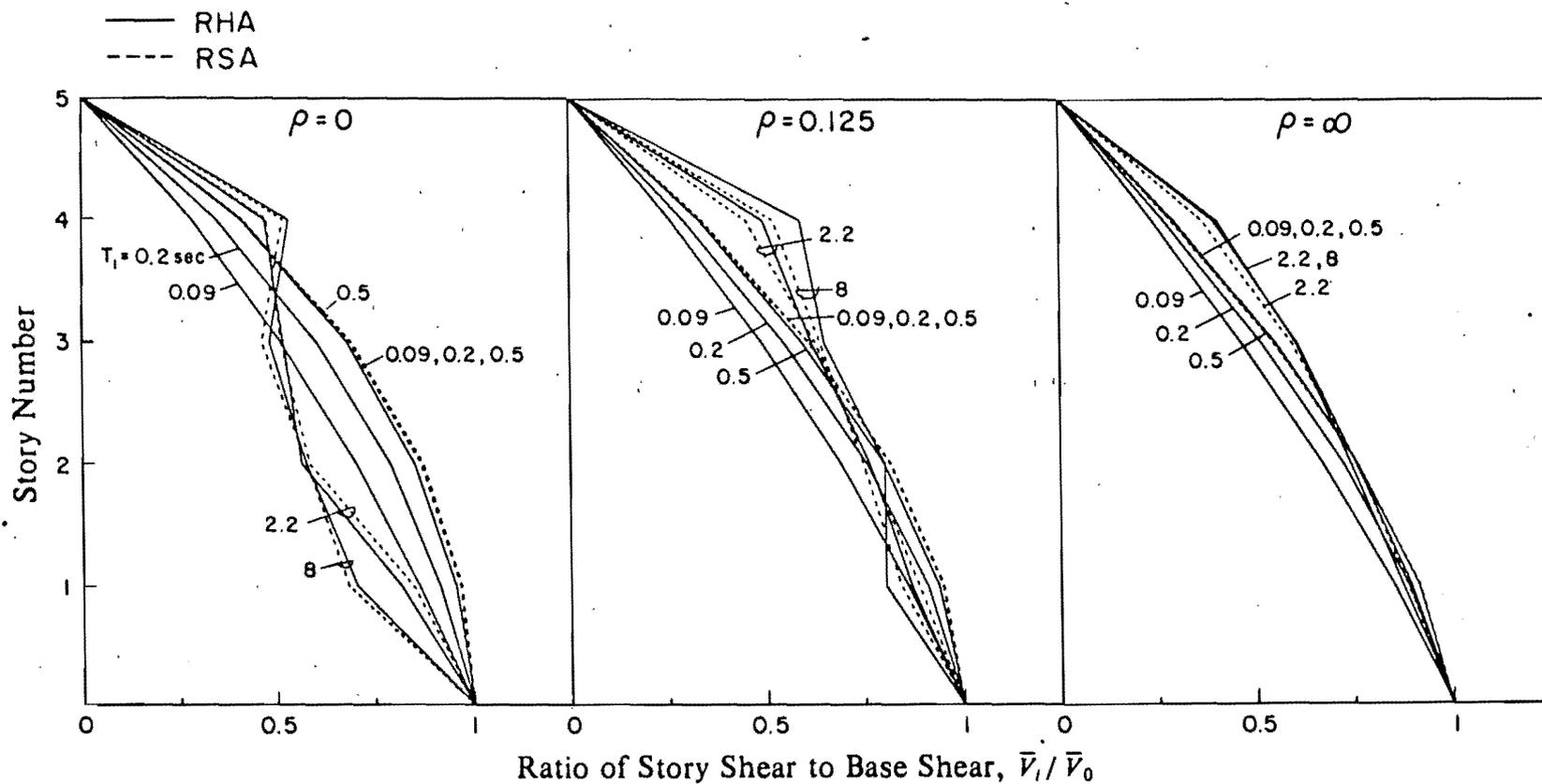


Fig. 2.17a. Comparación de la variación con la altura de los cortantes de entrepiso calculados por RHA y RSA.

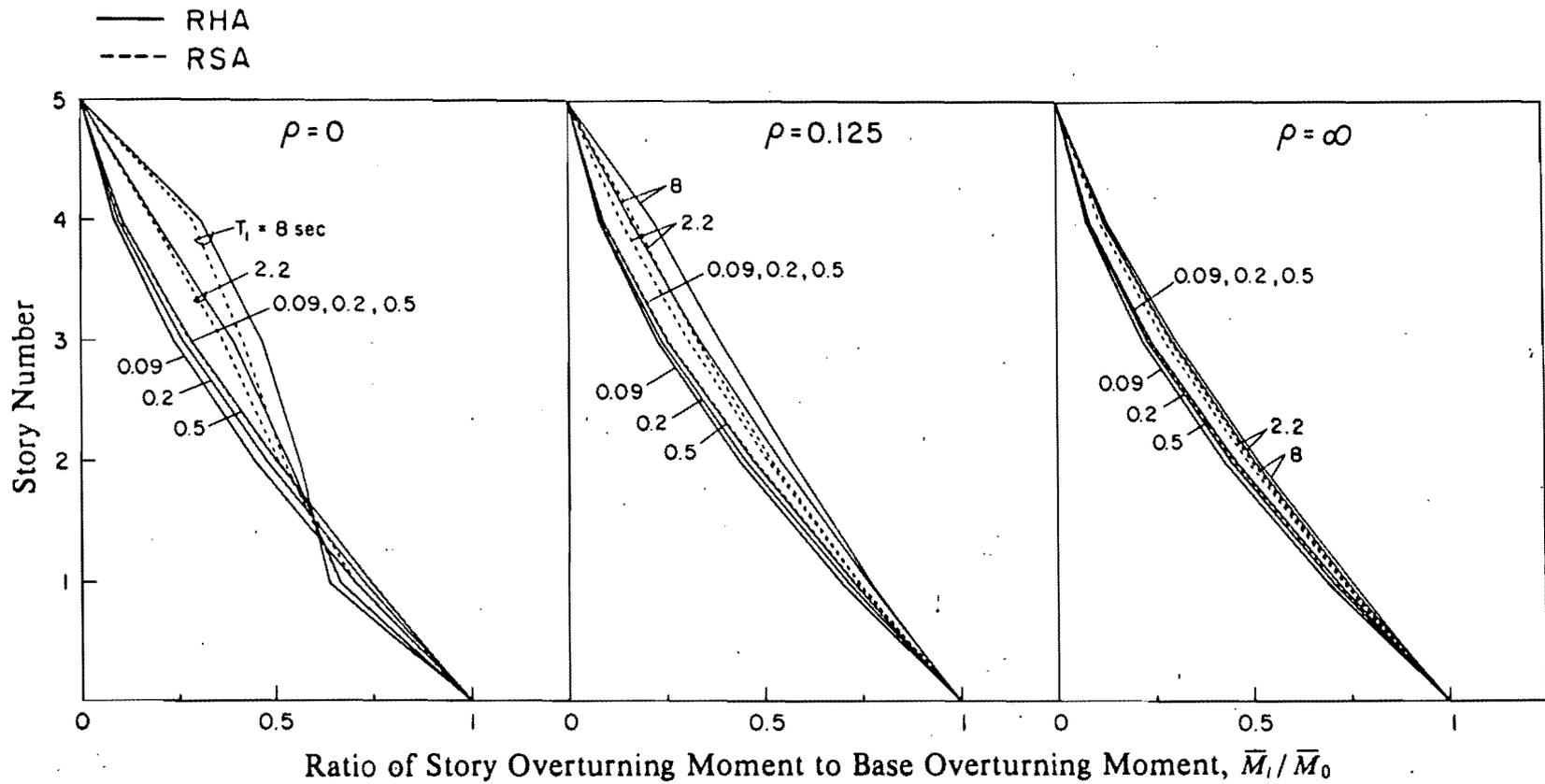


Fig. 2.17b Comparación de la variación con la altura de los momentos de volteo calculados por RHA y RSA.

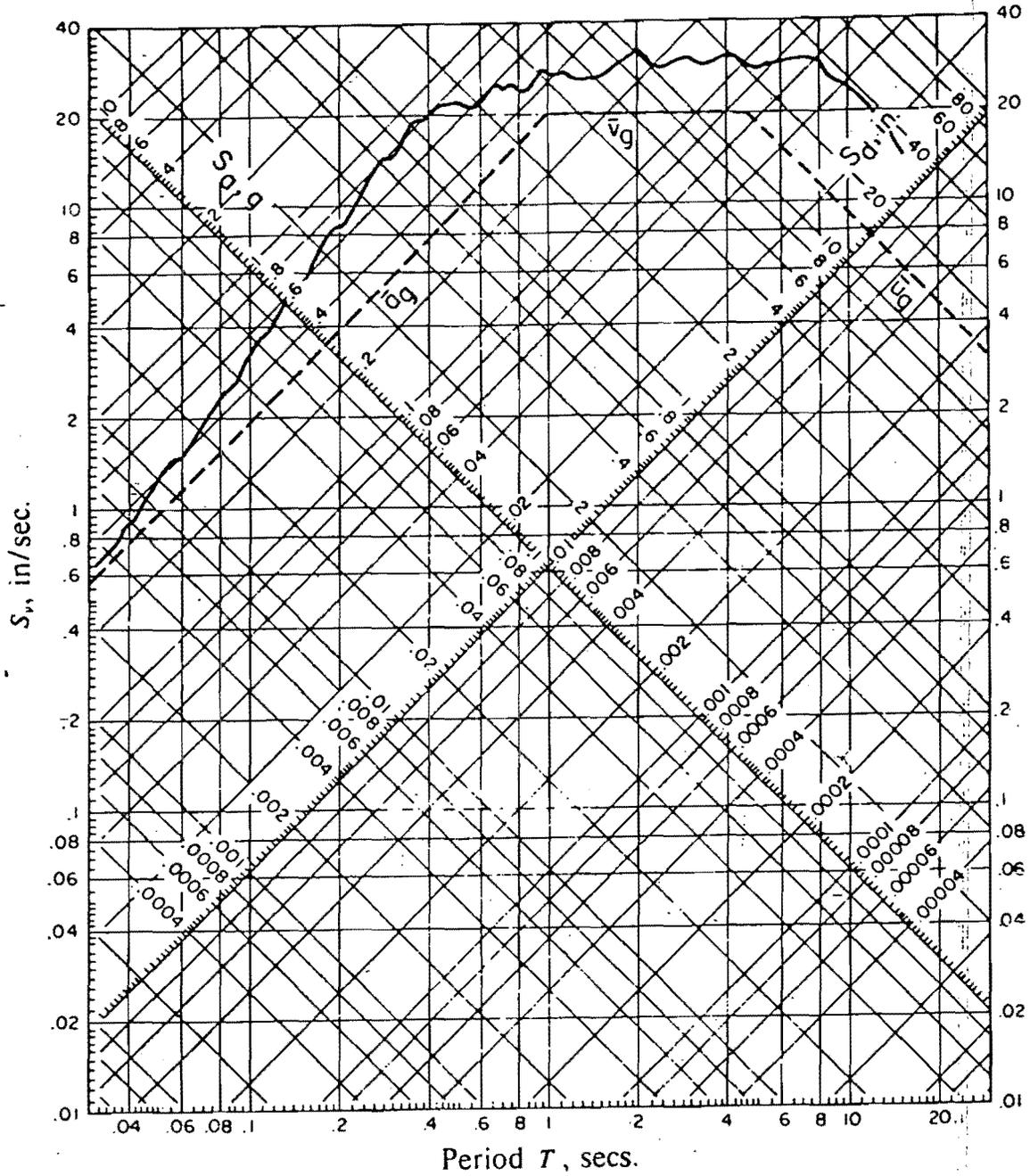


Fig. 3.1 Espectro de respuesta promedio con 5% de amortiguamiento para los ocho sismos simulados.

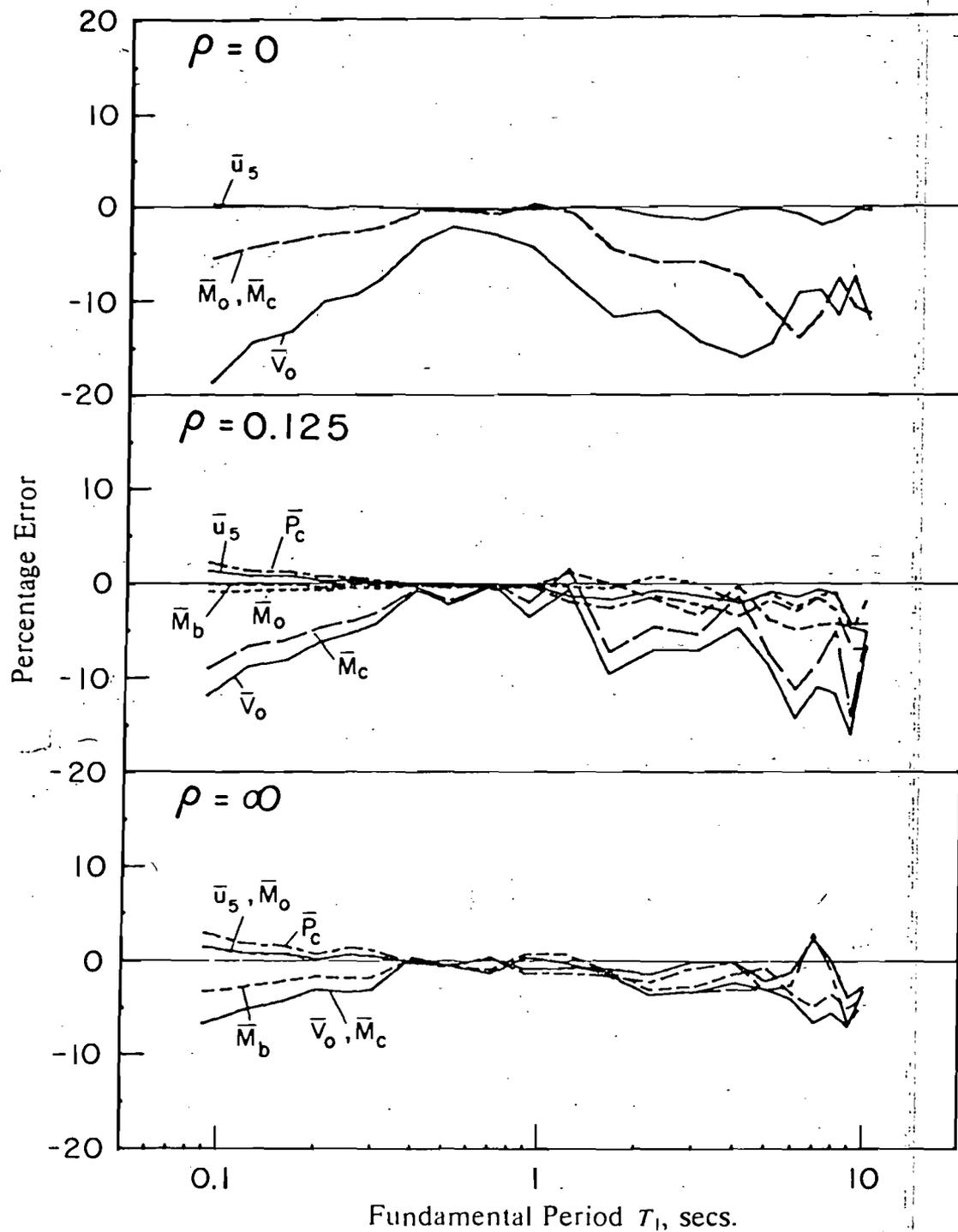


Fig. 3.2 Porcentaje de error y las respuestas calculadas por RSA relativos al promedio del método RHA.

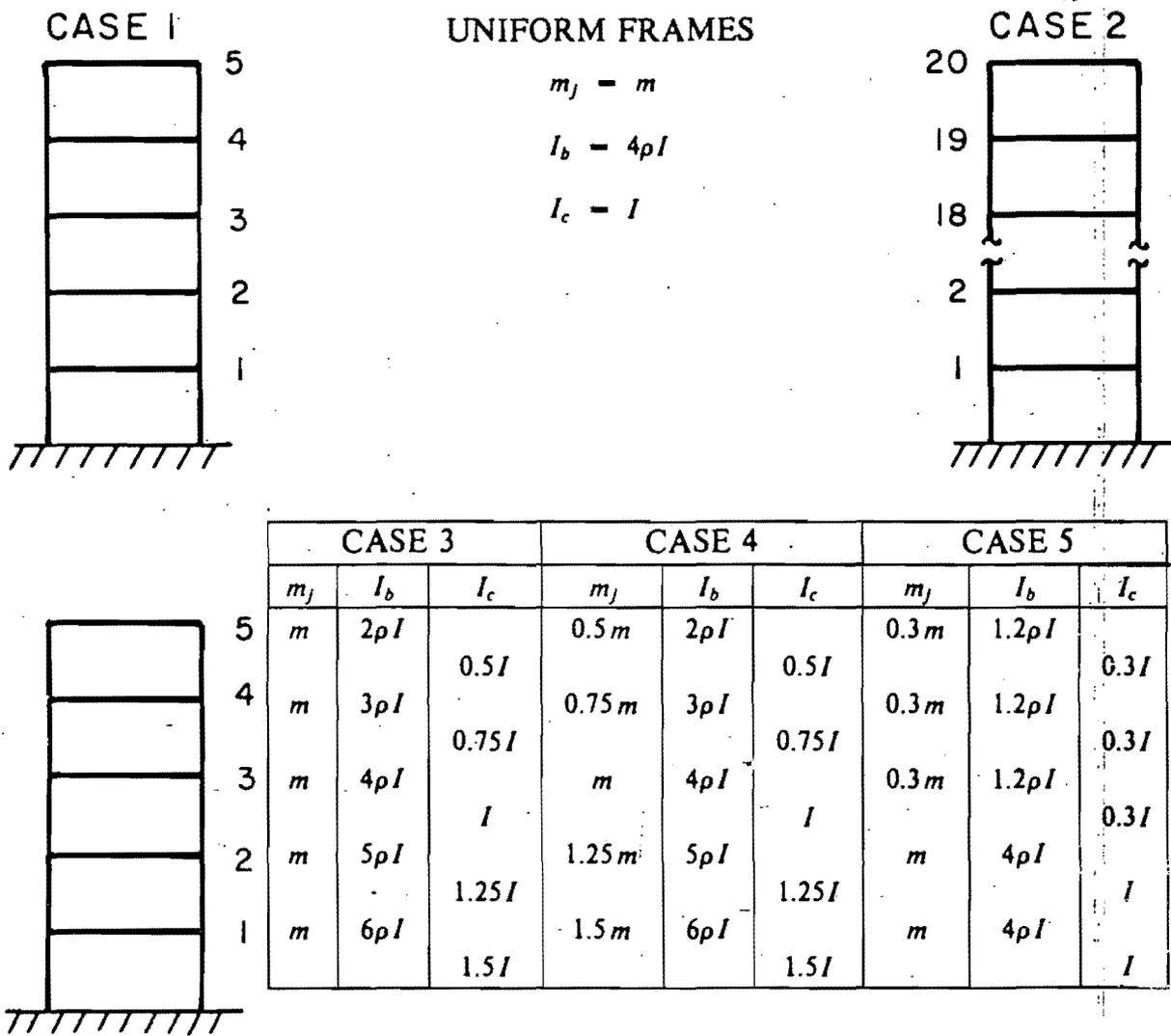


Fig. 3.3 Características de masas y rigideces para los cinco marcos de una cruzía estudiados.

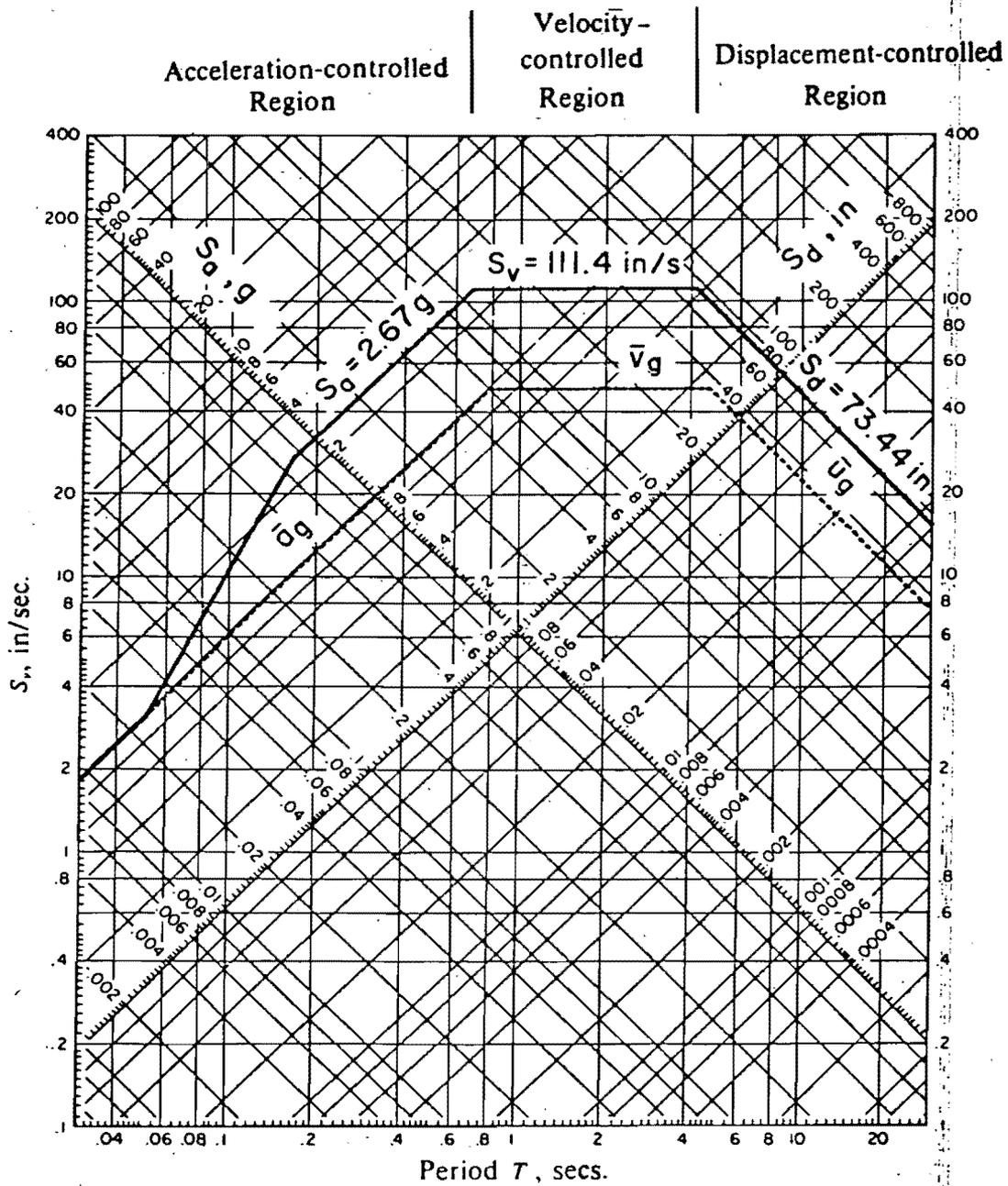


Fig. 3.4 Espectro de diseño.

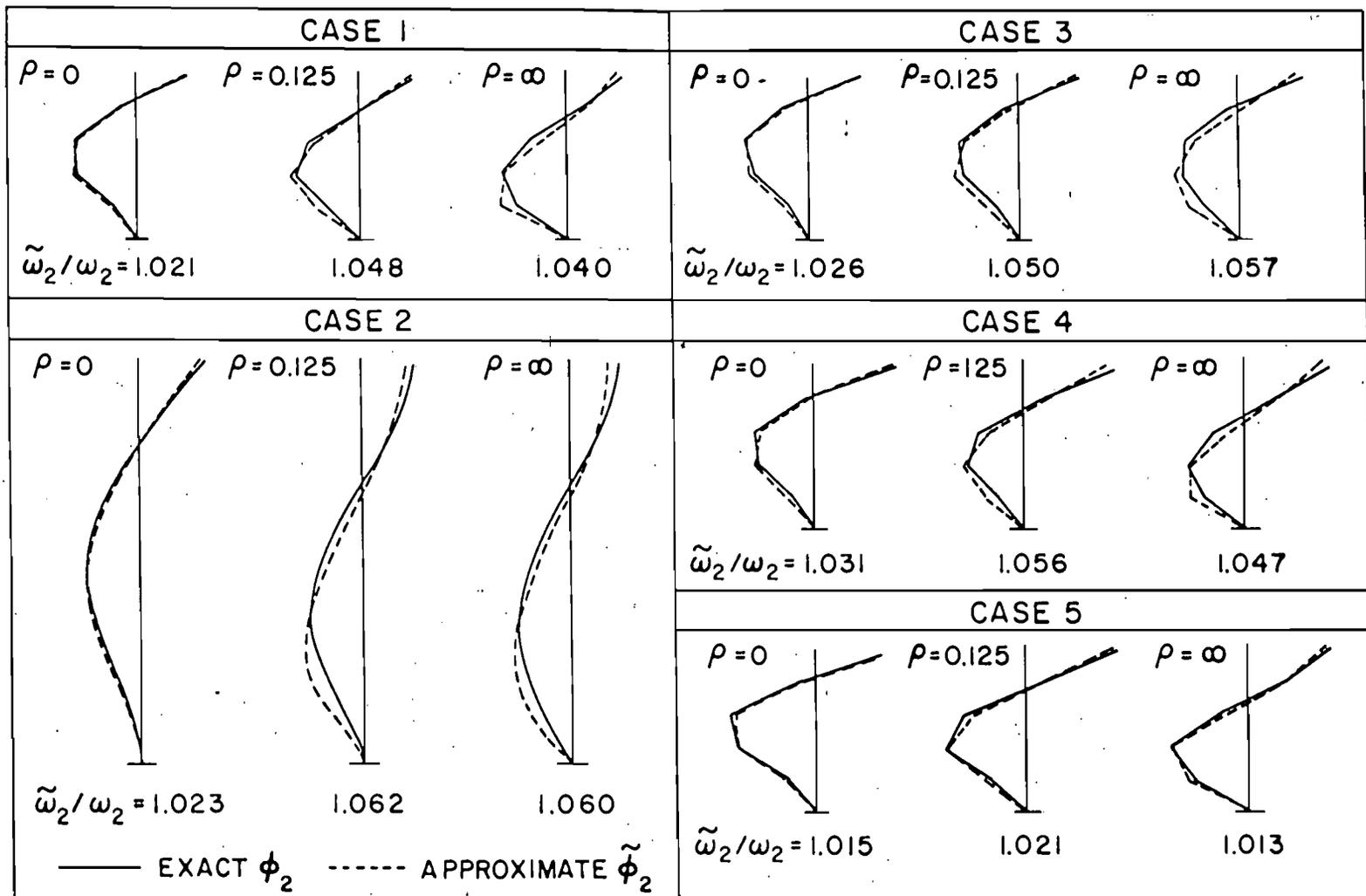


Fig. 3.5 Comparación de las frecuencias exacta y aproximada (ω_2 y $\tilde{\omega}_2$) y las segundas formas modales.

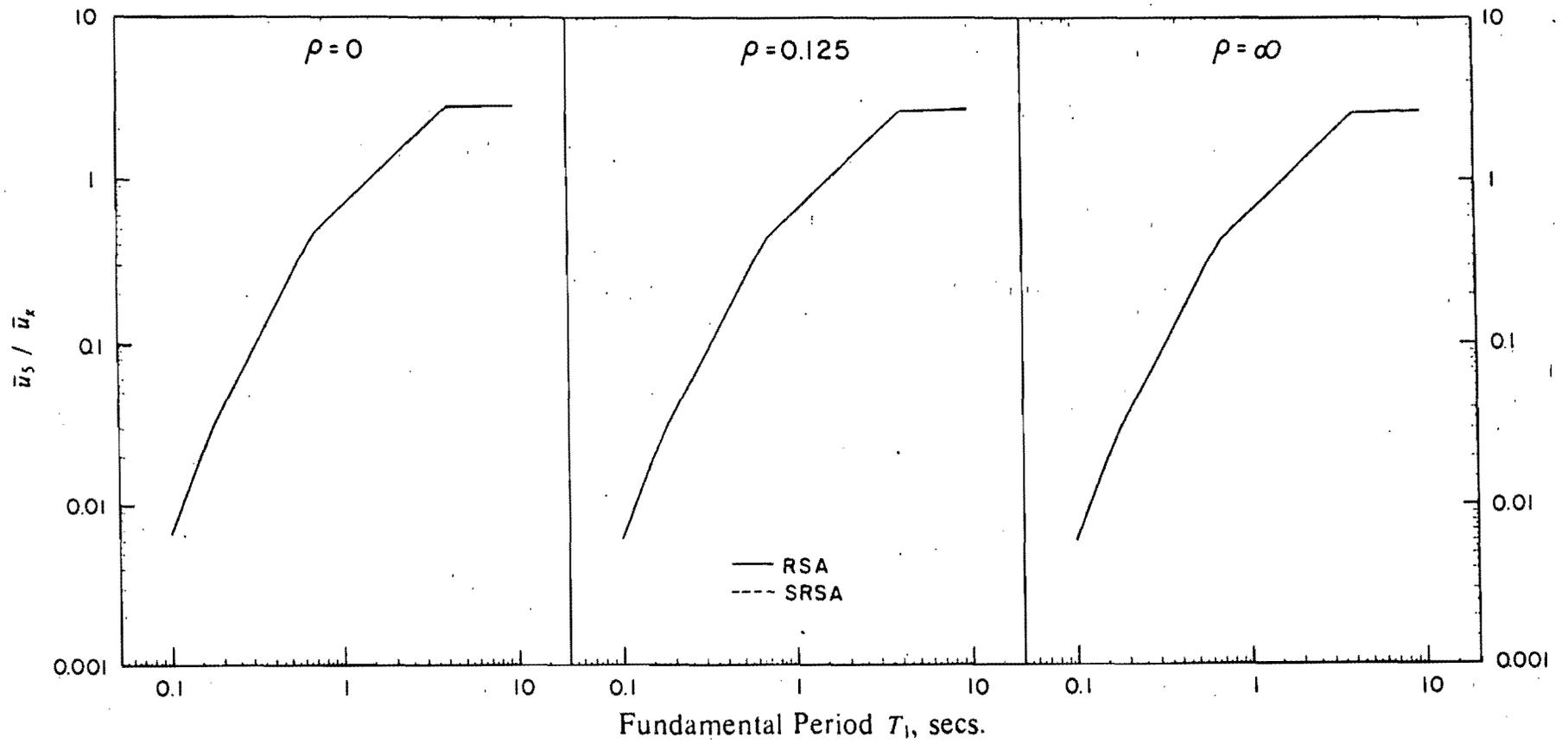


Fig. 3.6 Comparación de los desplazamientos máximos en el piso superior calculados por RSA y SRSA.

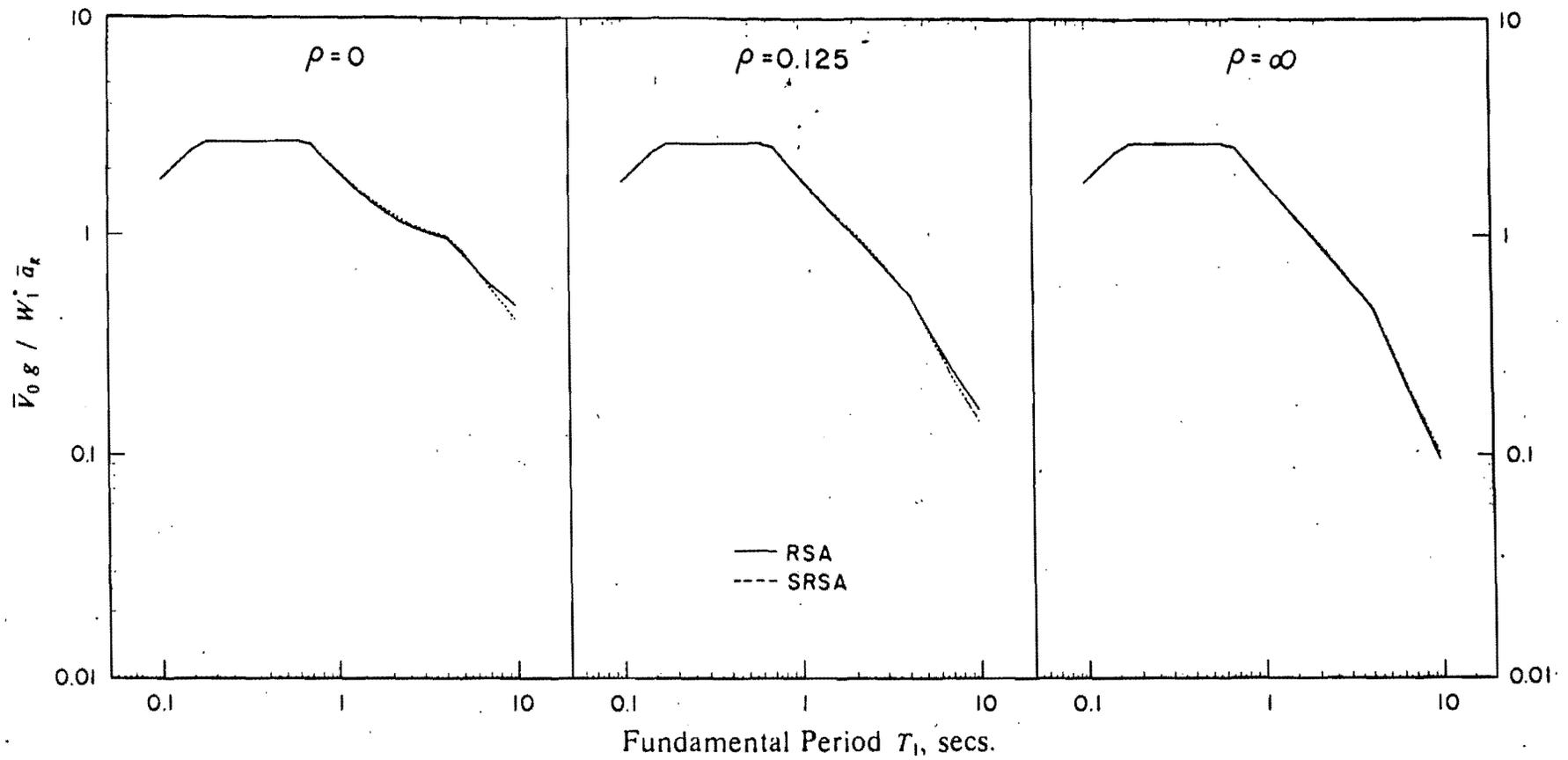


Fig. 3.7 Comparación de los cortantes basales máximos calculados por RSA y SRSA.

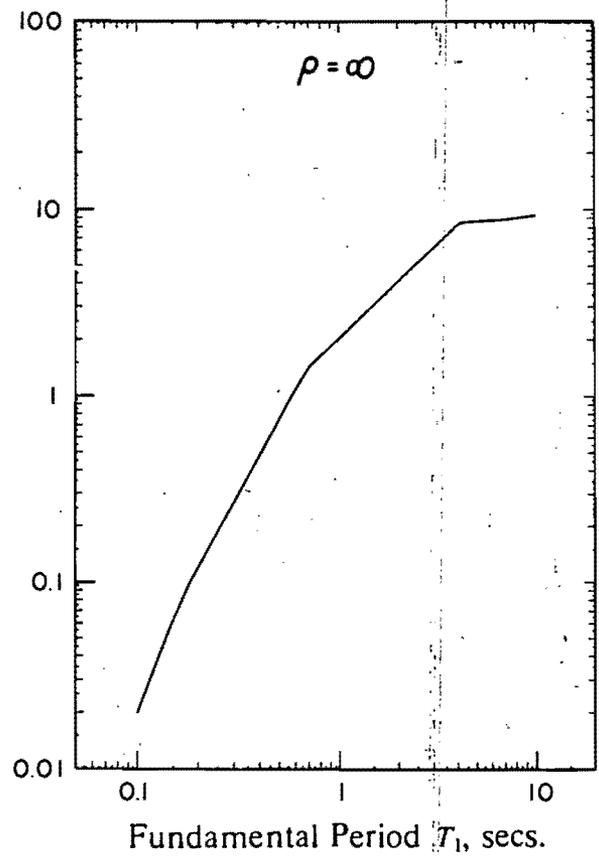
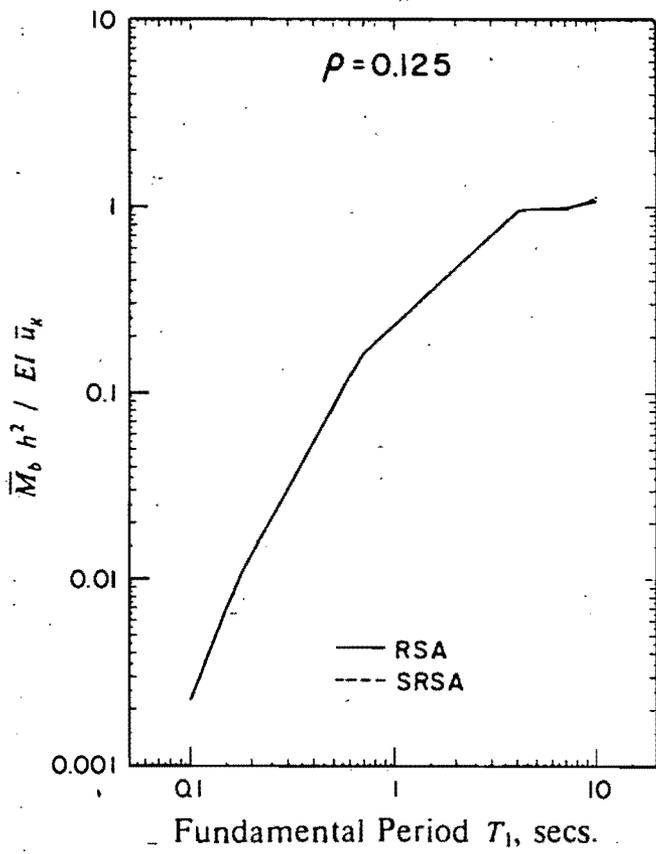


Fig. 3.8 Comparación de los momentos máximos en las vigas calculados por RSA y SRSA.

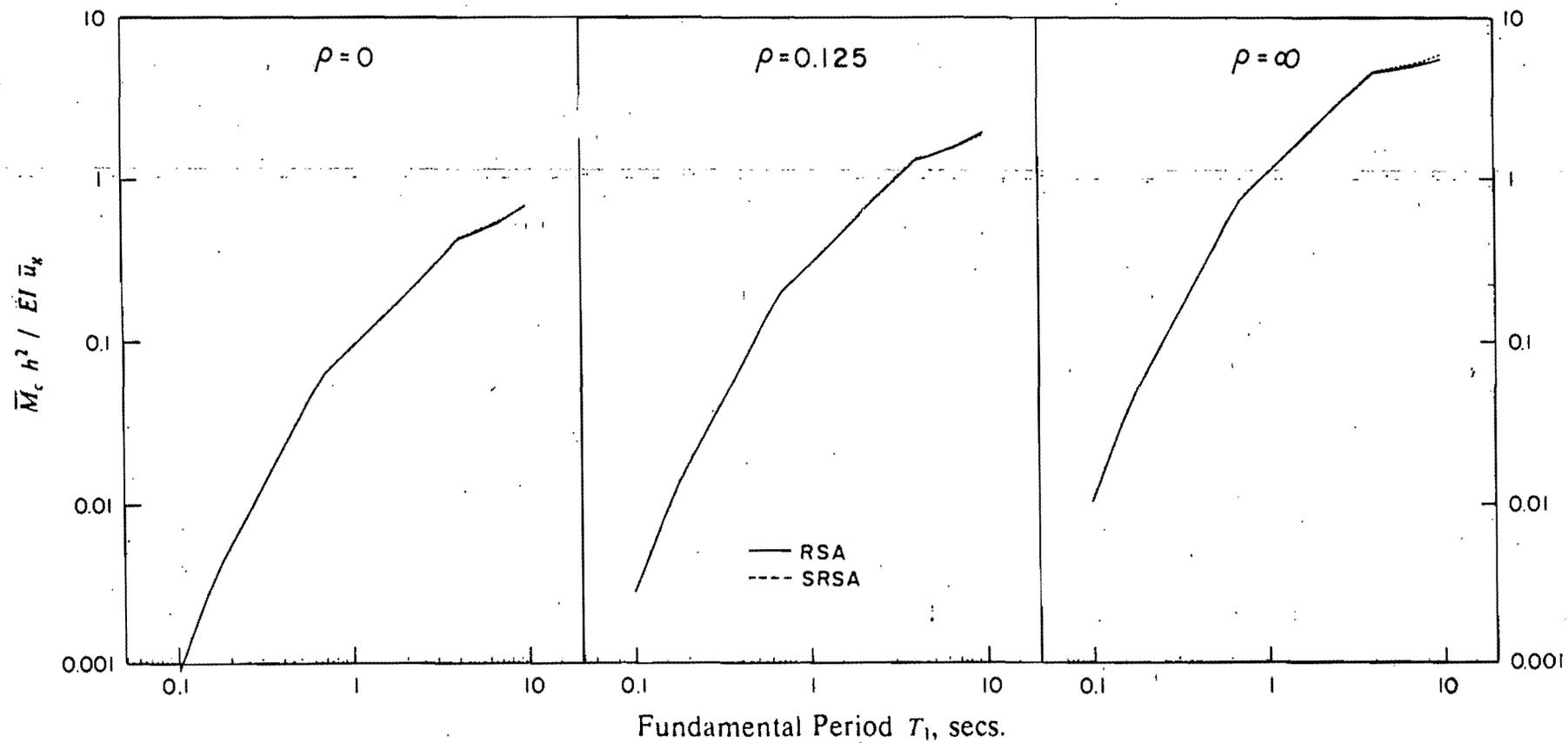


Fig. 3.9 Comparación de los momentos máximos en las columnas calculado por RSA y SRSA.

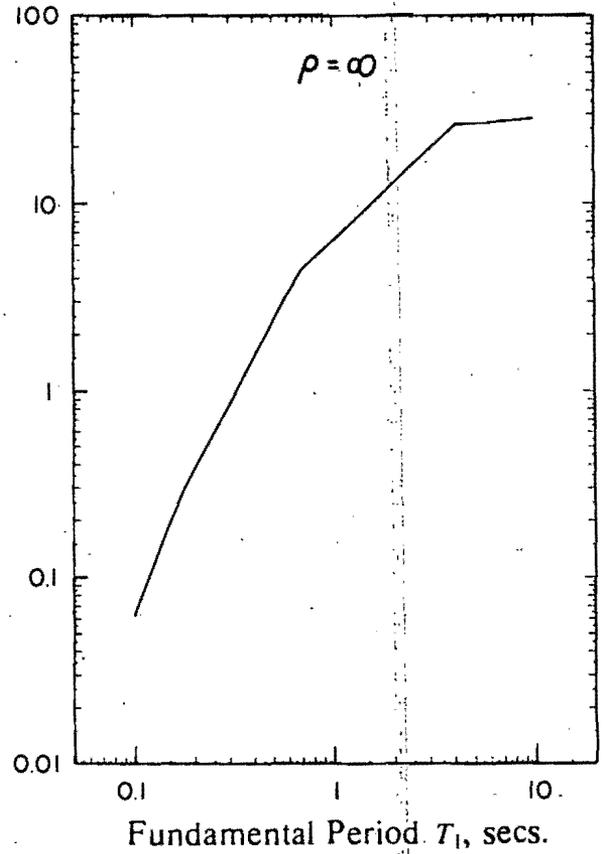
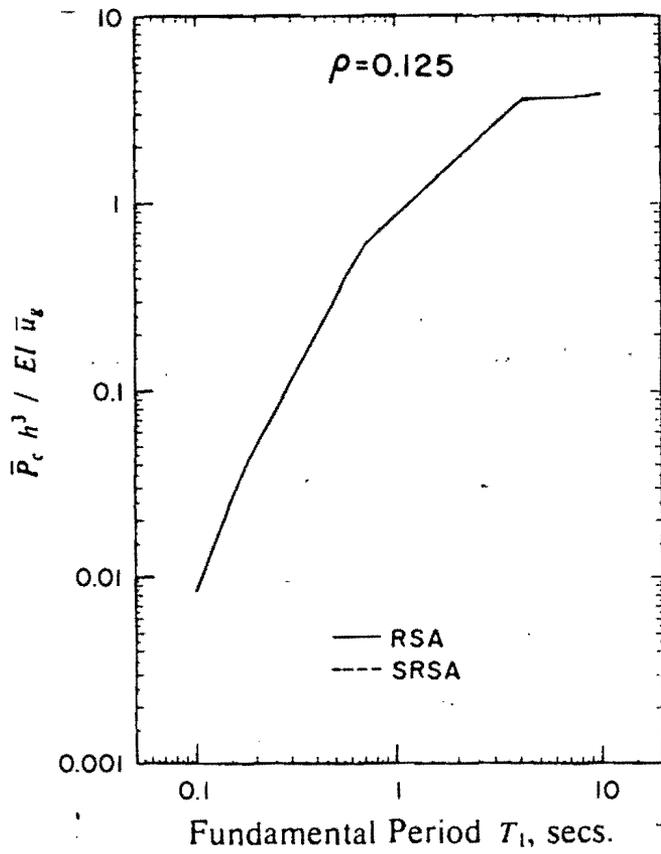


Fig. 3.10 Comparación de los valores máximos de fuerza axial calculados por RSA y SRSA.

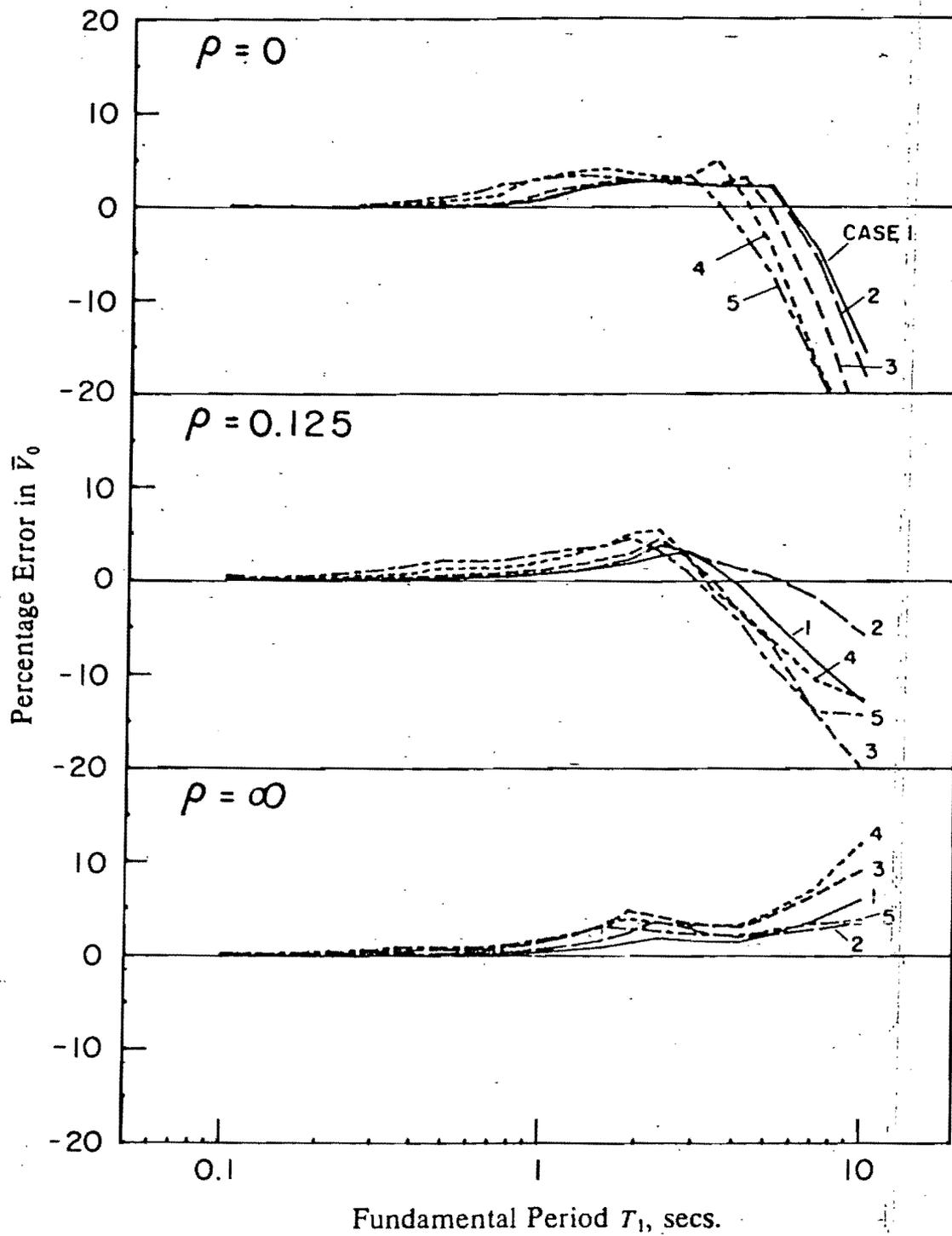


Fig. 3.11 Porcentaje de error en el cortante de la base calculado por el método SRSA relativo a RSA.

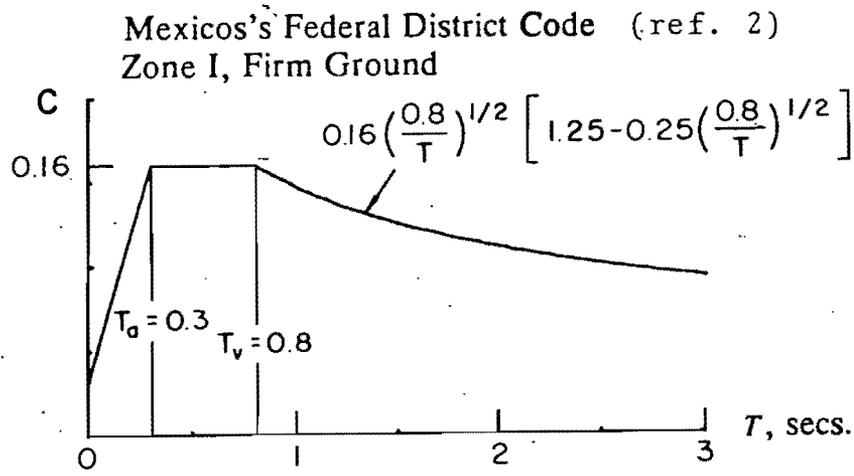
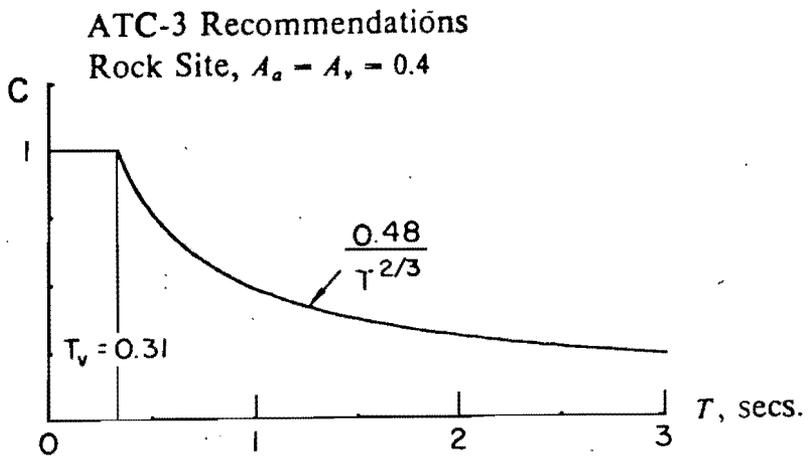
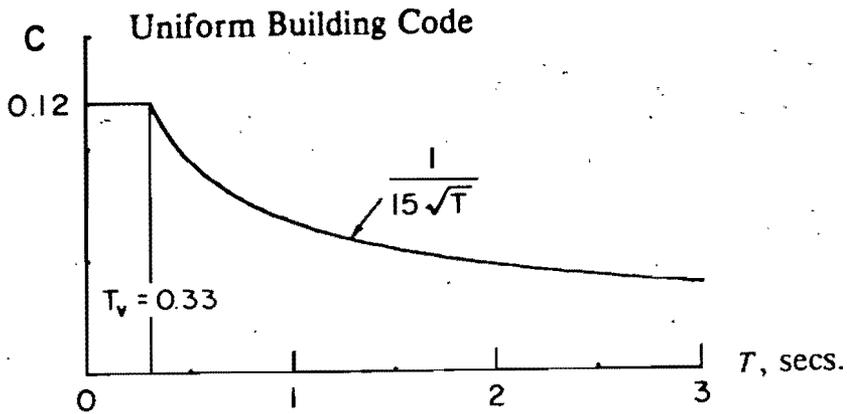


Fig. 4.1 Coeficiente sísmico de reglamentos.

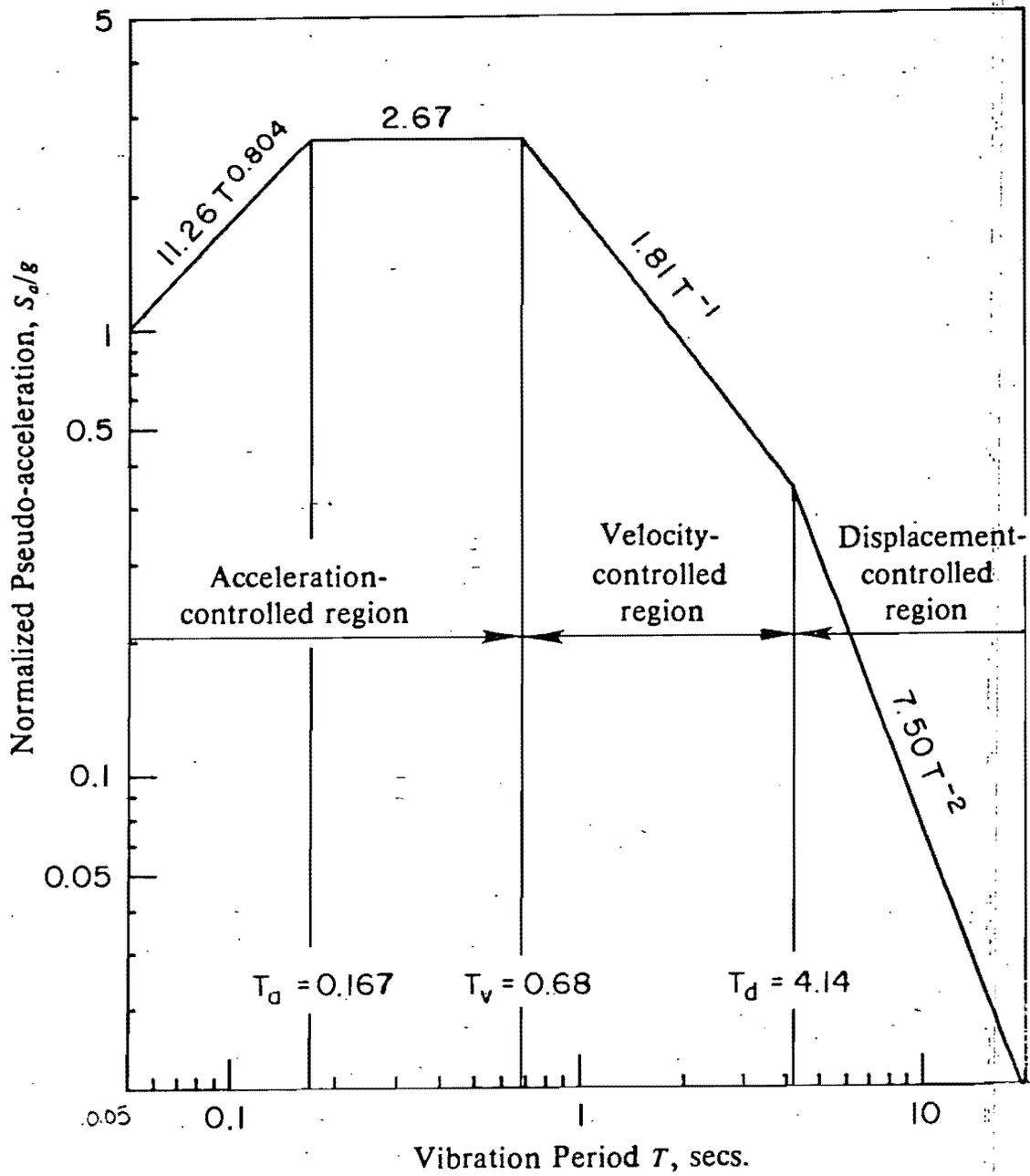


Fig. 4.2 Espectro de diseño de seudo-aceleración normalizada.

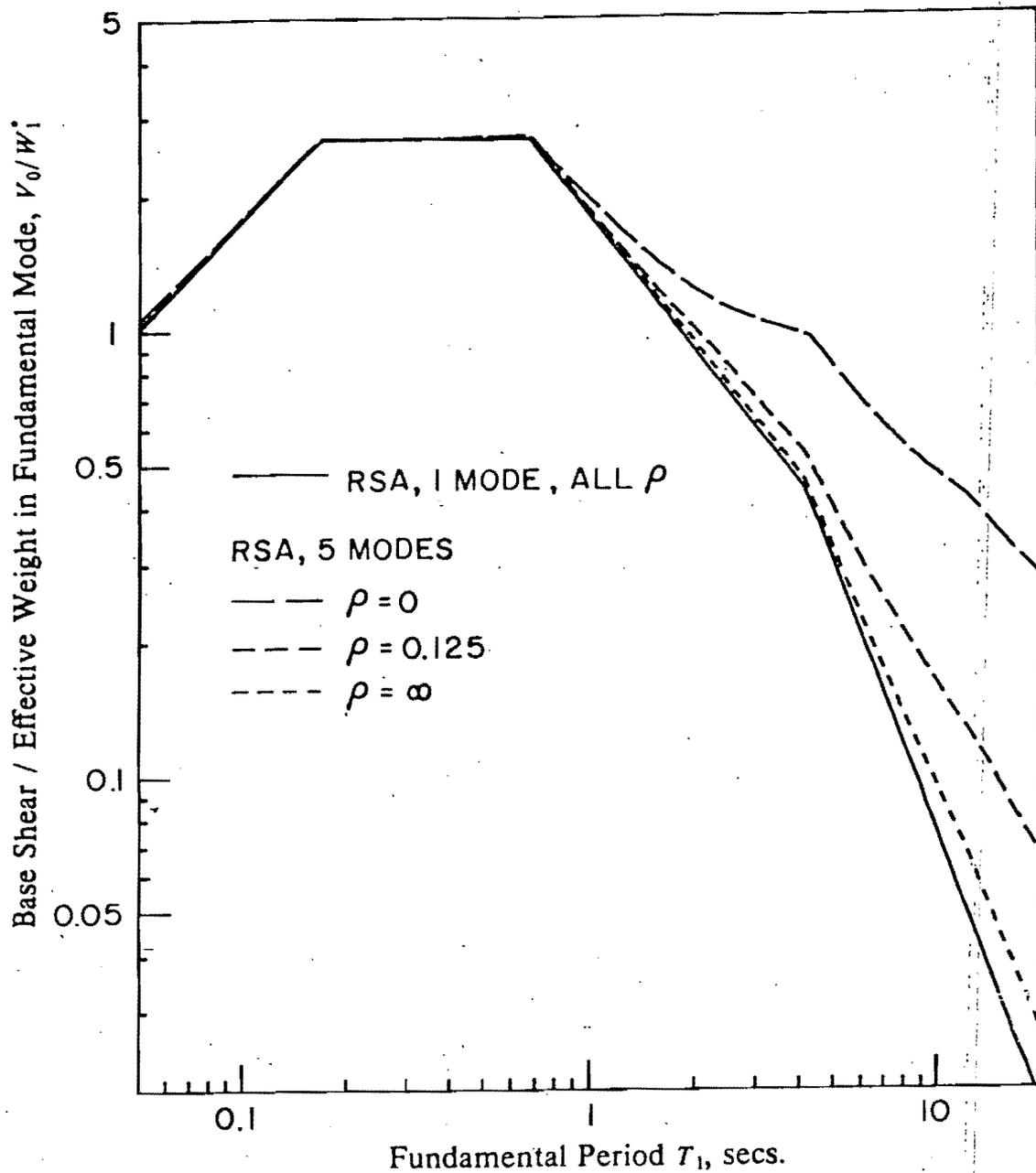


Fig. 4.3 Cortante en la base normalizado para un marco calculado por RSA.

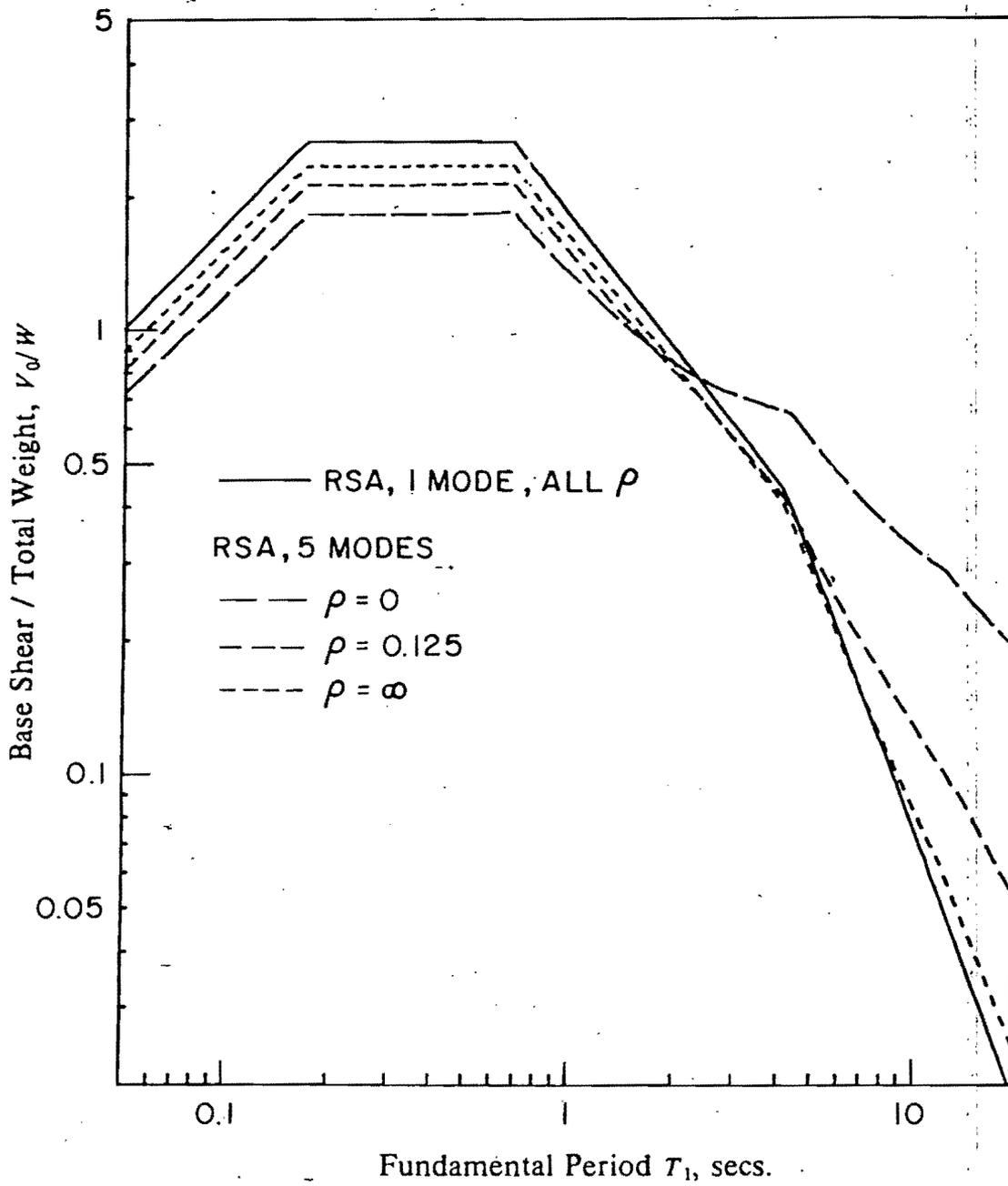


Fig. 4.4 Espectro del coeficiente sísmico para un marco calculado por RSA.

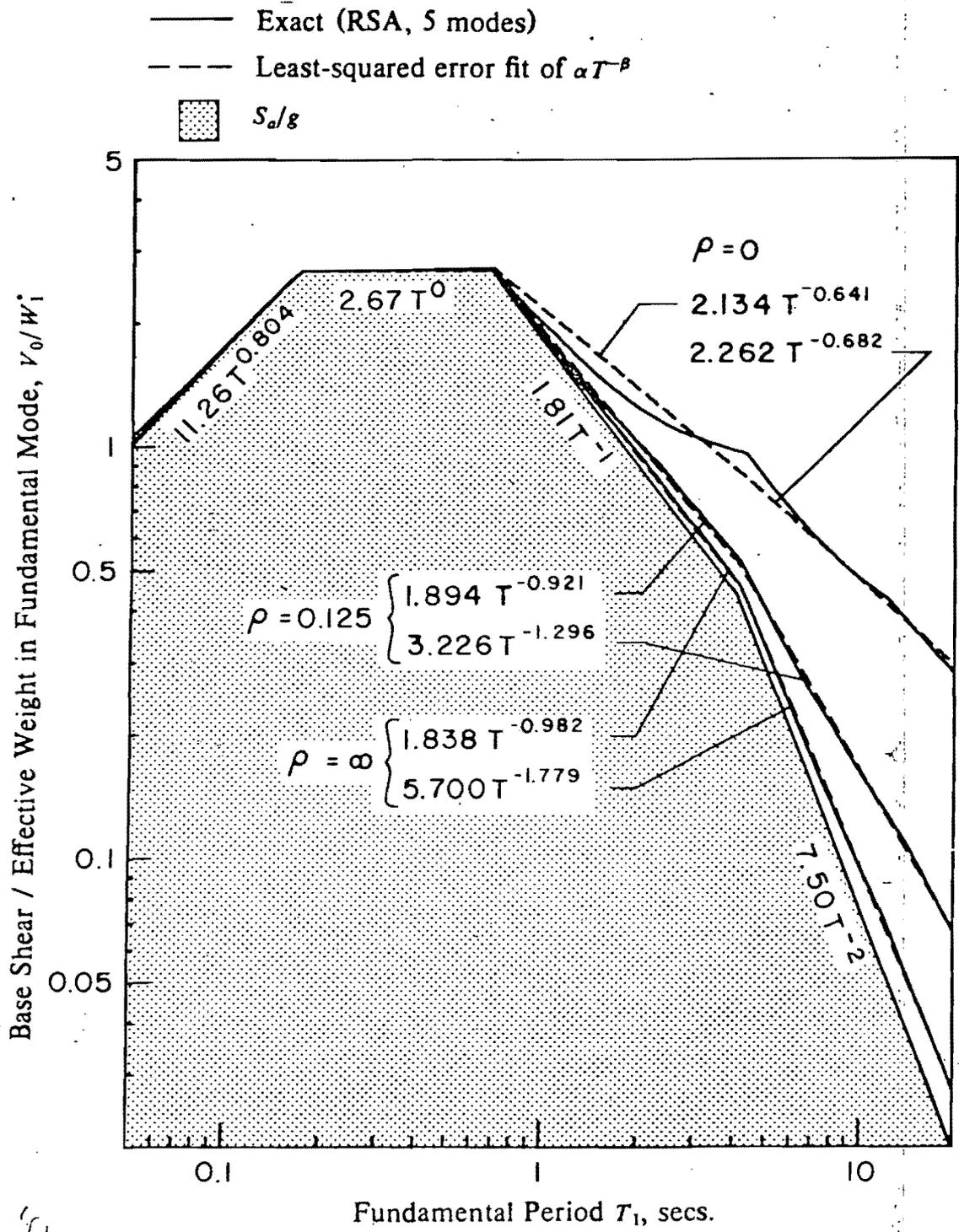


Fig. 4.5 Ajuste por mínimos cuadrados de la función $\alpha T^{-\beta}$ para el espectro de respuesta de cortante en la base para períodos largos.

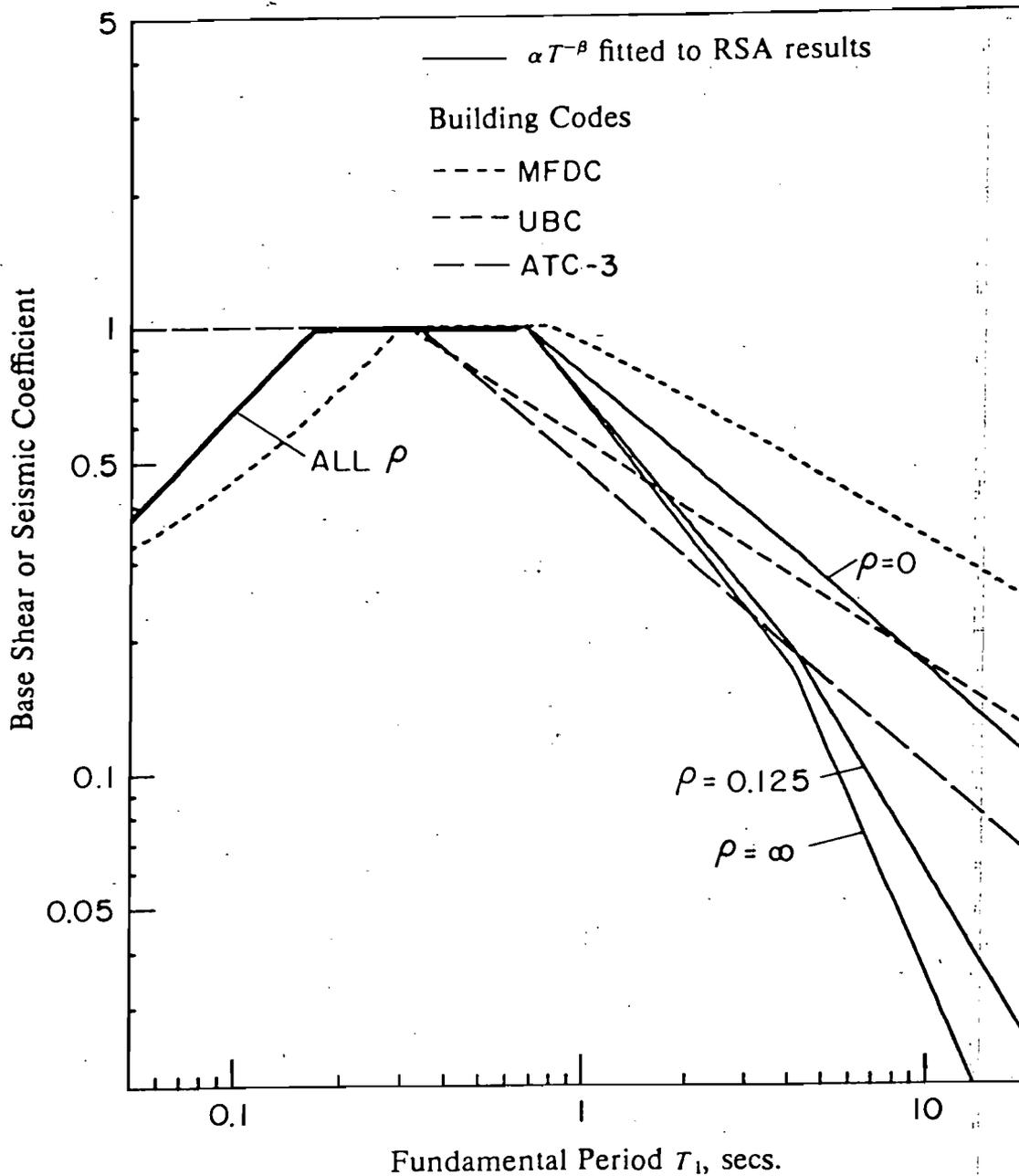


Fig. 4.6 Comparación de las formas del espectro de coeficiente sísmico de reglamentos con la forma del espectro de cortante en la base calculado por el método (RSA) para un marco de cinco niveles.

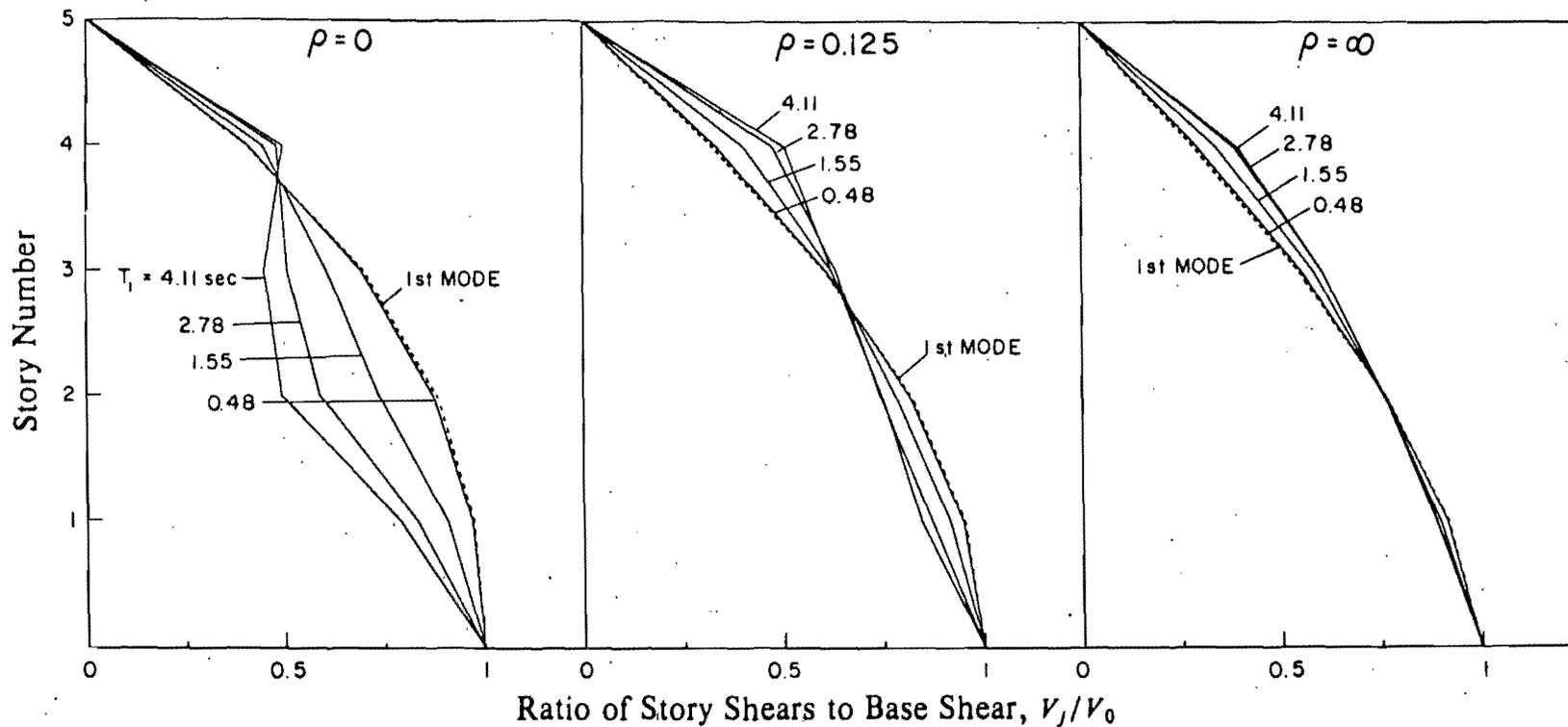


Fig. 4.7 Distribución de cortantes de entrepiso en un marco de cinco niveles calculado por el método (RSA) incluyendo 1 ó 5 modos para cuatro valores de T_1 .

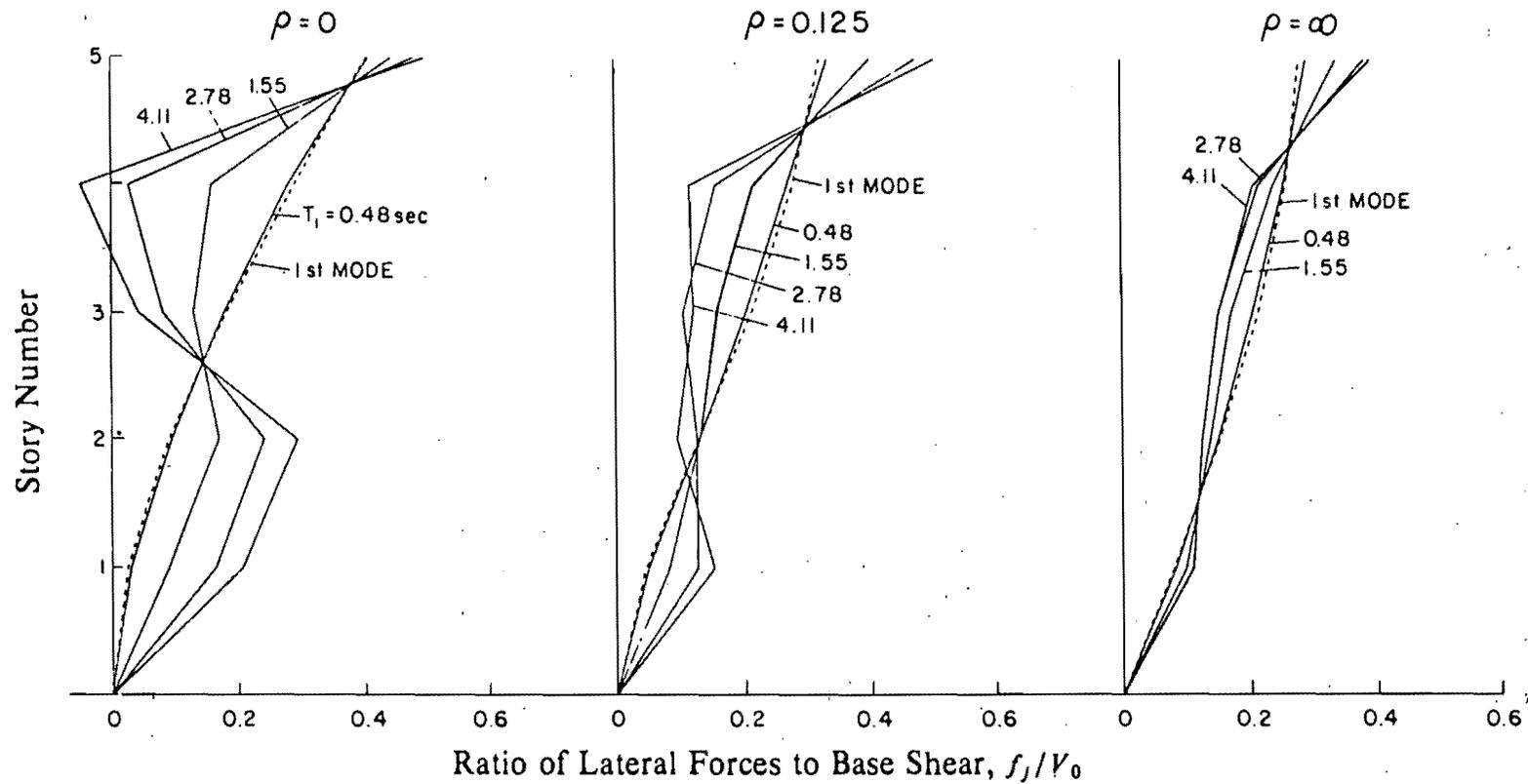


Fig. 4.8 Distribución de fuerzas laterales equivalentes para un marco de cinco niveles determinado del método (RSA) para cuatro valores de T_1 .

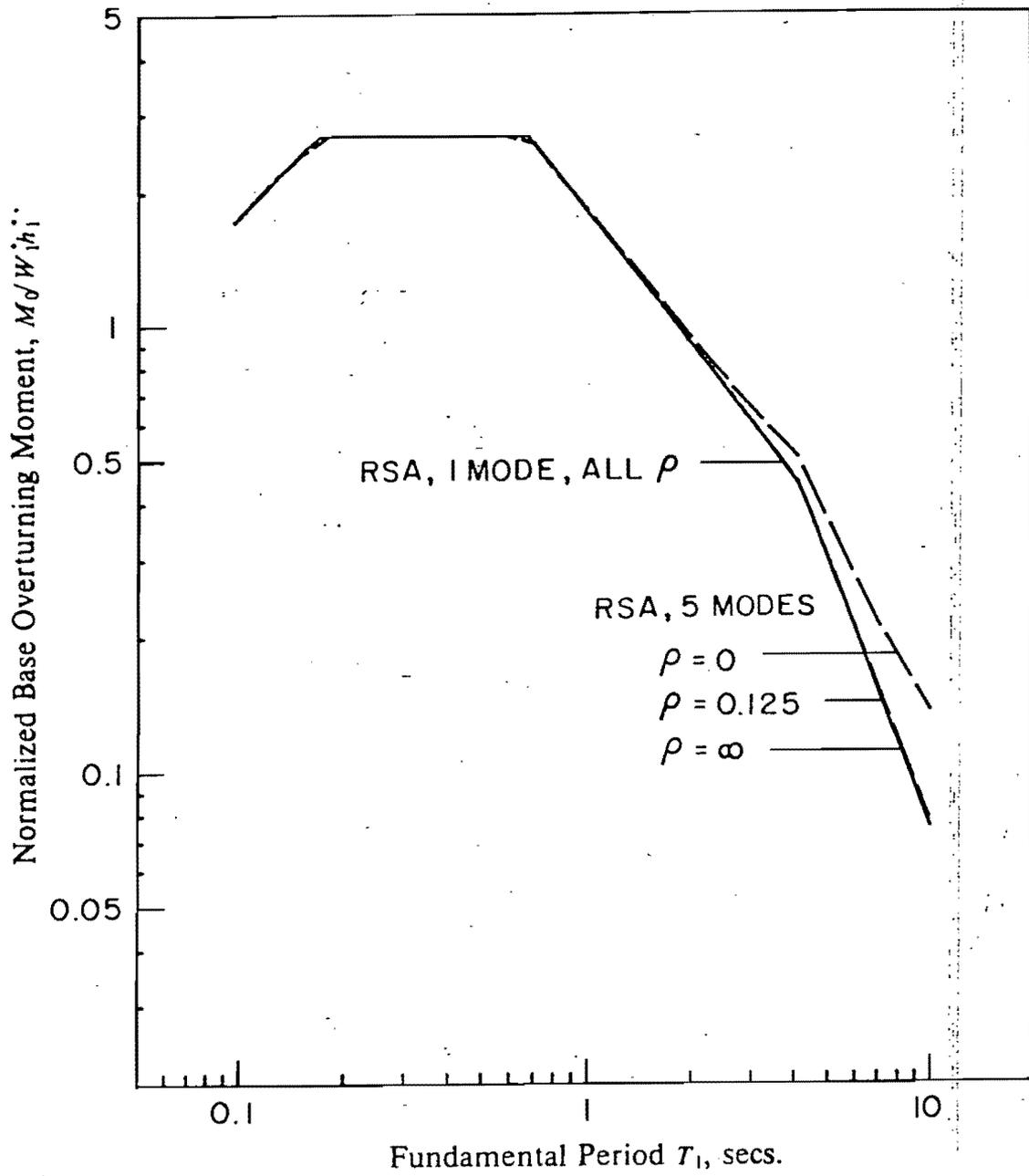


Fig. 4.9 Momentos de voleto normalizados, en la base en un marco de cinco niveles calculado por el método (RSA).

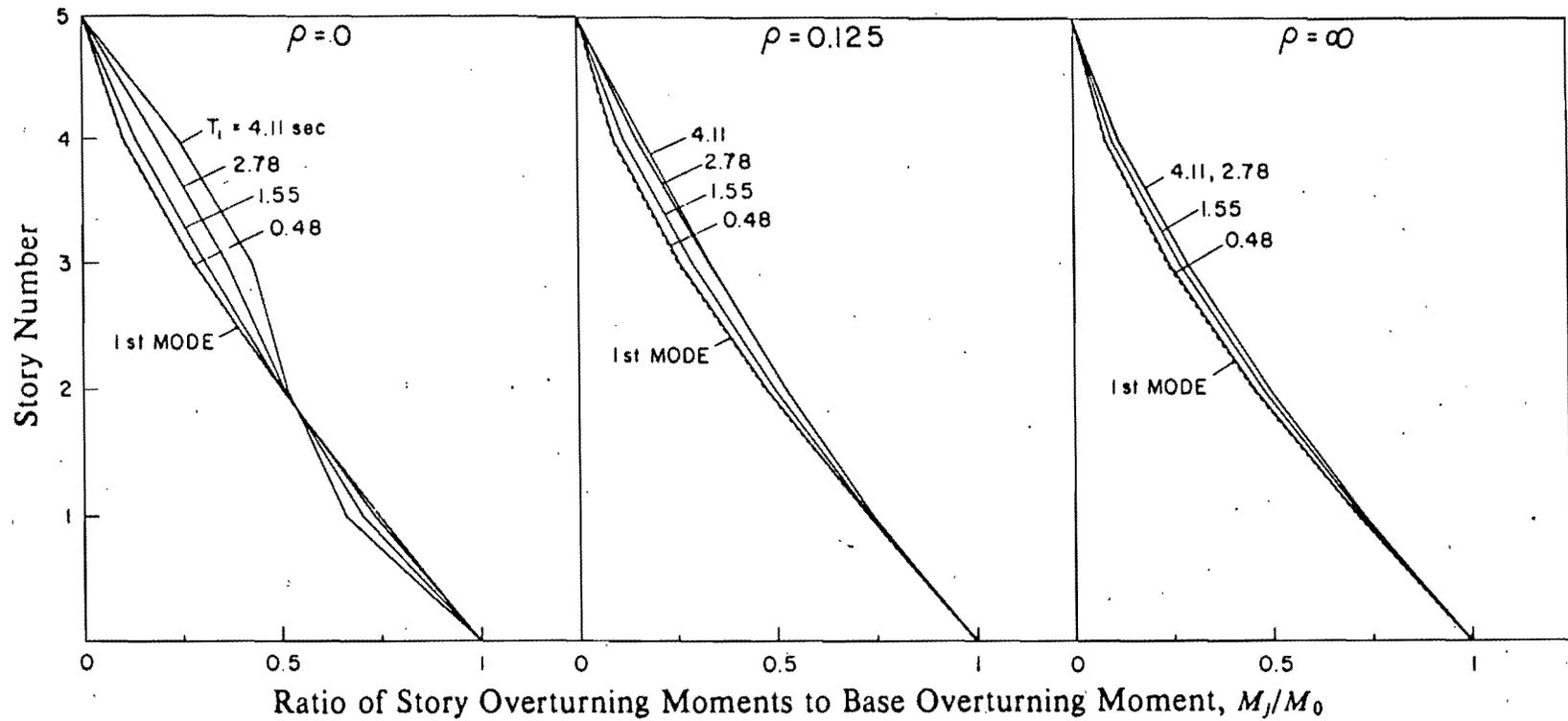
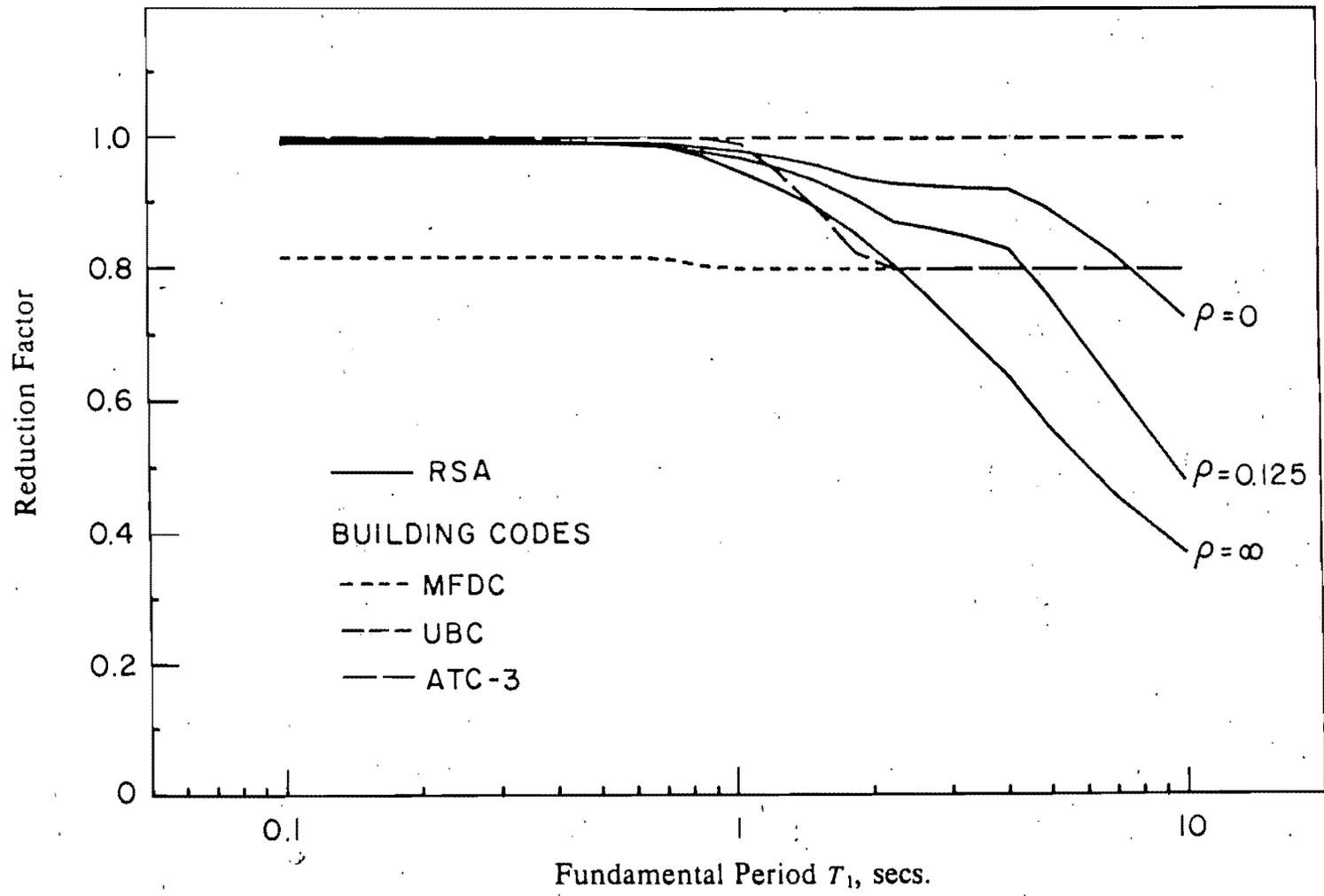


Fig. 4.10 Distribución de momento de voleto en un marco uniforme calculado por el método (RSA) incluyendo 1 ó 5 modos para cuatro valores de T_1 .



• Fig. 4.11 Factores de reducción para el momento de volteo de los reglamentos comparados con los resultados del método (RSA) para un marco de cinco niveles.

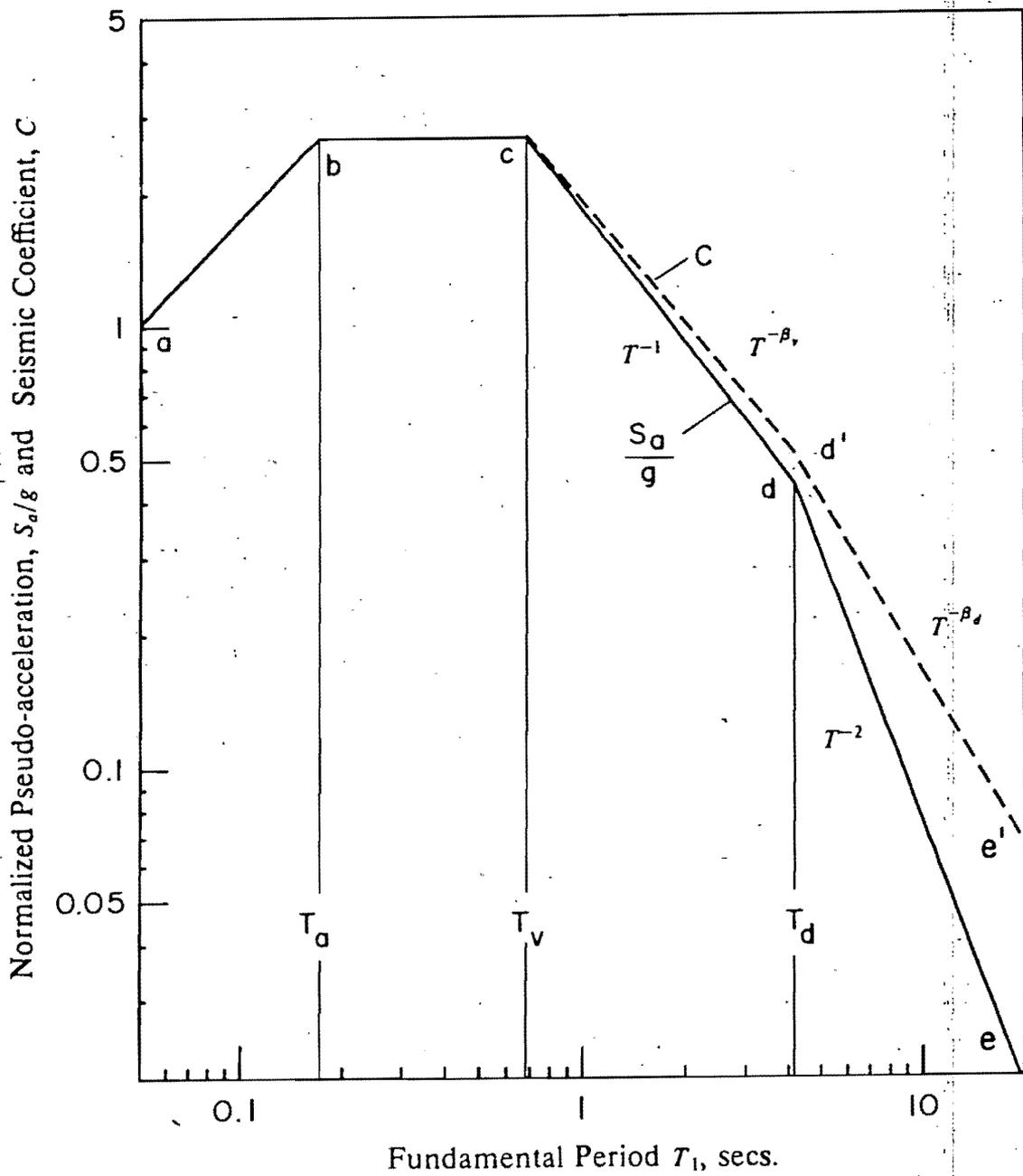


Fig. 4.12 Construcción del espectro del coeficiente sísmico.