

01161 ³
201

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

INFLUENCIA DE CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO
EN DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCALES Y GLOBALES

JAI ME DEL CARMEN CASTILLO RUIZ

TESIS

Presentada 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, ENERO DE 1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

INDICE

	Página
DEDICATORIA	i
INDICE	1
 CAPITULOS	
I. INTRODUCCION	4
1.1 Antecedentes	4
1.2 Objetivos	12
II. NATURALEZA DE LAS VARIABLES POR ESTUDIAR	14
2.1 Funciones de distribución de la resistencia de los materiales	16
2.2 Funciones de distribución de las dimensiones estruc- turales	22
2.3 Incertidumbres en las sollicitaciones	25

III. SIMULACION DE VARIABLES	33
3.1 Simulación de propiedades estructurales	34
3.2 Simulación de cargas gravitacionales	39
3.3 Simulación de excitaciones sísmicas	45
IV. DESCRIPCION DEL MODELO MATEMATICO	52
4.1 Criterios de diseño empleados	53
4.2 Modelos de comportamiento de los materiales	59
4.3 Modelo de comportamiento de las secciones de los miembros estructurales	70
4.4 Modelo de comportamiento de los componentes es- tructurales	78
4.5 Modelos de estimación de ductilidades	80
V. ANALISIS DE RESPUESTA DINAMICA	89
VI. CRITERIOS DE SEGURIDAD ADOPTADOS	103
6.1 Indices de comportamiento	105
6.2 Criterio probabilista	106

VII. CASOS ESTUDIADOS	113
7.1 Sistemas estructurales	113
7.2 Propiedades nominales y propiedades medias	117
VIII. ANALISIS DE RESULTADOS	131
8.1 Indices de comportamiento local	131
8.2 Indice de comportamiento global	180
8.3 Probabilidades de falla	187

APENDICES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

RECONOCIMIENTOS

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

En las últimas décadas se ha visto un surgimiento de esfuerzos de investigación en el área de confiabilidad estructural debido, en primer lugar, a la gran facilidad de analizar estructuras mediante el uso de computadoras electrónicas; en segundo lugar, al rápido desarrollo de muchas ramas de las matemáticas que han provisto de las herramientas necesarias tales como la teoría de procesos estocásticos, teoría de decisiones, etc. Finalmente, se ha visto un resurgimiento del humanismo en el pensamiento social y político. La revolución de las computadoras ha permitido manejar la noción de los sistemas dentro de un concepto altamente útil y, por otro lado, ha venido a revitalizar el asunto del hombre

contra las máquinas. El impacto de estos dos factores nos conduce a la búsqueda de nuevas estimaciones de los derechos del individuo en los sistemas. Los ingenieros civiles y estructurales, así como los constructores de sistemas altamente especializados, se han visto en la obligación de replantear sus criterios de diseño y objetivos en términos humanos, puesto que el hombre es la medida de los valores de las cosas.

Este retorno a los principios humanistas y los requerimientos fundamentales a ser satisfechos por el ambiente tecnológico obligan a la profesión a hacer una revisión de los diseños reglamentados, manteniendo en mente la función compleja de un reglamento en la sociedad : es usualmente un documento legal, pero también es una guía de diseño. Como materia de ética profesional, esto significa que debe encontrarse la evolución de los reglamentos de diseño con miras a producir diseños seguros dentro de un ambiente que balancee la seguridad y la inversión de recursos en términos humanos aceptables.

Los métodos existentes en la actualidad para diseño de estructuras podrían, en muchos casos, estar proveyendo un servicio adecuado a la sociedad; sin embargo, los conceptos fundamentales de seguridad estructural no están bien definidos y no se dispone de procedimientos realistas para evaluar tal seguridad, razón por la cual las técnicas de diseño se encaminan a absorber nuevos datos, proveer de nuevas formas estructurales e incrementar los factores de seguridad. No se puede concebir que el sistema quede muy por debajo del estado ideal óptimo en cualquier punto

en el tiempo .

La ausencia de conceptos de seguridad bien definidos conduce a dificultades significativas dentro de la profesión. En el presente no hay medida de la seguridad relativa de elementos estructurales tales como vigas y columnas, y de igual manera no hay medida de la seguridad global.

El propósito del diseño estructural es asegurar un comportamiento adecuado ante las diferentes condiciones que se pudieran presentar durante el período de diseño de la obra a proyectar, y la seguridad estructural se consigue, precisamente, cerciorándose por medio de los cálculos de diseño de que no se violen los límites de utilidad estructural obtenidos de las especificaciones estructurales aplicables. Hardy Cross¹ [1952,p.16] se refirió a la resistencia y estabilidad estructural haciendo uso de su estilo paradójico característico: " La mayor parte de los escritos en la rama de estructuras tratan sobre resistencia y estabilidad por la razón muy cierta, aunque no siempre obvia para el novato, de que si una construcción no tiene la resistencia suficiente, poco importa qué otros atributos tenga; casi puede llegar a decirse que la resistencia es esencial y lo contrario carece de importancia. El ingeniero estructural asegura la resistencia mediante el diseño basado en cuatro fuentes: análisis, ensayos, experiencia e intuición. Todas son auxiliares pero también pueden ser peligrosamente contradictorias ". No hay manera de lograr que sea absolutamente cierto que un análisis sea

correcto en el sentido de que la estructura no fallará, pues siempre existe una probabilidad finita de que tal situación se presente.

Entre los métodos de diseño estructural con que se cuenta actualmente se tiene el método de diseño por estados límites, conocido también como método de diseño por factores de carga y resistencia, el cual es un procedimiento que intenta hacer uso completo de la información disponible de las pruebas, de la experiencia de diseño y del juicio ingenieril, aplicado por medio de factores de seguridad obtenidos, preferiblemente, de análisis probabilistas. Por esta razón es considerado como el método más racional para lograr mejores cualidades de seguridad y economía en las estructuras.

El criterio general de diseño por estados límites se establece mediante la siguiente expresión :

$$\Sigma F_c \cdot Q_s \leq \Sigma F_R \cdot R_n$$

en la cual, el término de la izquierda representa la suma de los efectos de las cargas de trabajo especificadas (Q_s) amplificadas por sus respectivos factores de carga (F_c), y el término de la derecha representa la suma de las resistencias nominales mínimas (R_n) reducidas por factores adecuados de resistencia (F_R). En la figura 1.1(a) se ilustra el papel que desempeñan los factores F_c y F_R en el diseño por estados límites. Tanto los factores de carga como los de resistencia sirven al

propósito de proveer un margen de seguridad entre R_N y Q_S para tomar en cuenta la posibilidad eventual imprevisible pero posible de que las cargas reales puedan exceder el valor especificado y/o de que la resis-

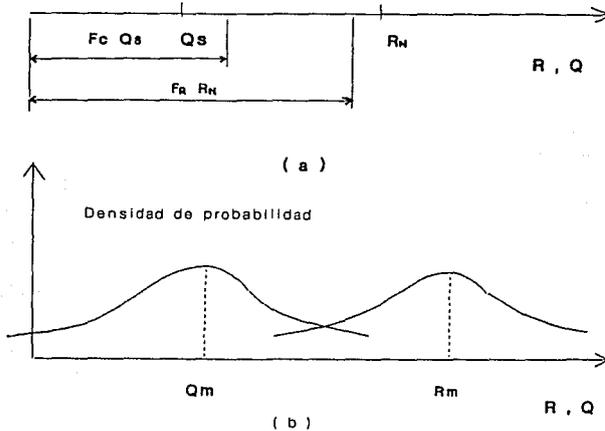


FIG. 1.1 DEFINICION DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

tencia real sea menor que el valor mínimo especificado. De hecho, podemos visualizar con facilidad que tanto los efectos de las cargas como los de las resistencias tienen una distribución probabilista que se caracteriza por curvas en forma de campana [fig. 1.1 (b)], con sus respectivos valores medios (R_m o Q_m) y desviaciones estándar (σ_R o σ_Q). Por este motivo, el exceder un estado límite es la condición en que $R < Q$, que siempre es una posibilidad. Así, se define la seguridad estructural como la probabilidad aceptable de que Q exceda a R , y el verdadero papel de F_c y F_R es asegurar que esta probabilidad sea muy pequeña. Se puede de-

terminar el margen de seguridad requerido estipulando una probabilidad pequeña aceptable de exceder un límite de utilidad estructural (estado límite), y a partir de las distribuciones de probabilidades conocidas de R y Q se puede, por el cálculo de la teoría de probabilidades, llegar al margen apropiado.

El método para obtener un margen de seguridad probabilista es como sigue: una estructura es segura (esto es, no viola un estado límite) si $R - Q \geq 0$, o $R/Q \geq 1$ o $\ln(R/Q) \geq 0$. La distribución de $\ln(R/Q)$ se muestra en la figura 1.2. El estado límite es violado si $\ln(R/Q)$ es negativo y la probabilidad de que esto suceda se representa en el área sombreada de la figura 1.2. Cuanto más pequeña sea esta área, más confiable será el elemento estructural, y su tamaño varía con la distancia desde el origen al valor medio de $\ln(R/Q)$. Esta distancia depende de dos factores: el ancho de la curva de distribución, caracterizado por su desviación estándar $\sigma_{\ln R/Q}$, y un factor β que se denomina el índice de confiabilidad. Para cualquier distribución dada de $\ln(R/Q)$, mientras más grande sea β , será menor la probabilidad de exceder un estado límite. De hecho, si conocemos la curva de distribución exacta, podemos relacionar esta probabilidad con el índice de confiabilidad β en forma directa.

Desafortunadamente, las distribuciones probabilistas de R y Q se conocen sólo para muy pocas resistencias y componentes de cargas, pero por lo menos conocemos los valores medios y las desviaciones estándar

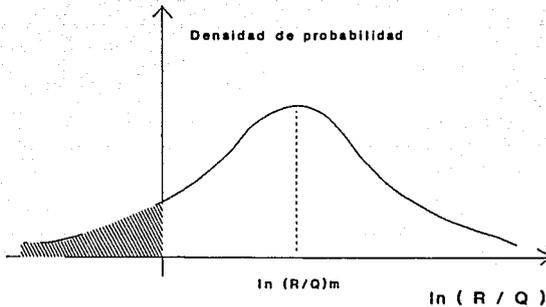


FIG. 1.2 DISTRIBUCION DE $\ln (R / Q)$

del análisis de los datos sobre cargas y propiedades de los materiales. De este conocimiento y de algunas aproximaciones descritas en las referencias 2 y 3 , podemos obtener la siguiente fórmula simple del índice de confiabilidad β :

$$\beta = \frac{\ln (R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}$$

En esta ecuación, los términos R_m y Q_m son los valores medios de la resistencia R y del efecto de las cargas Q , respectivamente, V_R y V_Q son los coeficientes de variación correspondientes (iguales a la desviación estándar entre valor medio respectivo).

En diseño sísmico, la función de confiabilidad de un sistema en un medio ambiente dado es la probabilidad de que el sistema sobreviva a todas las acciones que sobre él ejerza el medio ambiente durante un intervalo de tiempo dado⁴. Su cálculo se basa en la distribución de probabilidad del mínimo margen de seguridad durante el intervalo dado, y esta probabilidad es, a su vez, dependiente de las distribuciones de probabilidad de la resistencia del sistema y de las acciones ambientales a cada instante dentro del intervalo. En problemas de confiabilidad sísmica, el medio ambiente es descrito por modelos estocásticos de cargas muertas, vivas y sísmicas, mientras que la resistencia del sistema es descrita por probabilidades de ocurrencia de modos de falla para combinaciones dadas de las cargas mencionadas.

El enfoque antes mencionado, empleado como base en la obtención de los diversos márgenes de seguridad del método de estados límites, se encamina principalmente a la evaluación de la seguridad estructural a partir de las fuerzas que provoca el medio ambiente en el sistema y las resistencias que tal sistema ofrece ante los modos potenciales de falla en secciones críticas de los miembros ó en componentes estructurales. Sin embargo, el hecho que se llegue a alcanzar la fuerza máxima que en una determinada sección puede resistirse no significa la falla o agotamiento total de la resistencia en esa sección, pues más allá de ese estado pueden existir reservas adicionales importantes de resistencia.

Por lo anterior, se considera que los miembros o componentes estructurales fallan cuando se les somete a deformaciones excesivas que alcanzan los valores últimos que estos pueden soportar, y que es necesario evaluar la seguridad estructural a partir de las deformaciones demandadas por el medio ambiente y por las deformaciones que el sistema puede admitir en el estado de falla.

1.2 Objetivos

La necesidad de estudiar la forma en que los criterios de diseño sísmico y los factores de seguridad respecto a diversas acciones y modos de falla afectan las demandas de ductilidad locales y globales en las estructuras es lo que motivó el presente trabajo. Se presenta un procedimiento que permite evaluar la seguridad de sistemas estructurales compuestos por marcos dúctiles de concreto reforzado, sometidos a temblores simulados a partir de la componente EW del registro SCT 85 para terreno blando de la Ciudad de México, D. F., mediante el criterio de fallas locales a través de un formato de segundos momentos de primer orden; se estudia la forma en que se afectan los mecanismos de falla y las demandas de ductilidad locales en los distintos miembros estructurales a medida en que se logre la condición columna fuerte-trabe débil para diferentes factores de seguridad en trabes. Para lograr esto, se diseñaron las estructuras conforme el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (RCDF-87), con la excepción de que el valor

adoptado para el factor de seguridad por flexión en las trabes se varió de la siguiente manera : f_{st} (el valor especificado en el Reglamento), $0.8 f_{st}$ y $1.3 f_{st}$. Además, se estudia la forma en que se afectan las demandas de ductilidad de entrepiso como medida del comportamiento dinámico de los componentes estructurales de los marcos estudiados.

Se reflejan las incertidumbres inherentes en las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales, así como en las diferentes acciones que sobre tales estructuras pudiesen actuar mediante la técnica de simulación estadística; se describen aspectos muy importantes del comportamiento dinámico de este tipo de estructuras.

En el estudio se supone conocida la sismicidad del lugar en que se ubicarían las estructuras, es decir, se conoce la función de la tasa media de temblores con intensidades mayores a cierta intensidad dada por unidad de tiempo para el sitio de interés, $\nu(y)$.

CAPITULO II

NATURALEZA DE LAS VARIABLES POR ESTUDIAR

El término " diseño estructural " cubre la selección de la forma estructural y de las propiedades de los miembros. Por supuesto, todo diseño estructural es aproximado, pues las cargas se deben a circunstancias y fuerzas de la naturaleza; el ingeniero no puede predecir el futuro y las cargas futuras son inciertas y probabilistas. La resistencia de los materiales está sujeta a fluctuaciones estocásticas y las imperfecciones en geometría o en el material son también cantidades estocásticas que necesariamente deben estar sujetas a idealización para fines de análisis. Estas incertidumbres son parte de la naturaleza de las cargas y de las resistencias, las cuales nos obligan a realizar un planteamiento basado en conceptos de probabilidades y las técnicas de análisis es-

tadístico a fin de incluir la variabilidad de tales parámetros en el estudio del comportamiento de los sistemas estructurales en cualquier medio ambiente.

En este trabajo se consideran como variables aleatorias las siguientes :

a) Para la resistencia de los sistemas :

1. La resistencia a compresión en el concreto, f_c ,
2. El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, f_y ,
3. La base de las secciones transversales de los miembros, b ,
4. El peralte de las secciones transversales de los miembros, h , y
5. El recubrimiento del acero de refuerzo de los miembros, r .

b) Para las acciones ambientales :

1. Las cargas muertas ,
2. Las cargas vivas y
3. Las excitaciones sísmicas .

2.1 Funciones de distribución de la resistencia de los materiales

2.1.1 Concreto :

La variación en la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) se debe, entre otros factores, a la variación en las propiedades de los materiales componentes, proporciones de las mezclas, métodos de mezclado, transporte, colocación y curado.

En la referencia 5 se resumen los resultados sobre los parámetros estadísticos de f'_c sugeridos por diferentes investigadores dependiendo del control de calidad ^{6,7}. Algunos investigadores sugieren que la variación de f'_c sea representada por una función de distribución de probabilidades (f.d.p.) del tipo normal, aunque otros opinan que es más adecuado usar una f.d.p. del tipo lognormal ^{6,7,8}. En la tabla 2.1 se resumen los resultados mencionados.

TABLA 2.1 FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES
PARA f'_c SUGERIDAS POR VARIOS INVESTIGADORES

INVESTIGADOR	f.d.p. propuesta	COMENTARIOS
Julian, D. G. Salon, R. y Reinlz, R. C.	Normal Normal	Ref. 6
Freudental, A. M., Julian, D. G., Salon, R. y Reinlz, R. C.	Lognormal	Para concretos con control de calidad sobre [V = 20%] Ref. 6
Rusch, H., Seli, R., y Reckwitz	Normal	Ref. 6
Trejo, D. C.	Normal	Ref. 7
Meli, R.	Normal	$200 \cdot f'_c + 300 \text{ kg/cm}^2$ Ref. 8

En México se han realizado diferentes estudios estadísticos sobre la variación de los parámetros de f_c en concretos producidos en el Distrito Federal; Trejo⁷ muestra un estudio del concreto premezclado en donde indica que para resistencias nominales del concreto mayores o iguales que 200 kg/cm^2 , la desviación estándar se mantiene constante alrededor de los 45 kg/cm^2 para un buen control de fabricación. En el otro extremo, para concretos fabricados en obra con control pobre puede suponerse una desviación estándar de 70 kg/cm^2 . Meli y Villanueva⁸ presentan resultados de ensayos realizados en diversos laboratorios privados y dependencias oficiales en el Distrito Federal para resistencias usuales del concreto. Los resultados muestran que la desviación estándar de la resistencia para un mismo productor, para valores de $200 \leq f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$, es aproximadamente 35 kg/cm^2 . Cuando se consideran todos los productores en conjunto, esta desviación aumenta a 40 kg/cm^2 ; La función de distribución de probabilidades puede tomarse como una curva de distribución normal y el valor medio puede estimarse mediante la siguiente expresión :

$$\bar{f}_c = f'_c + 0.842 \sigma_{f_c} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

En la cual :

\bar{f}_c es el valor medio de la resistencia del concreto ,

f'_c es la resistencia especificada del concreto y

σ_{f_c} es la desviación estándar .

Estos resultados se resumen en la tabla 2.2 .

**TABLA 2.2 ESTADISTICAS DE CONCRETOS COMUNES EN EL DF
PARA DISTINTAS RESISTENCIAS ESPECIFICADAS**

f'c	n	x	S	V	% < f'c
200	358	230	38.5	18.8	19.6
250	311	268	44.0	16.7	37.9
300	276	321	41.3	12.9	29.4

n número de resultados

x resistencia med. kg/cm²

S desviación estandar de la muestra, kg/cm

V coeficiente de variación, %

% f'c por ciento menor que f'c

Sin embargo, una recopilación de estudios⁶ muestra que la resistencia del concreto en obra es menor que la de los cilindros de control, debido principalmente a los diferentes métodos de colocación y curado, al contenido de agua de los miembros aperaltados, así como al tamaño y forma de los elementos estructurales. Para tomar en cuenta estos efectos, Meli⁹, basado en estudios realizados por Petersons¹⁰, propone la siguiente expresión que determina la resistencia media en obra a partir de la obtenida en los cilindros de control :

$$\overline{f_{co}} = 0.75 \overline{f_c} + 30 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

En la cual :

$\overline{f_{co}}$ es la resistencia media en obra del concreto y

$\overline{f_c}$ es la resistencia media en cilindros de control .

y sugiere tomar un coeficiente de variación dado por :

$$V_{co}^2 = V_c^2 + V_{co}^2$$

Donde :

V_{co} es el coeficiente de variación en obra ,

V_c es el coeficiente de variación medio en los cilindros y

V_{co} es un coeficiente de variación adicional por efectos de los procedimientos constructivos (Se sugiere tomarlo igual a 0.10) .

En este trabajo se considera que la resistencia f_c tiene una función de distribución normal, que la desviación estándar vale 40 kg/cm^2 y se consideran las expresiones antes mencionadas para la obtención de la resistencia media en obra y del coeficiente de variación .

2.1.2 Acero de refuerzo :

Numerosos estudios estadísticos se han realizado en diversos países ^{11,12,13} con el objeto de establecer la función de distribución de probabilidades que se ajuste adecuadamente a la variación de la resistencia del acero de refuerzo. Tal variación obedece a diferentes causas, entre las cuales se mencionan :

a) La heterogeneidad del material, dada su composición química y

- el proceso de fabricación,
- b) Las diferentes condiciones de enfriamiento, que originan esfuerzos residuales con diferentes distribuciones y magnitudes,
 - c) La variabilidad de las áreas transversales,
 - d) Las condiciones en que se apliquen las cargas y
 - e) Los errores de apreciación de las lecturas de los esfuerzos durante los ensayos.

Entre los estudios realizados se destaca el que presentaron Mirza y Mc Gregor¹¹, cuyos resultados corresponden a un muestreo de barras de grado 42 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) ; de los resultados obtenidos a partir de los sondeos identificados como 1 y 4, se tiene que la función de distribución que mejor se ajusta para definir la variación del esfuerzo de fluencia (f_y) del acero de refuerzo es del tipo beta, con media de 4992 kg/cm^2 y una desviación estándar de 762.6 kg/cm^2 .

En México se han realizado algunos estudios en el Distrito Federal, entre los cuales podemos mencionar el de Villanueva y Meli¹³, Nieves³¹ y Mora¹² ; Todos ellos están referidos a las dos propiedades que más se relacionan con la resistencia estructural: el esfuerzo de fluencia (f_y) y el esfuerzo máximo (f_{su}) del acero de refuerzo, y se basan en el área nominal de las barras considerando que en la práctica se calculan las fuerzas que estos desarrollan como el producto del esfuerzo por el área mencionada; la diferencia entre el área real y el área nominal se acostumbra asociarla a la variabilidad del esfuerzo de fluencia. En todos

dos los casos se estudiaron barras de acero grado 42.

En el estudio realizado por Villanueva y Meli se observó que al aumentar el diámetro de las barras disminuyen la media y la desviación estándar ; se concluye que la variación de la resistencia en las barras de acero grado 42 para toda la producción en su conjunto puede representarse como una función de distribución de probabilidades del tipo normal. Para el esfuerzo de fluencia (f_y) se obtuvo un valor medio de 4680 kg/cm^2 con desviación estándar de 450 kg/cm^2 , mientras que para el esfuerzo máximo (f_{su}) el valor medio es de 7600 kg/cm^2 y su desviación estándar de 750 kg/cm^2 . Estos resultados se pueden observar en el resumen de la tabla 2.3 y se toman de base para el presente trabajo.

TABLA 2.3 RESUMEN DE MUESTREO DE BARRAS DE ACERO GRADO 42 POR VILLANUEVA Y MELI.

MARCA	Ø	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MAXIMO				
			x	s	v	$\frac{s}{x}$	x	s	v	$\frac{s}{x}$	
I	.	880	4389	248	7.1	0.67	8008	611	6.3	0.0	
		830	4302	291	6.6	23.8	7214	493	6.8	3.6	
		694	4667	512	10.9	19.1	7377	608	10.9	8.3	
..	.	3	446	4970	660	11.20	11.0	7406	670	11.7	10.0
		4	696	4670	480	10.60	22.0	7360	600	10.9	9.0
		6	360	4796	410	9.71	9.0	7866	660	8.39	1.0
		6	331	4696	360	7.47	8.0	7866	690	7.38	0.4
		8	382	4662	270	6.93	9.0	7786	480	6.18	0.1
TODOS LOS DIAMETROS Y TODAS LAS MARCAS											
		2104	4680	460	8.6	11.8	7600	760	8.9	6.7	

• Todos los diámetros .. Todas las marcas

Ø Diámetro de las barras en octavos de pulg.

2.2 Funciones de distribución de las dimensiones estructurales

Las imperfecciones geométricas son variaciones inevitables, tanto en las dimensiones como en la forma y posición de una estructura o elemento estructural con respecto a los planos de proyecto ; estas se deben a la combinación de diversas causas que pueden ser básicamente de dos tipos :

- a) Las que resultan del proceso constructivo y de la actividad misma de construcción, las que dependen esencialmente de la calidad de la mano de obra y de los equipos empleados y
- b) Las que provienen de las características propias de los materiales y de la estructura misma, como por ejemplo, movimientos por cambios de humedad y temperatura, deformaciones inmediatas, etc.

Las principales imperfecciones geométricas de una estructura son : variaciones en las secciones transversales de los miembros (forma y dimensiones), posición del acero de refuerzo longitudinal (recubrimientos), cambios en los detalles de uniones y traslapes, cambios en la distribución de los estribos, falta de verticalidad en las columnas (desplomes), falta de alineamiento entre columnas y trabes y variación en los claros entre ejes de columnas. En este trabajo se consideran únicamente las variaciones en las dimensiones de las secciones transversales de los miembros y en los recubrimientos del acero de refuerzo.

2.2.1 Dimensiones en trabes :

Algunos investigadores recomiendan que se emplee una f.d.p. del tipo normal para representar la variabilidad del ancho de las vigas mientras que otros opinan que esta sea lognormal ¹¹. Mirza y Mc Gregor presentan un resumen de varios estudios estadísticos del ancho de vigas coladas en sitio y precoladas, recomendando que se emplee una f.d.p. del tipo normal con desviación media respecto de la nominal de +0.254 cm. y una desviación estándar de 0.366 cm. Con respecto al peralte, proponen que se emplee una f.d.p. del tipo normal con desviación media respecto de la nominal de -0.279 cm. y una desviación estándar de +0.544 cm. Estos parámetros son los que se emplean en este estudio.

2.2.2 Dimensiones en columnas :

De manera similar que en los estudios antes mencionados, se han hecho evaluaciones directas en edificios de la Ciudad de México para obtener los parámetros estadísticos de variación en las dimensiones de columnas de concreto reforzado. Mendoza et al ¹⁴ observaron que existe una mayor variación en el lado corto que en el lado largo de columnas rectangulares y que sus dimensiones en la parte inferior son mayores. Otro estudio ¹⁵ muestra que a medida en que aumenta el valor nominal de las dimensiones en columnas aumenta también el valor de la media con relación a dicho valor nominal, pero estos resultados se obtuvieron para una pequeña muestra de columnas.

Allen¹⁶ propone que se tome una f.d.p. del tipo normal con valor medio igual al nominal y una desviación estándar de 0.32 cm. para cualquier tamaño de la sección transversal en las columnas. En la referencia 11 se muestra un resumen de resultados de varios investigadores y se recomienda utilizar una f.d.p. normal con desviación media respecto de la nominal de +0.159 cm. y desviación estándar de 0.635 cm., valores usados en el presente trabajo.

2.2.3 Recubrimiento en trabes :

Algunos investigadores proponen que se emplee una f.d.p. del tipo normal para el recubrimiento en trabes ¹¹, considerando que el recubrimiento en el lecho superior presenta valores medios y desviaciones estándar mayores que en el lecho inferior. Se sugiere el empleo de una desviación media respecto de la nominal de +0.318 cm. con desviación estándar de 1.588 cm. para el recubrimiento superior y una desviación media de +0.159 cm. y desviación estándar de 1.111 cm. para el recubrimiento inferior.

En el presente trabajo se adopta una sola variable para definir los recubrimientos de ambos lechos, con f.d.p. normal y los valores que se sugieren para el lecho inferior en la ref. 11, a fin de simplificar los modelos.

2.2.4 Recubrimiento en columnas :

Para el recubrimiento en columnas también se ha encontrado que es adecuado suponer una f.d.p. normal^{17,18}; sin embargo, se han hecho otros estudios en los que se ha encontrado que se ajusta mejor una función de distribución lognormal¹⁴. Basado en estudios de Redekop, Grant¹⁸ sugiere que la variación del recubrimiento sea descrita por una f.d.p. normal con media obtenida de la siguiente expresión :

$$\bar{r} = r_n + 0.635 + 0.004 h \quad [\text{cm.}]$$

Donde :

\bar{r} es el valor medio del recubrimiento ,

r_n es el recubrimiento nominal y

h es la dimensión transversal de la columna.

y una desviación estándar de 0.42 cm. para cualquier sección . Este último criterio se adopta en el presente trabajo.

2.3 Incertidumbres en las sollicitaciones

2.3.1 Cargas Muertas

La carga muerta varía en relación directa a la variación de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales, por lo

que las incertidumbres de esta dependen de tales variaciones. En algunos estudios se han tomado las cargas gravitacionales mediante una relación directa entre cargas vivas y muertas²⁰, y en ambas se utiliza una f.d.p. del tipo gamma.

Un análisis de los pesos volumétricos especificados por el reglamento indica que sus valores tienen una probabilidad de ser excedidos que varía entre 2 y 5 por ciento⁹. Por tanto, puede suponerse la siguiente relación entre el valor nominal y el valor medio de la carga muerta:

$$S_{dM} = m_{SM} (1 + 2 C_{wM})$$

En la cual :

S_{dM} es el valor nominal de la carga,

m_{SM} es su valor medio y

C_{wM} es el coeficiente de variación.

En este trabajo se considera que la carga muerta posee una f.d.p. del tipo gamma independiente de la carga viva, con valores nominales de acuerdo a los modelos empleados, valores medios obtenidos de la expresión sugerida arriba y un coeficiente de variación de 0.08, que es el valor típico propuesto en la referencia 9.

2.3.2 Cargas Vivas

Las incertidumbres en la carga viva dependen de los ocupantes de

la estructura, de su uso y de las cargas que actúan en la vecindad del punto de interés (correlación espacial)¹⁹ . La variación de este tipo de carga con el tiempo puede ser súbita, como en el caso de eventos extraordinarios tales como fiestas y reuniones, durante los cuales se presentan intensidades relativamente altas pero de corta duración, pero en la mayor parte del tiempo se tienen intensidades menores con poca variación²⁰ (fig. 2.1); a las primeras se les denomina **cargas vivas extraordinarias o transitorias** y a las últimas se les asigna el término de **carga viva sostenida**. Debido a lo anterior, la intensidad de la carga viva a lo largo del tiempo en una estructura puede representarse como un proceso estocástico de Poisson, según se puede ver en las referencias 21,24 y 25. La probabilidad de ocurrencia simultánea de un sis-

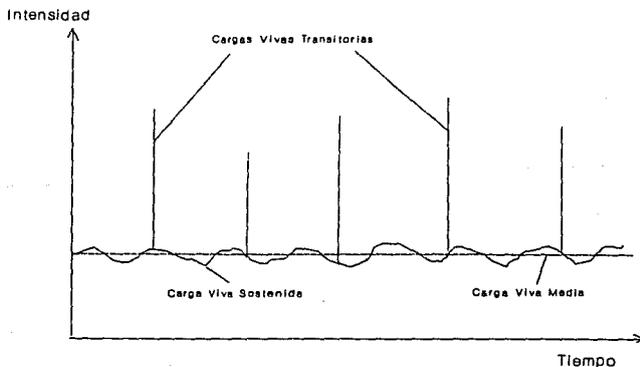


FIG. 2.1 VARIACION DE LA CARGA VIVA CON EL TIEMPO

mo de gran magnitud y una carga viva extraordinariamente alta es tan pequeña que puede despreciarse y por ello se acostumbra considerar so-

lamente la porción de la carga viva sostenida en los modelos probabilistas.

En la ref. 22 se muestran resultados típicos para cargas vivas en oficinas obtenidos de muestreos en unidades con áreas menores de 14 m^2 . En muchos casos la mejor f.d.p. que se ajusta a los datos observados es del tipo gamma. El modelo probabilista más detallado para las cargas vivas que toma en cuenta las variaciones en el tiempo y la presencia de eventos extraordinarios ha sido propuesto en las refs.23 y 24. Este modelo incluye una f.d.p. de la carga viva sostenida en cualquier instante dado, un modelo de proceso estocástico para la ocurrencia de variaciones bruscas de tal carga, un modelo de covarianzas para las intensidades de carga en diversos puntos de una construcción, un modelo conceptual para la ocurrencia de eventos extraordinarios, incluyendo la distribución de sus magnitudes y tiempos de ocurrencias, así como un criterio simplificado para la estimación de distribuciones de probabilidad de los efectos de cargas máximas individuales y combinadas durante intervalos de tiempo dados.

De acuerdo con la ref. 21, $w_L(x,y)$, la intensidad instantánea de la carga viva sostenida en un punto con coordenadas horizontales x , y en un piso dado puede expresarse como sigue :

$$w_L(x,y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \epsilon(x,y)$$

Aquí, m es una media global de la intensidad de la carga viva para la población de estructuras que poseen el mismo tipo de ocupación, γ_b , γ_f y ϵ son variables aleatorias independientes de media cero que cubren la variación de intensidades de edificio a edificio, de piso a piso de un mismo edificio y de un punto a otro del mismo piso, respectivamente.

Después de algunas simplificaciones, la varianza de la carga media U actuando sobre un área A de un piso dado se expresa por :

$$\text{var } [U(A)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_s^2 \frac{\pi d}{A}$$

En la cual σ_b^2 , σ_f^2 y σ_s^2 representan las varianzas entre edificios, entre pisos y de un punto a otro del piso en cuestión, respectivamente, y d es un parámetro por determinar. En la referencia 21 se muestran resultados obtenidos de un estudio sobre cargas en oficinas ²³ cuyos datos se tomaron de la ref. 27, en el cual se estimó un valor de d igual a 0.84 m².

Similarmente a lo que se propone para las cargas muertas, para las cargas vivas se sugiere emplear una expresión que relacione los valores nominales y los valores medios⁹ como se muestra a continuación :

$$S_{dv} = m_{sv} (1 + 2 C_{v_v})$$

En la cual :

S_{dv} es el valor nominal de la carga,

m_{sv} su valor medio y

C_{wv} es el coeficiente de variación.

De un estudio realizado por Mitchell^{2B} se deducen los parámetros para cargas vivas que se muestran en la fig. 2.2 para distintas áreas tributarias⁹. La media de la carga viva varía muy lentamente con el área tributaria, excepto para áreas muy pequeñas en que su valor aumenta rápidamente. El coeficiente de variación de la carga viva también disminuye al aumentar el área tributaria, y varía entre 0.25 y 0.45.

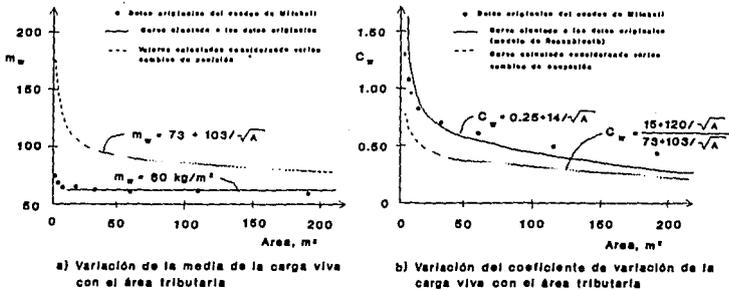


Fig. 2.2 Parámetros estadísticos de la carga viva (calculados a partir de los sondeos de Mitchell para carga viva en oficinas)

En este trabajo se considera que las cargas vivas tienen una f.d.p. del tipo gamma, que sus valores nominales son los que se especifican en el RCDF-87, que los valores medios varían con los nominales de acuerdo a la expresión mostrada arriba y que el coeficiente de variación varía con el área tributaria según el modelo de Rosenblueth ajustado a los datos originales del sondeo de Mitchell, o sea :

$$C_{w_v} = 0.25 + \frac{14}{\sqrt{A}}$$

2.3.3 Excitaciones Sísmicas

Las incertidumbres en las excitaciones sísmicas surgen de la aleatoriedad del origen, magnitud y mecanismo de ruptura del sismo, así como de los efectos de trayectoria de las ondas y de amplificación local. Estas incertidumbres son mucho mayores que las correspondientes a las variables mencionadas en las secciones anteriores.

Se han propuesto varios modelos estocásticos para tomar en cuenta las incertidumbres citadas; entre ellos podemos mencionar los que incorporan procesos no estacionarios en el dominio del tiempo mediante el uso de funciones deterministas moduladoras de la amplitud con variación lenta³⁰. Las características de un proceso no estacionario obtenido por modulación de la amplitud y frecuencia de un proceso estacionario di-

fieren de las correspondientes a un proceso oscilatorio²⁹. El acelerograma registrado en el estacionamiento del edificio de SCT, correspondiente a la componente E-W del sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985, se ha empleado para generar registros artificiales de aceleración del terreno y calibrar modelos no estacionarios de los tipos mencionados arriba. Las respuestas lineales y no lineales de sistemas de un grado de libertad indican que el proceso con amplitud y frecuencia moduladas es adecuado para realizar estudios de confiabilidad, dado que los coeficientes de variación de las demandas de ductilidad de sistemas excitados con acelerogramas generados usando este modelo resultaron muy cercanos a los que corresponden a acelerogramas reales.

Parte de estos acelerogramas se utilizaron en el desarrollo del presente trabajo, los cuales se combinaron aleatoriamente con las familias de marcos simulados para cada grupo de casos estudiados.

CAPITULO III

SIMULACION DE VARIABLES

Con el advenimiento de la computadora, una de las más importantes herramientas para analizar el diseño y operación de sistemas o procesos complejos es la simulación. Aunque la construcción de modelos arranca desde el Renacimiento, el uso moderno de la palabra simulación data de 1940, cuando los científicos Von Neuman y Ulam que trabajaban en el proyecto Monte Carlo, durante la Segunda Guerra Mundial, resolvieron problemas de reacciones nucleares cuya solución experimental sería muy costosa y el análisis matemático demasiado complicado.

Con el objeto de considerar las incertidumbres en las propiedades estructurales y en las cargas gravitacionales que actúan sobre las estructuras se utilizó el método de Monte Carlo, el cual es una técnica de resolución de problemas numéricos a través del muestreo experimental y que consta normalmente de tres pasos :

1. Simular las variables aleatorias,
2. Resolver el problema determinista un número suficientemente grande de veces y
3. Analizar estadísticamente los resultados.

A continuación se hace una descripción de los procedimientos empleados en la simulación de las variables involucradas para la definición de las propiedades estructurales y de las cargas gravitacionales que se consideran en los modelos de marcos estudiados. Cabe señalar que en este trabajo se realizan únicamente un total de cinco simulaciones por caso, debido fundamentalmente a los grandes requerimientos computacionales que el modelo matemático empleado demanda para lograr alcanzar los objetivos propuestos.

3.1 Simulación de propiedades estructurales

Ya se ha mencionado que todas las variables asociadas a las propiedades estructurales (f'_c , f_y , b , h y r) pueden ajustarse mediante

f.d.p. normales (o gaussianas) con sus respectivos dos primeros momentos estadísticos.

Una variable aleatoria continua cuya función de densidad está dada por la expresión :

$$f_x (y) = \frac{e^{-(y-\mu)^2 / 2\sigma^2}}{\sigma \sqrt{2\pi}} \quad , \quad -\infty < y < \infty$$

se dice que es una variable aleatoria con distribución normal, con media μ y desviación estándar σ . La función de distribución acumulada correspondiente (FDA) se expresa por :

$$F_x (b) = \int_{-\infty}^b \frac{e^{-(y-\mu)^2 / 2\sigma^2}}{\sigma \sqrt{2\pi}} dy$$

Haciendo $z = (y-\mu)/\sigma$, la FDA queda en la forma :

$$F_x (z) = \int_{-\infty}^z \frac{e^{-z^2 / 2}}{\sigma \sqrt{2\pi}} dz$$

donde z es una variable normal estándar, $N(0,1)$.

Por otro lado, dada $P(x)$ en el intervalo $(0,1)$ con distribución uniforme, siendo $P(x)$ la FDA de la variable x , se pueden determinar las variables independientes x con distribución normal estandarizada

mediante la siguiente expresión aproximada⁴³:

$$x = t - \frac{C_0 + C_1 t + C_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3}$$

Donde :

$t = \sqrt{\ln 1/p^2}$, siendo p un número aleatorio con distribución uniforme,

$C_0 = 2.515517$, $C_1 = 0.802853$, $C_2 = 0.010328$,

$d_1 = 1.432788$, $d_2 = 0.189269$ y $d_3 = 0.001308$.

siendo este criterio el que se adopta para este trabajo. Sin embargo, se requiere realizar la simulación de las propiedades de todos los elementos de cada marco, las que se encuentran correlacionadas, para lo cual se utiliza el método de transformación lineal :

Sea $\{m\}$ el vector de medias de la variable aleatoria que se desea simular, $[V]$ su matriz de covarianzas (generada como el producto de las desviaciones estándar por sus coeficientes de correlación entre elementos) y $\{Y\}$ el vector cuyos valores son las variables a simular con una f.d.p. dada.

Consideremos que alguna transformación lineal de un vector n -dimensional es el equivalente de su premultiplicación por alguna matriz $[C]$ como se muestra :

$$\{Y\} = [C] \{Z\}$$

donde $\{Y\}$ es un vector simulado con media cero, $\{Z\}$ es un vector con f.d.p. dada y $[C]$ es una matriz triangular inferior tal que :

$$y_1 = c_{11} z_1$$

$$y_2 = c_{21} z_1 + c_{22} z_2$$

$$y_3 = c_{31} z_1 + c_{32} z_2 + c_{33} z_3$$

.

.

.

$$y_n = c_{n1} z_1 + c_{n2} z_2 + c_{n3} z_3 + \dots + c_{nn} z_n$$

y que sus elementos cumplan con :

$$E[\{Y\}\{Y\}^T] = [V] \quad \text{y} \quad E[\{Z\}\{Z\}^T] = [I]$$

donde $E[\cdot]$ representa la esperanza, $[V]$ la matriz de covarianzas e $[I]$ la matriz identidad.

Entonces :

$$\{Y\}\{Y\}^T = [[C]\{Z\}] [[C]\{Z\}]^T$$

de donde se deduce que :

$$[C][C]^T = [V]$$

lo cual representa la descomposición de la matriz positiva definida de covarianzas [V] en un producto de una matriz triangular inferior [C] y su transpuesta. Esta es conocida como la descomposición de Cholesky³². El vector {Z} tiene varianzas unitarias y el vector simulado {Y} con media {M} puede determinarse mediante la expresión :

$$\{Y\} = [C]\{Z\} + \{M\}$$

donde los componentes de {Z} son variables normales estandarizadas.

Resumiendo, el procedimiento para generar las variables correspondientes a las propiedades estructurales que se emplea en este trabajo es como sigue :

Para cada una de las variables aleatorias (fc, fy, b, h y r) :

1. Se genera la matriz de covarianzas [V] de orden NE (el número total de elementos), cuyos componentes se obtienen como :

$$v_{ij} = \sigma_i \rho_{ij} \sigma_j$$

donde v_{ij} es la covarianza entre los elementos i y j, σ_i y σ_j son las desviaciones estándar para los elementos i y j, respectivamente, y ρ_{ij} es el coeficiente de correlación entre los elementos i y j; en este trabajo se consideran los coeficientes ρ con valores constantes para cada variable : para fc se toman iguales a 0.6 y para el resto de variables valen 0.8 cuando $i \neq j$

- mientras que todos valen 1.0 cuando $i=j$,
2. Se realiza la descomposición de Cholesky de donde se obtiene la matriz [C],
 3. Se obtiene el vector de variables independientes {Z} con distribución normal estandarizada mediante las expresiones propuestas anteriormente, obtenidas de la ref. 43, y
 4. Se genera el vector aleatorio de la variable que se desea simular usando la expresión $\{Y\} = [C]\{Z\} + \{M\}$.

3.2 Simulación de cargas gravitacionales

Las cargas muertas y vivas se obtienen suponiendo que su f.d.p. es del tipo gamma; en este caso, para simular variables con distribución gamma, la f.d.p. se puede expresar como :

$$f_X(x) = \begin{cases} \frac{x^{\alpha-1} e^{-x/\beta}}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} & , 0 \leq x \leq \infty , \alpha > 0 , \beta > 0 \\ 0 & , \text{en otro caso} \end{cases}$$

donde :

$$\beta = \frac{1}{\lambda} \quad , \quad \lambda = \frac{m_x}{\text{var}(X)}$$

$$\alpha = \frac{m_x^2}{\text{var}(X)} \quad \text{y}$$

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} t^{\alpha-1} e^{-t} dt \quad , \quad \alpha > 0 .$$

Si α es un entero :

$$\Gamma(\alpha) = (\alpha-1)!$$

En este trabajo se supone que cada una de las cargas gravitacionales (muertas y vivas) puede obtenerse mediante el producto de³⁵:

$$W_1 = \gamma_1 W$$

donde γ_1 y W son consideradas como variables independientes entre sí y además $\bar{\gamma}_1 = 1$ y $\bar{W}_1 = \bar{W}$.

Así :

$$\begin{aligned} \text{cov}(W_1, W_j) &= E(W_1 W_j) - E(W_1) E(W_j) \\ &= E(\gamma_1 \gamma_j) E(W^2) - E(\gamma_1) E(\gamma_j) E(W_1) E(W_j) \\ &= E(\gamma_1 \gamma_j) E(W^2) - E^2(W) \end{aligned}$$

Puesto que $E(W^2) = \text{var}(W) + E^2(W)$, al sustituir y desarrollar :

$$\begin{aligned} \text{cov}(W_1, W_j) &= E(\gamma_1 \gamma_j) (\text{var}(W) + E^2(W)) - E^2(W) \\ &= E(\gamma_1 \gamma_j) (V_W^2 E^2(W) + E^2(W)) - E^2(W) \\ &= E(\gamma_1 \gamma_j) E^2(W) (V_W^2 + 1) - E^2(W) \end{aligned}$$

Para $i \neq j$ y suponiendo que $\sigma_{W_1} = \sigma_{W_j}$

$$\rho_{1j} \sigma_{W_1} \sigma_{W_j} = \rho_{1j} V_{W_1}^2 E^2(W) = V_W^2 E^2(W)$$

$$\rho_{1j} V_{W_1}^2 = V_W^2$$

Por otra parte se tiene que :

$$V_{W_1}^2 = V_{\gamma_1}^2 + V_W^2 + V_{\gamma_1}^2 V_W^2$$

de donde :

$$V_{\gamma_1}^2 = \frac{V_{W_1}^2 - V_W^2}{1 + V_W^2}$$

Así, conociendo V_{W_1} y ρ_{1j} se pueden obtener V_W y V_{γ_1} . Para obtener la variable correlacionada que se necesita, se simulan en forma independiente las variables γ_1 y W con distribución gamma y el producto de ambas será la variable deseada. Esta variable no tiene rigurosamente una distribución gamma (realmente es el producto de dos variables con distribución gamma), pero se considera una aproximación aceptable ante la ausencia de algoritmo para la simulación de variables aleatorias multivariadas con distribución gamma.

Para generar números aleatorios con distribución gamma se emplea el algoritmo que sugieren Ahrens y Dieter³³, el cual hace uso de la distribución truncada de Cauchy, y que a continuación se describe :

Sea $G(\alpha, \beta)$ la función de distribución gamma con $\alpha < 1$ de la variable que se desea simular; entonces, se procede a realizar los siguientes pasos :

1. Se determina $\gamma = \alpha - 1$,
2. Se genera un número aleatorio U con distribución uniforme en el intervalo $(0, 1)$,
3. Se obtiene $Y' = \gamma + \beta \tan \pi(U - 1/2)$,
4. Se genera un número aleatorio V con distribución exponencial,
5. Se hace la siguiente comparación :
Si $-V \leq \ln \left[1 + (Y' - \gamma)^2 / \beta^2 \right] + \gamma \ln (Y' / \gamma) - Y' + \gamma$,
entonces Y' es aceptado ; en caso contrario
6. Se regresa al paso 2.

La variable V se puede obtener con el método de la transformada inversa³², el cual se describe a continuación :

Sea una variable aleatoria y definida en el dominio (a, b) , cuya función f.d.p. es $f_Y(y)$ y su F.D.A. es $F_Y(y)$. Se requiere que se satisfaga la ecuación (ver fig. 3.1) :

$$F_Y(y) = x \quad \text{ó} \quad y = F_Y^{-1}(x)$$

donde x es un valor posible de X , que es una variable distribuida uniformemente. Se debe cumplir que $F_Y(a) = 0$ y que $F_Y(b) = 1$; además debe

satisfacerse la siguiente expresión :

$$P(y \leq Y \leq y + dy) = P(F_Y(y) \leq X \leq F_Y(y + dy))$$

Pero X tiene f.d.p. uniforme en el intervalo (0,1), por lo que :

$$P(y \leq Y \leq y + dy) = F_Y(y + dy) - F_Y(y) = f_Y(y) dy$$

En el caso de la distribución exponencial, la f.d.p. es de la siguiente forma³⁶:

$$f_Y(y) = \begin{cases} \lambda e^{-\lambda y} & \text{si } y \geq 0 \\ 0 & \text{si } y < 0 \end{cases}$$

La F.D.A. de esta distribución es :

$$F_Y(y) = \int_0^y \lambda e^{-\lambda t} dt = 1 - e^{-\lambda y}$$

Igualando la distribución acumulada con el valor x de la variable X con distribución uniforme, se obtiene :

$$1 - e^{-\lambda y} = x$$

$$e^{-\lambda y} = 1 - x$$

Pero si X sigue una distribución uniforme, entonces 1-X también

sigue esta distribución. Por consiguiente :

$$e^{-\lambda y} = x$$
$$y = -\frac{1}{\lambda} \ln x$$

En este trabajo se obtiene la variable V mediante la expresión :

$$V = -\ln X$$

donde X es un número aleatorio con distribución uniforme en el intervalo (0,1).

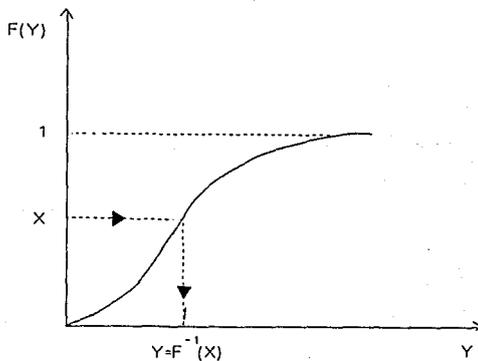


FIG. 3.1 FORMA GRAFICA DEL METODO DE LA TRANSFORMADA INVERSA

3.3 Simulación de excitaciones sísmicas

Anteriormente se mencionó que para considerar la sismicidad del sitio en que se ubicarían las estructuras que se emplean en el presente trabajo, se utilizan acelerogramas simulados a partir de la componente E-W del sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985 y registrado en SCT, los que se generaron mediante la implementación de un modelo de proceso estocástico no estacionario con amplitud y frecuencia moduladas²⁹; en esta sección se expone brevemente el trabajo realizado por investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM, así como las características más importantes de tales registros artificiales.

Consideremos el proceso $Y(t)$ y la función moduladora de la amplitud $c(t)$. Sea $\phi(t)$ una función moduladora de la frecuencia siempre positiva y con valores reales tal que satisface las condiciones $\phi(t) = 0$ y $\phi'(t) > 0$ para $t \geq 0$.

El proceso

$$X(t) = c(t) Y(\phi(t))$$

es derivado de $Y(t)$ al modular su amplitud y frecuencia. Puede también expresarse en la forma :

$$X(t) = c(t) \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega \phi(t)} dZ(\omega)$$

si $Y(t)$ tiene la representación espectral

$$Y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega \phi(t)} dZ(\omega)$$

en la cual $Z(\omega)$ tiene incrementos ortogonales de su varianza

$$E \left[|dZ(\omega)|^2 \right] = S_Y(\omega) d\omega$$

La función de covarianzas de $X(t)$ se obtiene directamente de la ecuación anterior y resulta :

$$\begin{aligned} B(t, t+\tau) &= E[X(t) X(t+\tau)] \\ &= c(t) e^{i\omega \tau} E_Y[\phi(t+\tau) - \phi(t)] \\ &= c(t) c(t+\tau) \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega[\phi(t+\tau) - \phi(t)]} S_Y(\omega) d\omega \end{aligned}$$

de modo que la varianza de $X(t)$ al tiempo t tiene la expresión :

$$\sigma^2(t) = B(t, t) = c^2(t) \sigma_Y^2$$

Para generar los acelerogramas se consideró la evolución temporal de la intensidad como contenido de frecuencia. Se proponen expresiones

que representen las funciones esperadas de densidad espectral y se realiza una superposición de ondas sinusoidales para cada acelerograma.

El modelo puede describirse como el producto de funciones que consideren la evolución temporal de la amplitud, de la frecuencia y del ancho de banda :

$$X(t) = c(t) Y[\bar{\Omega}(t), \bar{A}(t)]$$

donde $c(t)$ es una función moduladora de la amplitud en el tiempo y $Y[\bar{\Omega}(t), \bar{A}(t)]$ determina la evolución temporal de la frecuencia y del ancho de banda.

La densidad espectral evolutiva de este proceso puede expresarse como :

$$G(\omega, t) = [c(t)]^2 G_Y(\omega, t) \quad \omega \geq 0$$

donde $G_Y(\omega, t)$ es la densidad espectral evolutiva con frecuencias positivas; al haber un espectro de amplitudes de Fourier con un número fijo (NK) de frecuencias dominantes (modos) en el tiempo, esta expresión se transforma en :

$$G(\omega, t) = \sum_{k=1}^{NK} [c(t)]^2 G_Y(\omega, t)_k \quad \omega \geq 0$$

En forma explícita, la ecuación utilizada para la generación de acelerogramas es :

$$X(t) = \sum_{k=1}^{NK} c_k(t) \sum_{i=1}^{N\omega} \sigma_k(\omega_i, t) \left\{ V_i \cos(\omega_i t) + W_i \text{sen}(\omega_i t) \right\}$$

donde:

$$\sigma_k(\omega_i, t) = \left[\sum_{k=1}^{NK} c_k^2(t) G_Y(\omega_i, t)_k \Delta\omega_i \right]^{1/2},$$

$X(t)$ es la aceleración artificial generada,

ω_i es la i -ésima frecuencia considerada,

$N\omega$ es el número de intervalos de frecuencia considerados,

$\Delta\omega_i$ es el i -ésimo intervalo de frecuencia y

V_i, W_i son variables aleatorias no correlacionadas con media cero y varianza unitaria.

Para llevar a cabo el proceso de simulación se requiere contar con las funciones $c(t)$ y $G(\omega, t)$ que ya se han mencionado; para esto se suponen formas que satisfagan los momentos estadísticos m_1 de la densidad espectral del acelerograma real :

$$m_1 = \int_0^{\infty} \omega^1 G(\omega, t) d\omega$$

La forma de densidad espectral que se supuso es :

$$G(\omega, t) = \sum_{k=1}^{NK} c_k^2(t) \exp \left| -A_k(t) (\omega - \Omega_k(t))^2 \right|$$

Las funciones moduladoras $c_k(t)$, $A_k(t)$ y $\Omega_k(t)$ se calibraron para las funciones de densidad de potencia de ocho segmentos del acelerograma SCT-EW con duración de 24.36 seg. cada uno (ver figs. 3.2, 3.3 y 3.4).

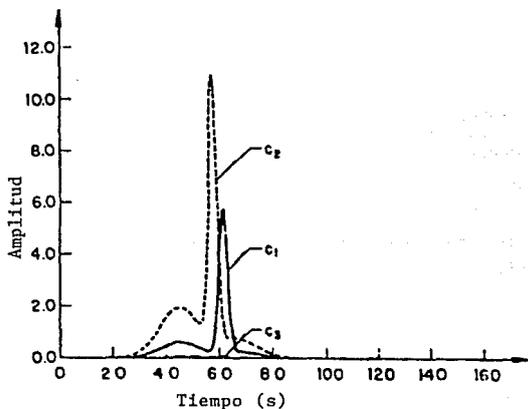


FIG. 3.2 FUNCIONES MODULADORAS DE LA AMPLITUD

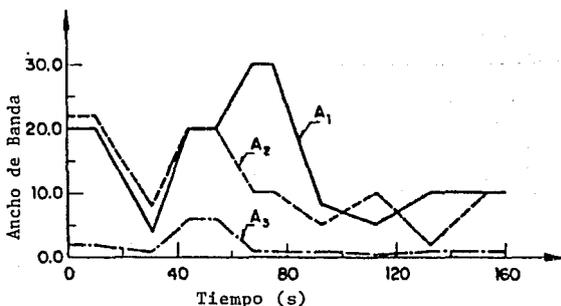


FIG. 3.3 FUNCIONES MODULADORAS DEL ANCHO DE BANDA

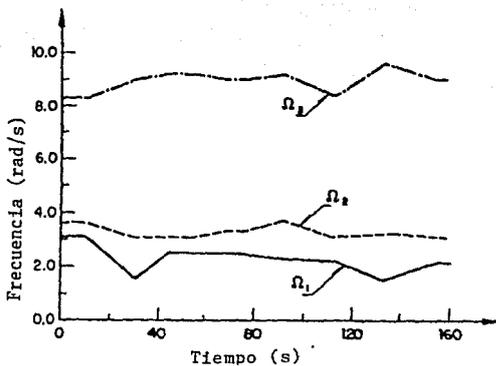
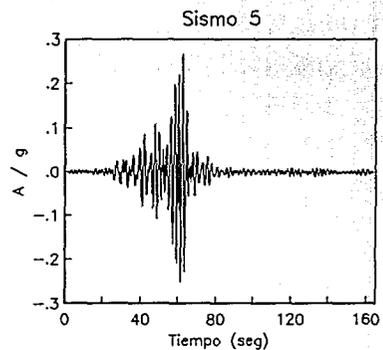
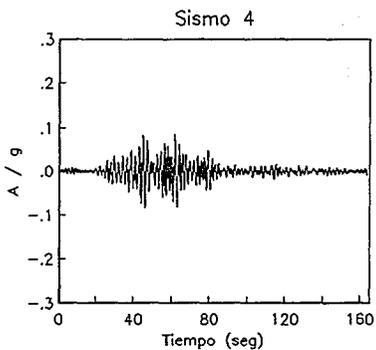
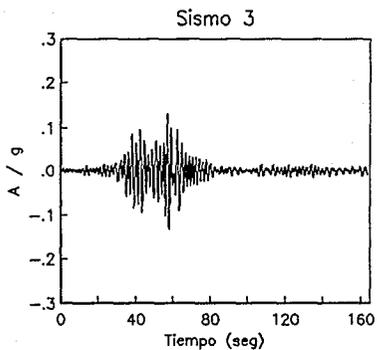
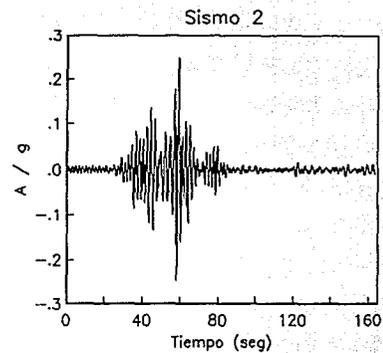
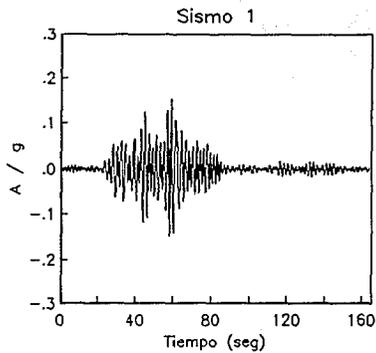
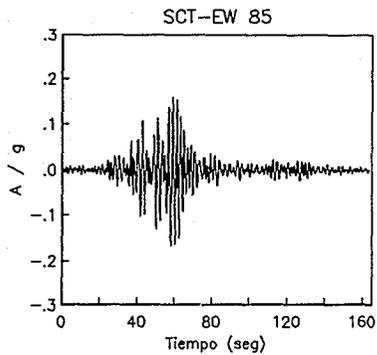


FIG. 3.4 FUNCIONES MODULADORAS DE LA FRECUENCIA

Los sismos simulados que se utilizan en el presente trabajo se han designado con los números del 1 al 5 ; sus acelerogramas respectivos se muestran en la fig. 3.5, al igual que el correspondiente al registro SCT-EW que se emplea como base de las simulaciones.



*FIG. 3.5 ACELEROGRAMAS SCT-EW 85 Y DE SISMOS SIMULADOS
USADOS EN ÉSTE TRABAJO*

CAPITULO IV

DESCRIPCION DEL MODELO MATEMATICO

En este capítulo se hace una descripción de los diferentes modelos que se adoptan para definir todas y cada una de las partes involucradas en los sistemas estructurales que se estudian en este trabajo, o sea, el modelo matemático que reproduce las características más relevantes de los sistemas compuestos por marcos dúctiles de concreto reforzado que permitirán conocer las respuestas que estos presentan ante un medio ambiente como la zona blanda de la Ciudad de México, D. F., al experimentar movimientos del terreno similares a los registrados durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985.

4.1 Criterios de diseño empleados

Los criterios de diseño que se emplean para el dimensionamiento de trabes y columnas se basan principalmente en lo que establece el RCDF-87³⁷, sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto³⁸ y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo³⁹, pero con las excepciones que más adelante se explican. A continuación se describen los criterios mencionados :

4.1.1 Clasificación Estructural :

Uso : Oficinas ; Construcciones Grupo B (Art. 174, RCDF-87).

Sistema Estructural : Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado.

Zona : III (Art. 219, RCDF-87).

4.1.2 Combinaciones de Acciones :

Se consideran los efectos máximos que producirían cualquiera de las combinaciones de acciones que se especifican a continuación :

- | | | |
|-----|---------------------------------|---|
| 1.- | 1.4 (CM + W _m) | } Ver artículos 185, 186,
188 y 194 del RCDF-87. |
| 2.- | 1.1 (CM + W _a + S) | |

donde CM representa el efecto de las cargas muertas, W_a el de la carga

viva máxima, W_a el de la carga viva instantánea y S el que se debe al sismo.

4.1.3 Cargas Muertas :

Se obtienen de la consideración del peso de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente cuyo peso no cambia sustancialmente con el tiempo.

4.1.4 Cargas Vivas :

De acuerdo con lo estipulado en los arts. 198 y 199 del RCDF-87, los valores usados para el diseño de los modelos estructurales son :

Para los pisos : $W_a = 180 \text{ kg/cm}^2$ y $W_m = 250 \text{ kg/cm}^2$

Para las azoteas : $W_a = 70 \text{ kg/cm}^2$ y $W_m = 100 \text{ kg/cm}^2$

4.1.5 Fuerzas Sísmicas :

Métodos de Análisis :

Se utilizan los Métodos de Análisis Estático y Dinámico Modal Espectral, según se establece en las secciones 8 y 9 de la ref. 39.

Espectro de Diseño Sísmico :

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico se obtiene de las expresiones que aparecen en la sección 3 de la ref. 39, las que a continuación se muestran (ver fig. 4.1) :

$$a = (1 + 3 T/T_a) c/4 \quad \text{si } T < T_a ,$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad \text{y}$$

$$a = q c \quad \text{si } T > T_b .$$

donde :

$$q = (T_b/T)^r ,$$

T es el periodo natural de interés (seg.),

c es el coeficiente sísmico y

r es un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

Del art. 206 del RCDF-87, el coeficiente sísmico ,c, a considerar en este trabajo es de 0.4; así mismo, de la sección 3 de la ref. 39, tenemos que : $T_a = 0.6$ seg., $T_b = 3.9$ seg. y $r = 1$ (tabla 3.1).

Factores de Comportamiento Sísmico y Reducción de Espectro :

Para el tipo de sistema estructural que se analiza en este trabajo se adopta un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$. Para la

reducción de las fuerzas sísmicas se dividen estas entre un factor Q' , el cual se calcula como sigue :

$Q' = Q$ si se desconoce T o si este es mayor o igual que T_a

$Q' = 1 + (T/T_a) (Q - 1)$, si T es menor que T_a

No se considera reducción por condiciones de irregularidad con el fin de evitar la inclusión de otros factores que puedan alterar los resultados y que hagan difícil su interpretación.

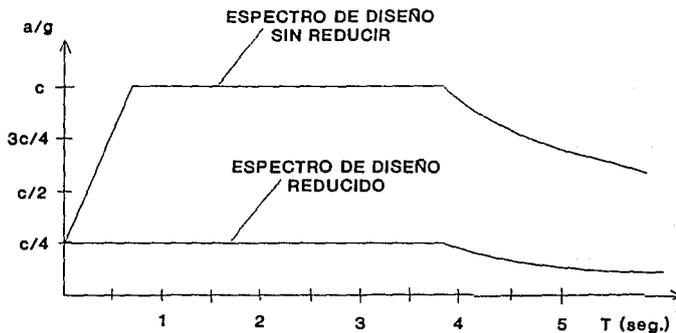


FIG 4.1 ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO

Efectos de Segundo Orden :

En el diseño de los miembros estructurales se consideran los efectos de segundo orden en los entrepisos con distorsión lateral

(igual al desplazamiento relativo horizontal dividido entre la altura correspondiente) mayor que $0.08 V/W$, en donde V la fuerza cortante de entrepiso calculada y W el peso de la construcción (incluyendo cargas muertas y vivas) que obra por encima del entrepiso en consideración (sec. 8, ref. 39).

Efectos de Torsión y Bidireccionales :

No se consideran efectos de torsión sísmica ni bidireccionales puesto que se estudian marcos planos que forman parte de modelos de edificios regulares (como se describe posteriormente) sometidos únicamente a traslación, en los que se trata de simplificar su análisis e interpretación de resultados.

Revisión por Cortante Basal :

En los casos en que se aplicó el Análisis Dinámico Modal Espectral se verificó que el cortante basal obtenido por este método no sea inferior que el 80% del cortante basal obtenido por el Análisis Estático; cuando se presentó lo contrario, todas las fuerzas y desplazamientos de diseño se incrementaron en proporción tal que el cortante basal dinámico se igualara al valor mencionado (sec. 9, ref. 39).

Distorsiones Laterales Máximas :

Se considera que el límite superior para las distorsiones laterales de entrepiso (Δ/h) es de 0.012 (art. 209, RCDF-87).

En este estudio no se consideran efectos de interacción suelo-estructura para fines de simplicidad de los modelos y de no incluir efectos adicionales a los buscados.

4.1.6 Miembros Estructurales :

Trabes :

El diseño por flexión de las trabes se realiza de acuerdo a los requisitos establecidos en el inciso 5.2 de la ref. 38, con la excepción de que los momentos de diseño se hacen variar de la siguiente manera :

- a) Los del RCDF-87, sin ningún cambio,
- b) Los del RCDF-87, pero multiplicando los factores de carga por 1.3 y
- c) Los del RCDF-87, pero multiplicando los factores de carga por 0.8.

El diseño del refuerzo transversal se selecciona para la condición más desfavorable entre los requisitos para confinamiento y fuerza cortante; el refuerzo para cortante se obtiene al considerar la opción del inciso 5.2.4, la cual permite usar las fuerzas obtenidas del análisis cuando el factor de resistencia, F_R , se toma igual a 0.6.

Columnas :

Las columnas se diseñan por flexocompresión de acuerdo a los requisitos establecidos en el inciso 5.3 de la ref. 38, considerando la opción de 5.3.2 que permite usar los momentos y fuerzas axiales obtenidas del análisis si al factor de resistencia se le asigna el valor de 0.6.

El refuerzo transversal se selecciona también para la condición más desfavorable entre los requisitos por confinamiento y fuerza cortante; el refuerzo para cortante se obtiene al considerar lo establecido en el inciso 5.3.5, o sea, usar las fuerzas cortantes obtenidas del análisis y asignar un factor de resistencia de 0.5.

4.2 Modelos de comportamiento de los materiales

Para conocer la resistencia a flexión y la deformación de los miembros de concreto reforzado es necesario desarrollar un modelo idea-

lizado de la relación esfuerzo-deformación de los materiales componentes para simplificar los cálculos; en lo que sigue se hace una descripción de los modelos usuales comúnmente empleados en la definición de los diagramas esfuerzo-deformación del concreto y del acero, así como de los modelos adoptados en el presente trabajo.

4.2.1 Concreto :

Entre los modelos desarrollados para definir la relación esfuerzo-deformación del concreto tenemos el que propuso Hognestad⁵⁴ (1952), el cual es un modelo sencillo que consiste en una parábola y una línea recta (fig. 4.2); la fig. 4.3(a) muestra una relación esfuerzo-deformación bajo carga repetida, obtenida experimentalmente, de la que derivó el modelo idealizado de Blakeley y Park⁵⁵ (1973) que se presenta en la fig. 4.3(b).

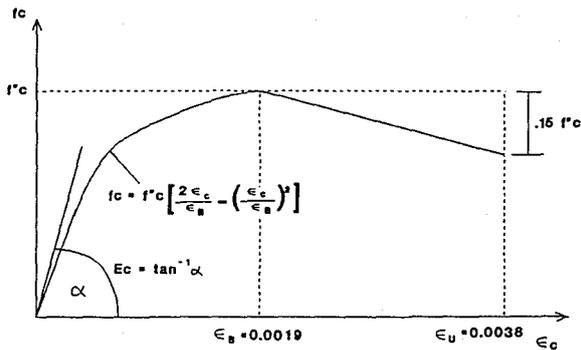


FIG. 4.2 MODELO IDEALIZADO DE HOGNESTAD

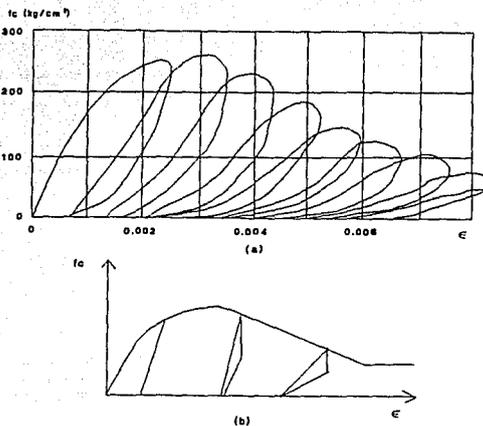


FIG. 4.3 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO ANTE CARGAS REPETIDAS. (a) RELACIONES REALES. (b) MODELO IDEALIZADO DE BLAKELEY Y PARK

En este trabajo se considera que la relación esfuerzo-deformación del concreto sigue las leyes definidas en el modelo de Kent y Park modificado⁴⁰, el cual considera la resistencia a compresión (f'_c) en función del confinamiento que provee el refuerzo transversal en ciertas condiciones. La capacidad de deformación del concreto confinado puede llegar a ser del orden de 10 a 15 veces (y en algunas ocasiones más) la del concreto no confinado, dependiendo del porcentaje de refuerzo transversal y de sus características mecánicas. Este modelo considera a la curva esfuerzo-deformación del concreto dividida principalmente en dos zonas (fig. 4.4), en cuya definición juega un papel importante el parámetro K , el cual toma en cuenta la sobrerresistencia que presenta el concreto por confinamiento y se expresa por :

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c}$$

donde :

ρ_s es la relación del volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen del núcleo de concreto medido hasta el perímetro exterior de los estribos,

f_{y_h} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal y

f'_c es la resistencia de los cilindros de concreto a la compresión.

La primera porción de la curva (segmento A-B, fig. 4.4), aplicable al intervalo $\epsilon_c \leq 0.002 K$, queda definida por :

$$f_c = K f'_c \left[\frac{2 \epsilon_c}{0.002 K} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002 K} \right)^2 \right]$$

La segunda porción (segmento B-C), aplicable al intervalo abierto $\epsilon_c > 0.002 K$, se define por :

$$f_c = K f'_c \left[1 - Z_m \left(\epsilon_c - 0.002 K \right) \right] \geq 0.2 K f'_c$$

en donde el parámetro Z_m introduce la disminución lineal gradual del esfuerzo en el concreto por efecto del confinamiento, y se expresa por:

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.03 f'_c}{14.23 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002 K}$$

donde :

f'_c debe estar en kg/cm^2 ,

K es el parámetro de sobrerresistencia definido antes,

h'' es el ancho del núcleo de concreto confinado medido hasta el exterior del refuerzo transversal y

s_h es el espaciamiento centro a centro de los estribos.

Por otro lado, para conocer los momentos resistentes en una sección transversal dada en diferentes condiciones de deformación, es necesario recurrir al método de compatibilidad de deformaciones y equilibrio; en la aplicación de este método se requiere integrar la distribu-

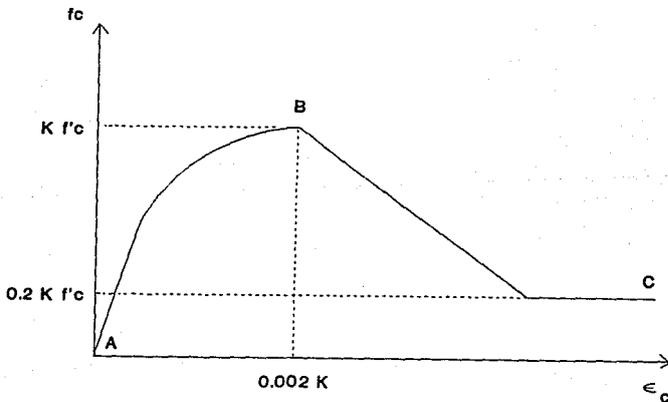


FIG. 4.4 MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO

ción de esfuerzos en el concreto para obtener la fuerza de compresión que este proporciona en la sección transversal y su posición dentro de la misma. Para valuar estos parámetros, se presentan las expresiones que nos dan la solución cuando tenemos secciones rectangulares :

Sean C_c y M_c , la fuerza de compresión y el momento resistente proporcionados por el concreto, respectivamente; entonces, las expresiones que nos relacionan tales elementos mecánicos con las propiedades de la sección pueden escribirse en la forma :

$$C_c = \alpha f_c'' b c$$

$$M_c = C_c (d_p - \gamma c)$$

donde :

- f_c'' es la resistencia del concreto en obra,
- b es la base de la sección transversal,
- c es la profundidad del eje neutro,
- d_p es la distancia al centroide plástico referida a la fibra extrema en compresión de la sección transversal y
- α, γ son parámetros de integración.

Los parámetros de integración dependen de la magnitud de la deformación unitaria considerada en el concreto. De esta manera, se tienen tres casos posibles :

Caso I :

$$0 \leq \epsilon_c \leq 0.002 K$$

$$\alpha = K \left[\frac{\epsilon_c}{0.002 K} - \frac{1}{3} \left(\frac{\epsilon_c}{0.002 K} \right)^2 \right]$$

$$\gamma = 1 - \frac{0.016 K - 3 \epsilon_c}{0.024 K - 4 \epsilon_c}$$

Caso II :

$$0.002 K < \epsilon_c \leq \frac{4}{5 Z_m} + 0.002 K$$

$$\alpha = \frac{K}{\epsilon_c} \left[\epsilon_c - \frac{1}{3} (0.002 K) - \frac{Z_m}{2} (\epsilon_c - 0.002 K)^2 \right]$$

$$\gamma = 1 - \frac{a_1 d_1 + a_2 d_2}{\epsilon_c (a_1 + a_2)},$$

siendo :

$$a_1 = \frac{2}{3} (0.002 K),$$

$$a_2 = (\epsilon_c - 0.002 K) - \frac{Z_m}{2} (\epsilon_c - 0.002 K)^2$$

$$d_1 = \frac{5}{8} (0.002 K)$$

$$d_2 = 0.002 K + \frac{\left[3 - 2 Z_m (\epsilon_c - 0.002 K) \right] (\epsilon_c - 0.002 K)}{6 - 3 Z_m (\epsilon_c - 0.002 K)}$$

Caso III :

$$\epsilon_c > \frac{4}{5 Z_m} + 0.002 K$$

$$\alpha = \frac{K}{\epsilon_c} \left[\frac{7}{15} (0.002 \text{ K}) + \frac{8}{25 Z_m} + \frac{1}{5} \epsilon_c \right]$$

$$\gamma = 1 - \frac{a_1 d_1 + a_2 d_2 + a_3 d_3}{\epsilon_c (a_1 + a_2 + a_3)}$$

donde :

$$a_1 = \frac{2}{3} (0.002 \text{ K})$$

$$a_2 = \frac{12}{25 Z_m}$$

$$a_3 = \frac{1}{5} \left(\epsilon_c - \frac{4}{5 Z_m} - 0.002 \text{ K} \right)$$

$$d_1 = \frac{5}{8} (0.002 \text{ K})$$

$$d_2 = \frac{14}{45 Z_m} + 0.002 \text{ K}$$

$$d_3 = \frac{\epsilon_c}{2} + \frac{2}{5 Z_m} + 0.001 \text{ K}$$

Las ecuaciones anteriores se aplican solamente cuando la profundidad del eje neutro es menor o igual al peralte total de la sección transversal. Cuando se trabaja con elementos sujetos a cargas axiales elevadas, el eje neutro se sitúa fuera de la sección transversal. El procedimiento a seguir consiste en calcular dos veces los parámetros α y γ ; el primer cálculo se hace para la deformación de la cara en compresión mínima y el segundo para la cara sometida a compresión máxima.

Posteriormente, mediante estática elemental se obtienen los parámetros α y γ equivalentes a la condición buscada.

El módulo de Young E_c se puede tomar igual a $15,100 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$ para concretos de peso normal (Comité ACI 318, 1989), pero en este trabajo se adopta la relación propuesta en la ref. 38 para concretos clase 1, es decir :

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Como se mencionó antes, la variable f_c se obtiene por simulación para todos los miembros estructurales, y en los análisis que posteriormente se describen se utiliza para determinar E_c a cambio de f'_c .

4.2.2 Acero de refuerzo :

La relación esfuerzo-deformación del acero, que se presenta en la fig. 4.5(a), se idealiza comúnmente en la forma bilineal que se muestra mediante líneas llenas en la fig. 4.5(b), aun cuando el endurecimiento por deformación (líneas interrumpidas) se toma en cuenta en algunos casos. Se acostumbra designar los esfuerzos de fluencia y último del diagrama esfuerzo-deformación con letras mayúsculas para los perfiles y placas de acero (F_y, F_u), mientras que para las varillas se designan con letras minúsculas (f_y, f_u), y el módulo de Young E_s es aproximadamente igual a $2,039,000 \text{ kg/cm}^2$.

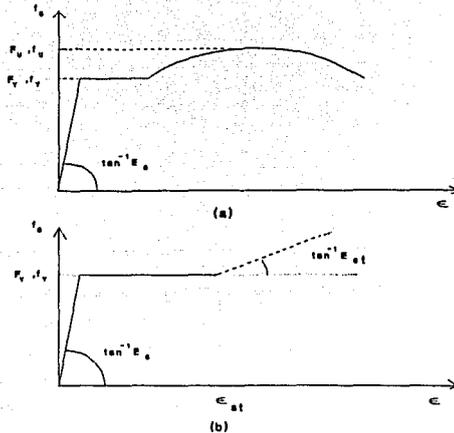


FIG. 4.5 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO. (a) RELACION REAL (b) RELACION IDEALIZADA

Para que una estructura posea suficiente ductilidad, el material componente debe ser tal que la elongación total hasta la falla sea lo suficientemente grande y el cociente entre el esfuerzo de fluencia F_y y el esfuerzo último F_u no se encuentre próximo a la unidad. Para este trabajo se considera, de manera muy razonable, la curva completa esfuerzo-deformación del acero que aparece en la ref. 41 y que se reproduce aquí como fig. 4.6.

En la figura mencionada se distinguen tres regiones que definen la curva en cuestión :

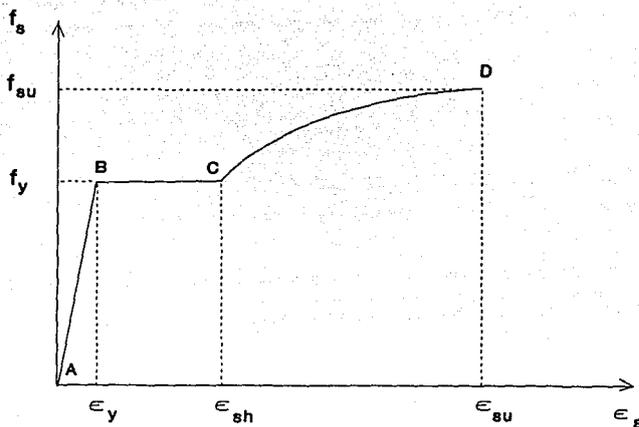


FIG. 4.6 MODELO PROPUESTO PARA RELACION ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO

El segmento A-B, válido para el intervalo $\epsilon_s < \epsilon_y$ (comportamiento elástico), queda definido por :

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

La segunda porción de la curva (segmento B-C), válida para el intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$ (comportamiento de fluencia), queda definida por:

$$f_s = f_y$$

Finalmente, para el segmento C-D, con validez dentro del intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ (intervalo de endurecimiento por deformación), se define mediante la expresión :

$$f_s = f_y \left[\frac{m \left(\epsilon_s - \epsilon_{sh} \right) + 2}{60 \left(\epsilon_s - \epsilon_{sh} \right) + 2} + \frac{\left(\epsilon_s - \epsilon_{sh} \right) \left(60 - m \right)}{2 \left(30 r + 1 \right)^2} \right]$$

donde :

$$m = \frac{\left(f_{su} / f_y \right) \left(30 r + 1 \right)^2 - 60 r - 1}{15 r^2}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

En este trabajo se considera f_y como variable aleatoria (Cap. III) y ϵ_y se obtiene de dividir f_y/E_s , donde E_s se toma igual a 2,000,000 kg/cm²; el valor de f_{su} se toma constante e igual a 7600 kg/cm² (ref. 13), al igual que las deformaciones unitarias $\epsilon_{sh} = 0.01$ y $\epsilon_{su} = 0.13$.

4.3 Modelo de comportamiento de las secciones de los miembros estructurales

La consideración de las características de la curva carga-deformación de los miembros es necesaria por las siguientes razones⁴¹ :

1. No debe ocurrir la falla frágil de los miembros para permitir la posibilidad de salvar vidas al advertir la falla e impedir el desplome total (ver fig. 4.7).
2. Las distribuciones posibles de momento flexionante, fuerza cortante y carga axial, que podrían utilizarse en el diseño de estruc-

turas estáticamente indeterminadas, dependen de la ductilidad de los miembros en las secciones críticas; estas se pueden obtener al considerar la redistribución de momentos en las secciones que no hayan alcanzado sus momentos últimos, mientras las cargas actuantes se van aproximando hacia su valor que producirá la formación de un mecanismo de falla (valor último). Con ello se pueden lograr menores cuantías de acero de refuerzo en el diseño.

3. En zonas sísmicas, una consideración importante en el diseño es la ductilidad de la estructura al someterse a cargas de tipo sísmico. Ello se debe a que la filosofía actual del diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica para la supervivencia ante los sismos intensos. En consecuencia, las estructuras que no se puedan comportar en forma dúctil se deben diseñar para fuerzas sísmicas mucho mayores si se desea evitar el colapso.

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de experimentar deformaciones sustanciales bajo carga aproximadamente constante, sin sufrir daño excesivo o pérdida apreciable de su resistencia ante aplicaciones de carga subsecuentes⁴. De lo anterior, la seguridad contra el colapso puede proveerse haciendo una estructura fuerte, haciéndola dúctil, o si se le diseña para una combinación económica de ambas propiedades.

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos, como en el caso de los marcos dúctiles de concreto, usualmente se origina como

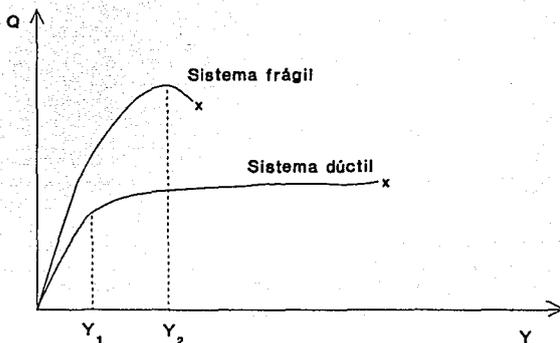


FIG. 4.7 SISTEMAS DUCTILES Y FRAGILES

una consecuencia de deformaciones dúctiles locales o concentradas que toman lugar en aquellas secciones particulares de una estructura dada donde se alcanzan las deformaciones de fluencia⁴ (fig. 4.8). Numéricamente, la ductilidad local puede ser expresada como la relación de las curvaturas total y del límite de fluencia en una sección dada o como la relación de las rotaciones total y del límite de fluencia en el extremo de un miembro. Dado que las trabes son usualmente capaces de desarrollar ductilidades mayores que las columnas sujetas a cargas de compresión axial significativas, muchos marcos de edificios son diseñados bajo el criterio columna fuerte-trabe débil, de acuerdo al cual se adoptan diferentes factores de carga para diferentes fuerzas internas de modo que la fluencia aparezca mucho más en los extremos de las trabes que en los de las columnas.

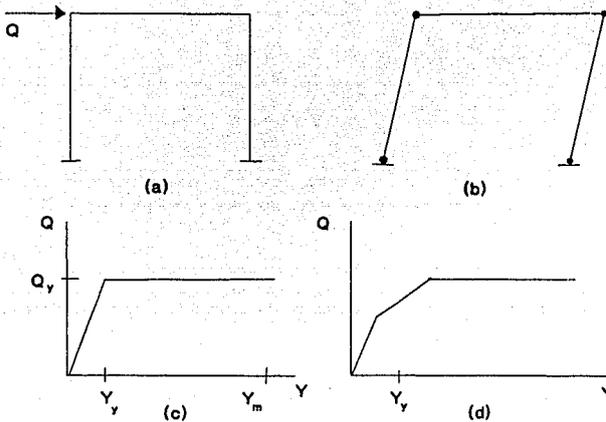


FIG. 4.8 DUCTILIDADES LOCALES Y GLOBALES ANTE CARGAS LATERALES; (a) CARGAS, (b) MECANISMO DE FALLA, (c) FLUENCIA SIMULTANEA, (d) FLUENCIA SECUENCIAL

Para evaluar el comportamiento de las secciones extremas de los miembros estructurales que componen los sistemas de marcos, se propone emplear un modelo que determine los diagramas momento-curvatura tomando en consideración la presencia o ausencia de la carga axial combinada con flexión; este se desarrolla con base en suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión, las que a continuación se describen (ref. 41):

- a) Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión,
- b) Se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y

el acero, y

c) Se desprecia la resistencia a tensión del concreto.

Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando estas suposiciones y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de las fuerzas. La fig. 4.9 muestra una sección de concreto reforzado con flexión y carga axial. Para determinada deformación del concreto en la fibra extrema de compresión ϵ_{cm} y una profundidad $c = kd$ del eje neutro, se pueden determinar las deformaciones del acero ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} , . . . , mediante la expresión :

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_1}{kd}$$

siendo d_1 la profundidad de la varilla i medida desde la fibra más comprimida de la sección. Ahora se pueden conocer los esfuerzos f_{s1} , f_{s2} , f_{s3} , . . . , correspondientes a las deformaciones antes mencionadas, a partir de la curva esfuerzo-deformación para el acero. En seguida se pueden encontrar las fuerzas del acero S_1 , S_2 , S_3 , . . . , a partir de los esfuerzos en el acero y las áreas del mismo :

$$S_1 = f_{s1} A_{s1}$$

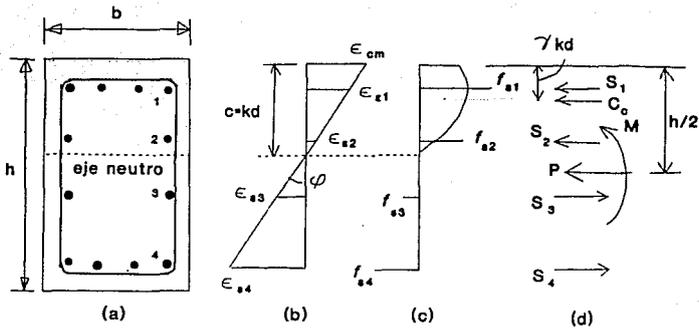


FIG. 4.9 DETERMINACION TEORICA MOMENTO-CURVATURA
 (a) SECCION, (b) DEFORMACION UNITARIA, (c) ESFUERZO
 (d) FUERZAS INTERNAS Y EXTERNAS

Se puede encontrar la distribución de esfuerzos a compresión en el concreto a partir del diagrama de deformaciones y la curva esfuerzo-deformación para el concreto. Para cualquier deformación dada del concreto ϵ_{cm} en la fibra extrema a compresión, se puede definir la fuerza de compresión en el concreto C_c y su posición en términos de los parámetros α y γ (ver 4.2.1). En consecuencia, si se puede obtener la fuerza en el concreto y su línea de acción, se pueden escribir las ecuaciones de equilibrio de fuerzas como :

$$P = \alpha f'_c b c + \sum_{i=1}^n f_{s1} A_{s1}$$

$$M = \alpha f'_c b c \left(\frac{h}{2} - \gamma c \right) + \sum_{i=1}^n f_{s1} A_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_i \right)$$

La curvatura está dada por la expresión :

$$\varphi = \frac{\epsilon_{cm}}{c} = \frac{\epsilon_{cm}}{k d}$$

Desarrollando el cálculo para una diversidad de valores de ϵ_{cm} se puede graficar la curva momento-curvatura, a como se muestra en la fig. 4.10.

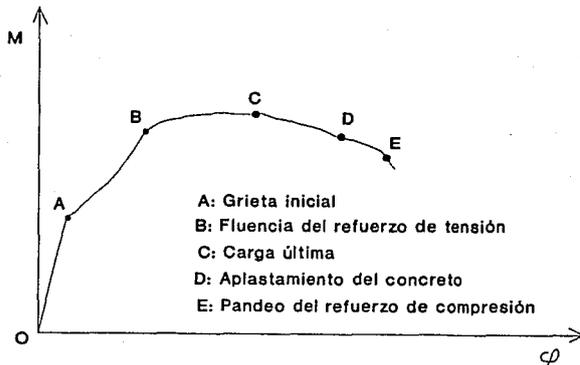


FIG. 4.10 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA TIPICO

En este trabajo se hace uso del modelo mencionado para conocer las ductilidades demandadas y disponibles de curvatura en todas las secciones extremas de los miembros, como se explica más adelante; sin embargo, en la consideración de los modelos de comportamiento de las seccio-

nes de los miembros sometidos a flexión o flexocompresión dentro de los programas de computadora disponibles para análisis no lineal de estructuras, se simplifican estos a modelos bilineales con o sin degradación de la rigidez y de la resistencia. En todas las secciones de los miembros estructurales se ha supuesto, con fines de análisis dinámico de respuesta no lineal, que los diagramas momento-rotación tienen una forma bilineal con 2% de endurecimiento por deformación y no experimentan degradación alguna, como se muestra en la fig. 4.11.

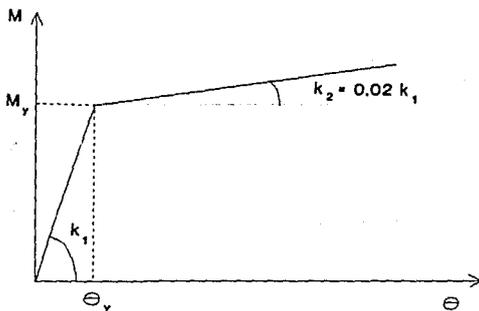


FIG. 4.11 RELACION MOMENTO-ROTACION IDEALIZADA

Por otro lado, los valores que definen las superficies de fluencia de las secciones extremas de los miembros, para fines de análisis de respuesta dinámica, se obtienen a partir de las hipótesis simplificatorias que aparecen en la sección 2 de la ref. 38; estos valores son: los

momentos de fluencia positivo y negativo (M_y^+ , M_y^-) para las trabes y los que definen los diagramas de interacción (P-M) para las columnas.

4.4 Modelo de comportamiento de los componentes estructurales

Una idealización usual de estructuras dúctiles es el sistema elastoplástico con curva carga-deflexión como la mostrada en la fig. 4.12 (b), con rigidez k en el rango lineal de comportamiento, coeficiente de amortiguamiento viscoso c , y masa concentrada m . Otras idealizaciones usuales se muestran en las figs. 4.12(e)-(f). En el caso elastoplástico asimétrico, la resistencia en el punto de fluencia difiere para cada dirección de la aplicación de la carga, mientras que en el caso de las curvas tipo deslizante [fig. 4.12(g)] se presenta este tipo de comportamiento como resultado de que las fuerzas laterales son resistidas por elementos de contraventeo tales como diagonales y cables atirantados, los cuales pueden tomar únicamente esfuerzos de tensión. Las curvas de fluencia elástica son aproximaciones cercanas al comportamiento de algunas vigas de concreto pretensado sujetas a momentos antisimétricos en sus extremos [fig. 4.12(e)]; estas curvas se caracterizan a menudo por presentar lazos de histéresis muy angostos. Las curvas degradantes se encuentran frecuentemente en sistemas donde una porción significativa de la capacidad lateral se debe a miembros construidos con materiales frágiles y donde no se han tomado precauciones especiales para prevenir daño excesivo en cada ciclo de aplicación de la carga; tal es el

caso de diafragmas de cortante de mampostería o marcos de concreto reforzado pobremente detallados.

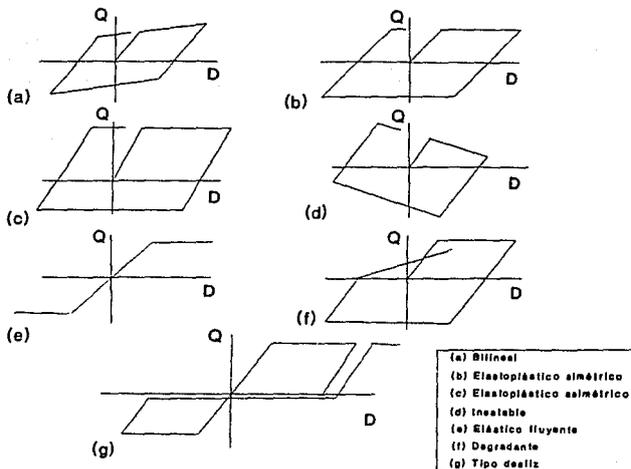


FIG. 4.12 MODELOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL

Con el objeto de estudiar el comportamiento de los componentes estructurales que conforman los ensamblajes de traves y columnas para los sistemas de marcos que se proponen en este trabajo, se idealiza el comportamiento de los entrepisos mediante un modelo elastoplástico como el que se muestra en la fig. 4.13.

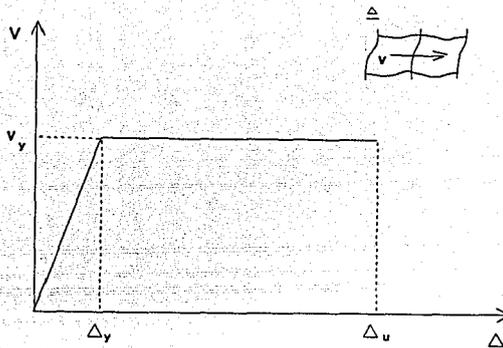


FIG. 4.13 MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS ENTREPISOS

4.5 Modelos de estimación de ductilidades

4.5.1 Ductilidades locales :

En este trabajo se evalúan las ductilidades de curvatura para las regiones críticas de los miembros, las que se consideran localizadas en sus extremos únicamente. Se generan los diagramas momento-curvatura para todas las secciones extremas de los miembros sin excepción, considerando la presencia o no de carga axial, de acuerdo al modelo descrito en la sección 4.3; de aquí se obtienen la curvatura de fluencia (ϕ_y) y la curvatura última o de falla (ϕ_u), con lo cual se obtiene la ductilidad de curvatura disponible :

$$\mu_{dis} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Existen diferentes criterios para obtener tales curvaturas : para la curvatura de fluencia, algunos autores consideran que puede tomarse como la que se presenta en el instante en que el acero a tensión empieza a fluir⁴⁵, mientras que otros han utilizado un método gráfico, consistente en ajustar una recta que represente la zona de comportamiento elástico y otra para considerar la zona de fluencia; la intersección de ambas rectas define en las abcisas la curvatura de fluencia. En este trabajo se adopta un criterio similar al descrito últimamente, con la diferencia que la zona de comportamiento elástico se define con la recta tangente inicial al diagrama momento-curvatura (fig. 4.14).

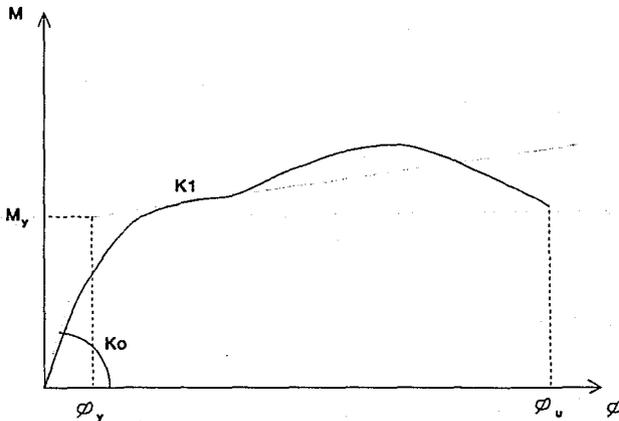


FIG. 4.14 DEFINICIÓN DE CURVATURAS EN SECCIONES EXTREMAS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

La curvatura última es quizás el parámetro más difícil de determinar debido a la cantidad de posibles situaciones que se pueden presentar. Los criterios para establecer la curvatura última pueden basarse en los siguientes tipos de falla :

a) Pérdida de confinamiento :

La pérdida de confinamiento evidentemente está asociada a la falla en el acero de refuerzo transversal. De acuerdo a la ref. 42, un límite aproximado de este parámetro está dado por :

$$\epsilon_{c_{max}} = 0.004 + 0.9 \rho_s \left(\frac{f_{y_h}}{3050} \right)$$

en donde ρ_s es la relación definida en 4.2.1 y f_{y_h} está expresado en kg/cm^2 . Este parámetro puede incrementarse hasta tres veces cuando existe un gradiente de deformación en el cilindro probado, como en el caso en que se presenta flexocompresión. En el presente trabajo se adopta como límite superior para esta condición de falla el valor de 3 veces $\epsilon_{c_{max}}$, para todas las secciones de trabes y columnas.

b) Falla en el acero de refuerzo longitudinal :

Aquí se puede hablar de dos condiciones posibles de falla : la primera la podemos asociar con la ruptura del acero sometido a tensión,

la que no presenta mayor problema en su definición, dado que se conoce la deformación última que puede alcanzar el material, ϵ_{su} ; la segunda está asociada con el pandeo del acero sometido a compresión, fenómeno que presenta mucho grado de dificultad por su naturaleza misma.

Existen varias teorías que pretenden describir el pandeo en elementos de acero, entre las cuales podemos mencionar la del doble módulo o módulo reducido⁴⁴; este modelo considera que al aparecer el pandeo, la pieza presenta en su sección transversal una zona comprimida bajo grandes esfuerzos y otra sometida a esfuerzos menores, lo cual implica que se debe tomar un módulo de elasticidad diferente para cada una de ellas. En la zona menos comprimida se estima que el material posee un módulo elástico E_s , mientras que para la zona más comprimida se estima que este posee un módulo tangente al diagrama esfuerzo-deformación del material E_t . El proceso de obtención de la deformación unitaria y el esfuerzo asociados al pandeo es muy laborioso.

Con el objeto de minimizar la reducción en la capacidad para soportar carga y garantizar una ductilidad suficiente, es necesario establecer un límite para la longitud efectiva de las varillas de refuerzo, esto es, la distancia entre los apoyos laterales suministrados por el refuerzo transversal⁴⁵. Por ello, se han establecido límites en los reglamentos para la relación de la distancia entre el refuerzo transversal al diámetro de la varilla longitudinal de refuerzo (Comité ACI 318, 1989). En vista de que los requisitos establecidos en la ref.

38 para el refuerzo transversal de los miembros de marcos dúctiles se basan en los mismos criterios establecidos en el Reglamento ACI 318-89, se optó por no considerar el pandeo del refuerzo longitudinal a compresión dentro de las condiciones de falla críticas de las secciones extremas de tales miembros estructurales.

Con base en lo anterior, se obtiene la curvatura última de las secciones tomando el menor de los siguientes valores : a) el asociado a la falla por pérdida de confinamiento, y b) el correspondiente a la falla por ruptura del acero en tensión. Posteriormente, la ductilidad demandada de curvatura μ_{dem} se calcula como sigue :

$$\mu_{dem} = \frac{\phi_{max}}{\phi_y}$$

donde ϕ_{max} representa la curvatura máxima demandada en la sección bajo consideración para cierto marco simulado que se somete a acciones también simuladas. Para obtenerla, supóngase que θ_p es la rotación plástica máxima obtenida del correspondiente análisis de respuesta dinámica en la sección de estudio; entonces, pueden presentarse dos casos con respecto a tal rotación :

Caso 1 : $\theta_p = 0$ (comportamiento elástico)

$$\phi_{max} = \frac{M_{max}}{K_o}$$

donde :

M_{max} es el momento máximo actuante en la sección y

K_0 es la pendiente de la tangente inicial del diagrama $M-\phi$. En el caso de columnas, el diagrama se obtiene para la carga axial que actúa simultáneamente con M_{max} .

Caso 2 : $\epsilon_p \neq 0$ (comportamiento inelástico)

$$\phi_{max} = \phi_y + \phi_p$$

donde :

ϕ_p es la curvatura plástica que se desarrolla dentro de una longitud de plastificación l_p de la articulación plástica y se calcula por :

$$\phi_p = \frac{\epsilon_p}{l_p}$$

En este caso, cuando se trata de secciones de columnas, los diagramas $M-\phi$ se obtienen para la carga axial que actúa simultáneamente con la rotación plástica máxima en la sección.

Se ha propuesto una fórmula empírica para el cálculo de l_p , en la forma siguiente⁴¹ (Corley, 1966; Mattock, 1967) :

$$l_p = 0.5 d + 0.05 Z$$

donde :

d es el peralte efectivo del miembro y

Z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión.

En este trabajo se asume que los puntos de inflexión en las columnas se presentan en el punto medio de su altura [fig. 4.15(a)] y que los puntos de inflexión en las trabes se presentan a una distancia de $0.7 h$ de las secciones críticas, siendo h el peralte total del miembro [fig. 4.15(b)].

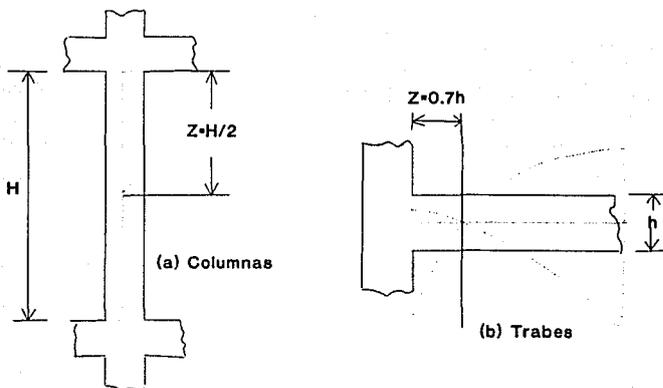


FIG. 4.15 DEFINICION DE PUNTOS DE INFLEXION EN MIEMBROS PARA CALCULO DE I_p

4.5.2 Ductilidades globales :

Como se examinó en la sección 4.4, existen varios modelos para estudiar el comportamiento de conjunto de los componentes estructurales. Con frecuencia se adopta un modelo elástico-lineal y perfectamente plástico para evaluar el comportamiento de los entrepisos; esta suposición se usa en el presente trabajo, aunque no se cumple en muchos casos

puesto que la deflexión plástica del entrepiso ocurre gradualmente al formarse en los miembros las articulaciones plásticas.

En algunos estudios realizados en México se han estimado probabilidades de falla basados en la hipótesis de que las ductilidades disponibles en los entrepisos tienen distribución lognormal^{19,20,35}, mientras otros proponen que se obtenga el comportamiento de conjunto por integración a partir del comportamiento local de sus miembros y las juntas⁴⁵; en este método de análisis, la curva carga-deflexión se obtiene a partir de un mecanismo de falla que se define localmente en las juntas. Este método suele proporcionar una buena aproximación del comportamiento de un sistema en el que se presenta realmente el mecanismo de falla en columnas, aunque en ocasiones presenta dificultades. Se ha propuesto un método mejorado para calcular directamente la rigidez del sistema a partir de las curvas esqueléticas de los componentes⁴⁵ (Umemura, Aoyama y Takizawa, 1974). Sin embargo, todavía no hay ningún método disponible para un sistema en que la resistencia de los componentes se deteriore por alcanzar su máxima capacidad de carga o que se degrade debido a la repetición de carga, como en los miembros que fallan por cortante.

En este trabajo se evalúan únicamente las ductilidades demandadas de entrepiso como medida del comportamiento de conjunto de los componentes estructurales mediante la expresión :

$$Q_1 = \frac{K_{e1}}{K_{s1}}$$

donde :

Q_1 es la ductilidad demandada en el entrepiso 1,

K_{e1} es la rigidez elástica del entrepiso 1, calculada al aplicar al marco un sistema de cargas laterales semejante al primer modo y

K_{s1} es la rigidez secante mínima instantánea, obtenida como el cociente del cortante de fluencia entre la deformación lateral máxima del entrepiso (fig. 4.16).

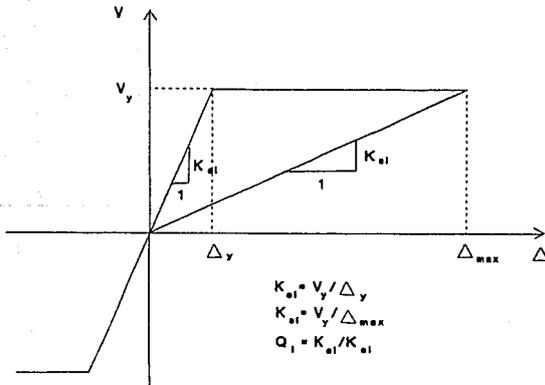


FIG. 4.16 DEFINICION DE DUCTILIDAD DE ENTREPISO (Q_1)

CAPITULO V

ANALISIS DE RESPUESTA DINAMICA

Existen muchas circunstancias en las cuales las propiedades físicas de las estructuras no pueden permanecer constantes durante la respuesta dinámica que estas pudieran experimentar, como en el caso de la presencia de grandes eventos sísmicos. Los coeficientes de influencia de rigidez pueden ser alterados por fluencia de los materiales estructurales o por cambios significativos de las fuerzas axiales en los miembros de la estructura (lo cual causaría cambios en los coeficientes de la matriz geométrica). Es posible también que se presenten cambios en las masas y en los coeficientes de amortiguamiento durante la respuesta dinámica. Cualquiera de tales cambios alterará las características de vibración del sistema, y por tanto, no es posible el desacopla-

miento en coordenadas normales de sus ecuaciones de movimiento.

El único método de aplicación general para el análisis de sistemas no lineales arbitrarios es el de integración numérica paso a paso de las ecuaciones de movimiento acopladas⁴⁶. La historia de la respuesta se divide en incrementos cortos de tiempo, y la respuesta se calcula durante cada incremento para un *sistema lineal* que posee las propiedades determinadas al inicio del intervalo. Al final del intervalo, se modifican las propiedades conforme al estado de deformaciones y esfuerzos en ese instante; de este modo, el análisis no lineal es aproximado como una secuencia de análisis de sistemas lineales que cambian sucesivamente.

Como el caso que nos ocupa es el de mayor importancia para el ingeniero estructural, o sea, el estudio de los efectos producidos por los sismos, se hace uso del método de integración numérica paso a paso para conocer las respuestas dinámicas de los marcos dúctiles que se proponen en el presente trabajo. Para lograr esto se utiliza el programa de computadora DRAIN-2D⁴⁷, el cual sirve para el análisis de respuesta dinámica inelástica de marcos planos en general. Las hipótesis en que se basa y los diferentes procedimientos que utiliza se describen a continuación, así como las consideraciones empleadas para los análisis de respuesta dinámica de los modelos estudiados.

Concepto y aplicación del programa DRAIN-2D :

La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos y se analiza por el método directo de las rigideces con los desplazamientos nodales como incógnitas. Cada nodo posee un total de tres grados de libertad de desplazamiento, como en el análisis típico de marcos planos, con la posibilidad de reducir el número de grados de libertad no restringidos al asignar a algunos el valor fijo de cero y/o desplazamientos idénticos a un grupo específico.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, de modo que la matriz de masas es diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en el tiempo, las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical, pero en este trabajo solo se considera la componente horizontal del sismo. Todos los puntos de apoyo de la estructura en la base se suponen moviéndose en fase. Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las cargas dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras.

Los elementos estructurales pueden ser virtualmente de cualquiera de los siguientes tipos : (1) barras de armadura, (2) vigas-columna, (3) conexiones semirígidas y (4) paneles de cortante. En este trabajo se considera que todos los elementos son del tipo viga-columna, los cuales fluyen a través de la formación de articulaciones plásticas con-

centradas en sus extremos. Para las trabes no se considera la presencia de carga axial, y sus superficies de fluencia quedan definidas por los momentos de fluencia positivo y negativo de cada sección extrema, mientras que para las columnas se toma en consideración la presencia de carga axial, y sus superficies de fluencia quedan definidas por los diagramas de interacción de sus extremos.

El análisis paso a paso se lleva a cabo suponiendo que la aceleración es constante dentro de cada paso de integración, debido a que tiene la ventaja de ser estable para todos los periodos y pasos de integración y de no introducir amortiguamiento dentro del sistema; esto no se logra con el método basado en una variación lineal de la aceleración con respecto al tiempo, el cual se vuelve inestable para periodos que exceden aproximadamente un tercio del paso de integración o introduce amortiguamiento dentro del sistema cuando se modifica para superar el problema de inestabilidad.

En cualquier instante de tiempo, la ecuación de equilibrio dinámico puede escribirse como :

$$[M] \{d\ddot{r}\} + [C_T] \{d\dot{r}\} + [K_T] \{dr\} = \{dP\}$$

en la cual $\{d\ddot{r}\}$, $\{d\dot{r}\}$ y $\{dr\}$ son los incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento en los nodos, respectivamente, $\{dP\}$ es el incremento en las cargas aplicadas, $[M]$ es la matriz de masas, $[C_T]$ y $[K_T]$

son valores tangentes de las matrices de amortiguamiento y de rigidez en su estado actual. Para un paso de integración finito, Δt , la siguiente ecuación se satisface aproximadamente :

$$[M] \{\Delta \ddot{r}\} + [C_T] \{\Delta \dot{r}\} + [K_T] \{\Delta r\} = \{\Delta P\}$$

en la cual $\{\Delta \ddot{r}\}$, $\{\Delta \dot{r}\}$, $\{\Delta r\}$ y $\{\Delta P\}$ son incrementos finitos de aceleración, velocidad, desplazamiento y carga, respectivamente, y las matrices tangentes de amortiguamiento y rigidez corresponden al estado de la estructura al inicio del paso de integración.

Dado que pueden presentarse cambios en el estado de la estructura durante un paso de integración, el nuevo estado al final del paso obtenido de resolver la ecuación anterior puede que no satisfaga exactamente el equilibrio; para resolver esto, el procedimiento usado en el programa consiste en resolver la ecuación mencionada, determinar cualquier error que pueda ser introducido, y compensar estos errores aplicando cargas correctivas durante el paso siguiente. Se asume que el amortiguamiento viscoso resulta de una combinación de efectos dependientes de la masa y de la rigidez (fig. 5.1), de modo que :

$$[C_T] = \alpha [M] + \beta [K_T]$$

en la cual α y β son constantes a ser especificadas por el usuario. El procedimiento para seleccionar estos coeficientes es el siguiente :

Si el sistema estuviese desacoplado dentro de los modos normales, cualquier pareja de valores especificados de α y β implica amortiguamiento en el modo n igual a ⁴⁷:

$$\lambda_n = \frac{\alpha T_n}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_n}$$

donde λ_n es la proporción de amortiguamiento crítico en el modo n y T_n es el periodo natural de vibración en el modo n . En este trabajo se evalúan los periodos de los dos primeros modos de vibración en la expresión anterior para un valor constante $\lambda_n = 0.05$, de donde se obtienen los coeficientes buscados al resolver dos ecuaciones lineales simultáneas. La magnitud del paso de integración se elige de tal manera que no exceda la décima parte del periodo fundamental de las estructuras analizadas.

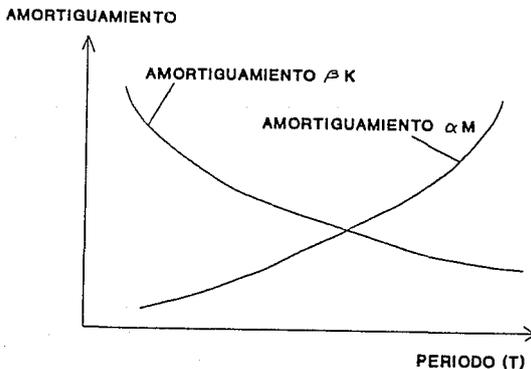


FIG. 5.1 AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTE DE LOS EFECTOS DE MASA Y RIGIDEZ

Dado que se presentan cambios en el estado de fluencia de los elementos estructurales, la matriz de rigidez tangente puede cambiar de un paso al próximo; por ello, si se supone un amortiguamiento dependiente de la rigidez, la matriz de amortiguamiento puede cambiar repentinamente entre pasos de integración. Esto introduce un desbalance en el equilibrio al inicio del nuevo paso de integración, el cual puede llevar a la acumulación de errores significativos si no se corrige. La corrección se logra aplicando una carga correctiva correspondiente al cambio de la fuerza de amortiguamiento, $\{\Delta F_c\}$, igual y de sentido contrario durante el siguiente paso de integración, con magnitud dada por :

$$- \{\Delta F_c\} = - \beta [\Delta K] \{\bar{r}\}$$

Dentro de cualquier paso de integración se calculan los incrementos en los desplazamientos de los nodos y los incrementos en las deformaciones de los miembros. Es necesario calcular los incrementos en las fuerzas de los elementos correspondientes a estos incrementos de deformación, tomando en cuenta la fluencia de los mismos (y si se desea, efectos de grandes desplazamientos). Esto se denomina la determinación del estado, dado que se determina el nuevo estado de fuerzas y deformaciones en cada elemento.

La relación entre fuerzas y deformaciones de los elementos se representa por tramos de líneas rectas, como se muestra en la fig. 5.2. Cada cambio de pendiente corresponde a la fluencia en un nuevo punto o

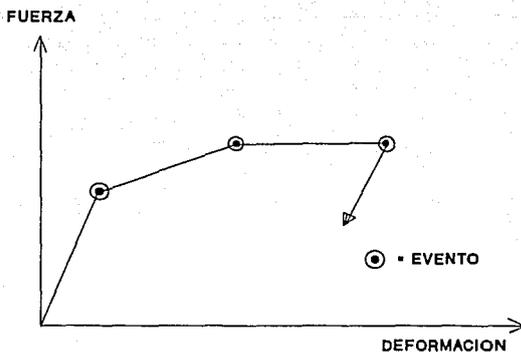


FIG. 5.2 TIPO DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL

a la descarga en un punto que ha fluido previamente, el que se denomina un "evento". Como en cada paso de integración se considera que las propiedades permanecen constantes, la respuesta obtenida sería correcta si no ocurriese ningún evento, como se muestra en la línea interrumpida de la fig. 5.3. El incremento de fuerza correspondiente a este comportamiento se denomina incremento lineal, $\{\Delta S_L\}$; sin embargo, el comportamiento generalmente no será lineal y seguirá una línea como la continua que se muestra en la fig. 5.3. Se considera razonable suponer que las mismas deformaciones se obtendrían si se considera la no linealidad durante el paso de integración, dado que este es corto y que la respuesta de la estructura será afectada sustancialmente por efectos de inercia y de amortiguamiento.

Dado que se puede calcular un incremento "no lineal" en las fuer-

zas de los elementos, $\{\Delta S_{NL}\}$, como se indica en la fig. 5.3, la fuerza de desequilibrio en el elemento viene dada por :

$$\{\Delta S_U\} = \{\Delta S_L\} - \{\Delta S_{NL}\}$$

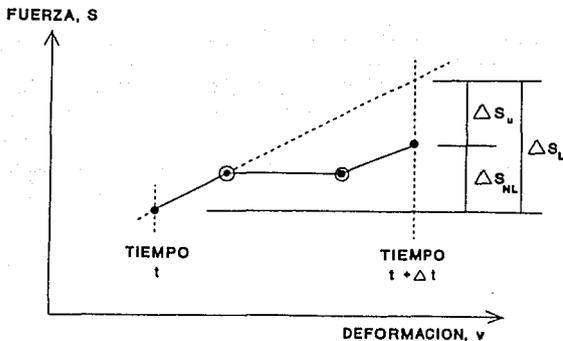


FIG. 5.3 INCREMENTOS DE FUERZA LINEAL Y NO LINEAL

Estas fuerzas se expresan como fuerzas de desequilibrio en los nodos, $\{\Delta F_U\}$. Para evitar los errores provenientes de la acumulación de fuerzas provenientes del desequilibrio en el paso de integración i , se aplican como fuerzas ficticias correctivas en el paso $i+1$ para restablecer el equilibrio. Las fuerzas ficticias se aplican en cortos periodos de tiempo y se considera, para fines prácticos, que sus efectos no serán sustanciales.

Las excitaciones sísmicas que se emplean en los análisis de res-

puesta dinámica se escalan en sus aceleraciones horizontales de manera que se produzca un comportamiento inelástico comparable entre las familias de marcos estudiados. Existen diversos criterios para establecer la comparación de sismos de igual intensidad y que provienen de una familia, entre los cuales podemos mencionar :

- 1) Los que tienen igual aceleración pico del terreno,
- 2) Los que tienen igual ordenada espectral elástica máxima de aceleraciones para una relación de amortiguamiento específica y
- 3) Los que poseen curvas similares de variación de energía.

En este trabajo se adopta el criterio de escalamiento en las aceleraciones del terreno normalizando las ordenadas espectrales elásticas máximas de aceleraciones para 5% de amortiguamiento de manera que se igualen a los valores preseleccionados; el procedimiento es como a continuación se describe :

- a) Se obtienen los espectros elásticos de pseudoaceleraciones de los sismos a escalar para una relación de amortiguamiento $\xi = 5\%$ con respecto al amortiguamiento crítico.
- b) Se evalúan las ordenadas espectrales máximas, las que denominaremos A_{M_i} , siendo i el subíndice que denota el número de sismo.
- c) Dado un valor preseleccionado de ordenada máxima, A_{M_N} , con respecto al cual se desean normalizar las ordenadas A_{M_i} , se obtiene el factor de escalamiento del sismo i por :

$$f_{EI} = \frac{A_{MN}}{A_{MI}}$$

Para el escalamiento de los cinco sismos empleados en la excitación de los modelos de marcos se seleccionaron los valores de 1.0 g y 1.35 g para la ordenada espectral máxima normalizada A_{MN} , siendo estos valores adoptados después de haber verificado que permitían la incurción de los marcos estructurales simulados en el intervalo inelástico.

Así, para los cinco sismos que se emplean en este trabajo se obtuvieron los espectros elásticos de pseudoaceleraciones que se muestran en la fig. 5.4, de donde se evaluaron las ordenadas espectrales máximas que se muestran en la tabla 5.1; así mismo, los factores de escalamiento de los sismos que se adoptan en este trabajo se obtienen al aplicar la expresión que anteriormente se expuso y se muestran en la tabla 5.1.

TABLA 5.1 ORDENADAS ESPECTRALES MAXIMAS DE SEUDOACELERACIONES Y FACTORES DE ESCALAMIENTO DE SISMOS SIMULADOS

SISMO	A_{MI}	FACTOR DE ESCALAMIENTO f_{EI}	
		$A_{MN} = 1.0 \text{ g}$	$A_{MN} = 1.35 \text{ g}$
1	0.923 g	1.083	1.462
2	1.086 g	0.921	1.244
3	0.844 g	1.185	1.599
4	0.490 g	2.042	2.756
5	1.485 g	0.673	0.909

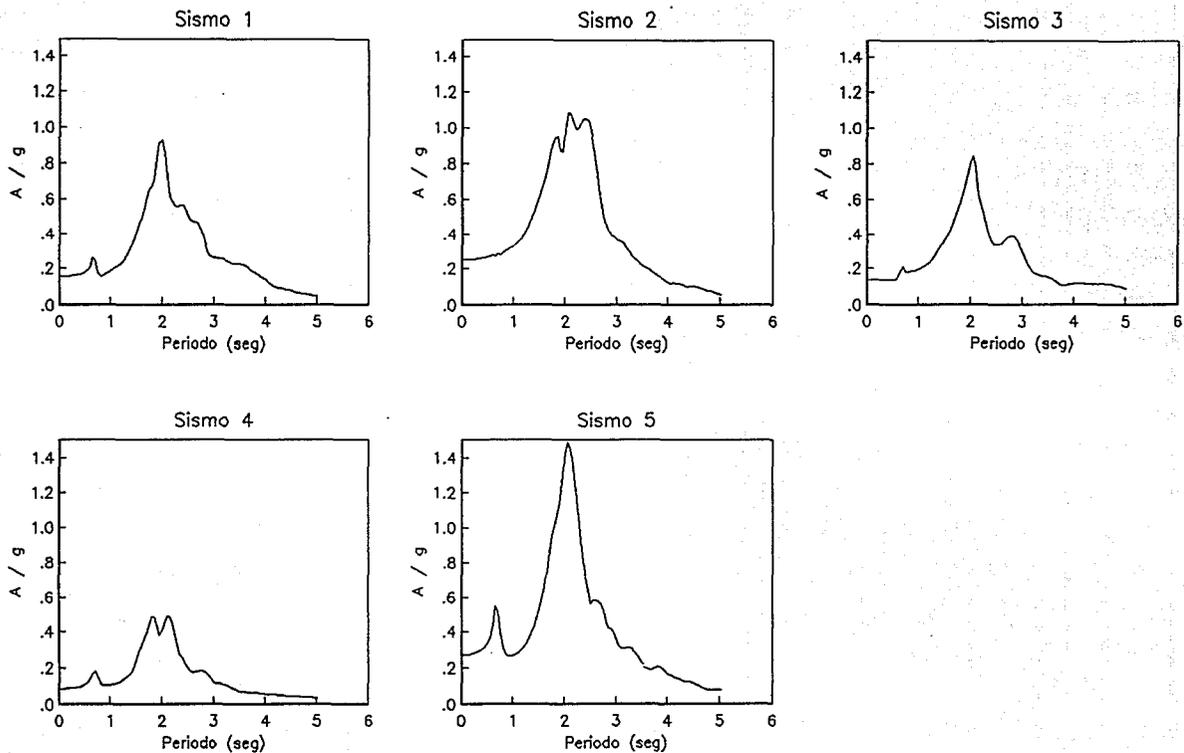


FIG. 5.4 ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA DE SEUDOACELERACIONES PARA SISMOS SIMULADOS USADOS EN ESTE TRABAJO (5% DE AMORT.)

Finalmente, conviene aclarar que para la definición de las superficies de fluencia de las traveses se considera que existe una porción de las losas de piso que contribuye a los momentos de fluencia de las secciones extremas de la siguiente manera : para el momento de fluencia positivo M_y^+ [fig. 5.5(a)] se considera que la sección trabaja como "T", con un ancho de patín igual a lo que establece la ref. 38 en su sección 2, y se toman en cuenta las áreas de acero requeridas en ambos lechos con la inclusión del refuerzo por cambios volumétricos de la porción de losa que contribuye al patín de compresión, el cual se calcula de acuerdo a lo que se establece en la sección 3 de la ref. 38. Para el momento de fluencia negativo M_y^- [fig. 5.5(b)] se considera que el concreto de la losa no contribuye a tal resistencia, pero se incluyen todas las áreas de acero que se mencionaron para el caso de M_y^+ .

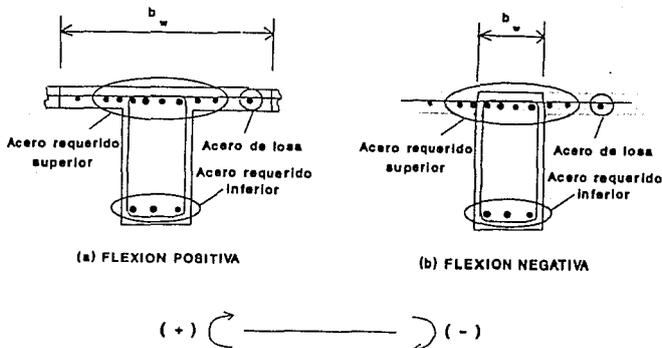


FIG. 5.5 CONSIDERACIONES DE LA RESISTENCIA
A FLEXION DE LAS TRAVES

Es bien sabido que el ancho de losa que se especifica en la sección 2 de la ref. 38 se ha determinado para análisis bajo cargas gravitacionales, pero aquí se toma como una aproximación para incluir las fuentes de sobrerresistencia que este tipo de elemento estructural puede inducir en caso de sismo. Adicionalmente, las superficies de fluencia de las columnas se consideran de acuerdo a los requisitos de traslapes que se establecen en el inciso 5.3.3 de la ref. 38, los cuales exigen que estos se realicen únicamente en la mitad central de tales elementos; esto implica que deben considerarse áreas de acero longitudinal en los extremos inferiores de las columnas que pertenecen a entresijos superiores, según el acero de las columnas del entresijo inmediato inferior (fig. 5.6).

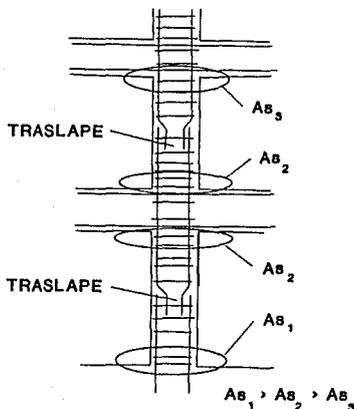


FIG. 5.6 CONSIDERACION DE REFUERZOS EN COLUMNAS

CAPITULO VI

CRITERIOS DE SEGURIDAD ADOPTADOS

La seguridad de las estructuras no se puede juzgar sin criterios explícitos de las fallas estructurales. Las estructuras frágiles, como las de mampostería sin refuerzo, fallan cuando la fuerza máxima aplicada alcanza la resistencia última de la estructura, lo cual queda completamente claro. Por otro lado, las estructuras dúctiles no fallan aunque las fuerzas actuantes sobre la estructura provoquen esfuerzos que alcancen los límites de fluencia en sus secciones críticas, mientras las deformaciones plásticas y, por consiguiente, las demandas de ductilidad, se encuentren dentro de los límites permisibles. Estos límites permisibles quedan determinados por las ductilidades disponibles asociadas a modos de falla dados.

Existe la hipótesis de que la ductilidad disponible está relacionada con la fatiga de pocos ciclos de la estructura⁴⁵. La *fatiga de pocos ciclos* se define como la falla provocada por las inversiones en el signo de las cargas en que el nivel de la fuerza está próximo a la fuerza de fluencia de la estructura. Este concepto implica que el daño no se acumulará si la fuerza aplicada queda por debajo de un cierto nivel. Kato y Akiyama⁴⁵ han propuesto otra hipótesis en la que se introduce el término de *deflexión plástica acumulativa*, en la cual se presenta la falla cuando la deflexión plástica acumulativa provocada por la inversión de la carga alcanza un valor límite.

En este trabajo se adoptan criterios de seguridad basados en las ductilidades locales de curvatura que se presentan en los extremos de los miembros estructurales a través de un formato de **segundos momentos de primer orden**. Para lograr los objetivos planteados en este trabajo, se definen algunos índices de comportamiento que permiten conocer el comportamiento local y global de los marcos dúctiles de concreto reforzado; a partir de los índices de comportamiento local se calculan las probabilidades de falla que nos muestran la variación de la seguridad en este tipo de estructuras, siendo este planteamiento muy simplificado y conveniente ante la dificultad que representa la determinación de las ductilidades disponibles de entrepiso. A su vez, con estos índices locales se estudia la influencia del factor de seguridad de trabes sobre las demandas locales de ductilidad en trabes y columnas.

En este capítulo se describen los índices antes mencionados, así como el criterio probabilista empleado en la evaluación de los marcos.

6.1 Índices de comportamiento

6.1.1 Índices de comportamiento local :

Los índices de comportamiento local que se definen para este trabajo se basan en la relación R que se expresa por :

$$R = \frac{\mu_{dem}}{\mu_{dis}} = \frac{\phi_{max}}{\phi_u}$$

Así, para todas las secciones de traves y columnas por separado, considerando tales conjuntos para todo el marco que se trate y por nivel (para las traves) y entrepiso (para las columnas), se propone estudiar la variación de los siguientes índices :

- 1) \bar{R} ; el valor medio de R.
- 2) $\bar{R} \pm S$; donde S es la desviación estándar de R.
- 3) R_{max} ; el valor máximo de R.

El primer índice se ha definido con el objeto de quitarle peso a aquellos valores que pudiesen dispersarse aisladamente y que pudiesen

llevar a conclusiones que no sean representativas de las tendencias reales de las variables en estudio, y para emplear la información sobre la respuesta de toda la estructura; el segundo, sirve para apreciar la dispersión de las muestras simuladas y el tercero para la evaluación de la seguridad y el comportamiento crítico de cada grupo.

6.1.2 Índice de comportamiento global :

Para conocer el comportamiento de los componentes estructurales, se propone evaluar las ductilidades demandadas de entrepiso (Q), las que se determinan según el procedimiento propuesto en el capítulo IV.

6.2 Criterio probabilista

Uno de los pasos sugeridos dentro de la estrategia para la evolución de los reglamentos de diseño hacia su formato ideal (Optimización de la confiabilidad) es la adopción de un formato de segundos momentos de primer orden ⁴⁸; este formato trata, implícitamente, solo con la confiabilidad de miembros o de secciones críticas. Cornell⁵¹ propuso un formato en el que las medias y los coeficientes de variación de las cargas y de las resistencias se definen de tal forma que incluyan las desviaciones estadísticas en las resistencias de los materiales y en las intensidades de cargas, reflejando también otras formas de incertidumbres tales como las imprecisiones de la construcción, errores en las

fórmulas de predicción de las resistencias, modelado y métodos de análisis. Sin embargo, la obtención de los coeficientes de variación de las variables que definen los efectos de las cargas y de las resistencias requieren de un gran esfuerzo computacional, dado que se requiere realizar un gran número de simulaciones.

En su concepción más simple, un reglamento enmarcado en este formato, ignorará, salvo algunas excepciones, la relación entre las confiabilidades de las secciones individuales y las del sistema estructural, como en el caso de estructuras altamente indeterminadas⁴⁸, donde resulta usualmente conservador tomar la probabilidad total de falla igual a la probabilidad de falla más alta que se obtiene en secciones individuales.

Una de las debilidades más significativas de los métodos de cálculo de confiabilidades sísmicas de sistemas complejos es la ausencia de criterios empíricos de prueba y modelos de falla (colapso en particular) para condiciones en que tales sistemas se someten a excitaciones sísmicas⁵⁰. El criterio de falla de sistemas complejos ha sido expresado en términos de ductilidades locales en regiones inelásticas (a menudo idealizadas como "articulaciones plásticas") de miembros estructurales. Sin embargo, tal criterio desprecia la capacidad residual disponible en los subensamblajes de sistemas complejos después de la fractura causada por deformación inelástica excesiva que ha tomado lugar en una o más "articulaciones plásticas" en el subsistema.

En este trabajo se presenta un criterio que permite el análisis simultáneo de la información sobre ductilidades en los extremos de traveses y columnas⁴⁹, el cual se define tomando en consideración que el tamaño muestral es pequeño (cinco simulaciones por caso), que se conoce la sismicidad del sitio en que se ubicarían las estructuras y que se adopta un formato de segundos momentos de primer orden. El procedimiento que se desarrolla, desde el punto de vista del número de simulaciones realizadas, permite tener idea de los valores medios y de las desviaciones estándar de las variables que definen el comportamiento de los elementos (índices de comportamiento), pero no se obtienen valores confiables de los coeficientes de variación de tales parámetros.

El criterio de seguridad probabilista que se emplea en este trabajo es el que se define a continuación :

Se ha designado por R al índice de comportamiento igual a la relación entre la ductilidad demandada y la disponible en una sección dada. Supongamos que se tiene un conjunto de simulaciones de la respuesta dinámica no lineal de los sistemas de interés. Para un caso dado, sean R_b los máximos valores del índice de comportamiento para las traveses y R_c los que corresponden a las columnas.

Dado que nos interesa aprovechar los valores máximos de R_b y R_c para obtener probabilidades de falla totales, así como estimar las contribuciones de cada tipo de miembro estructural a dichas probabilidades

y que se espera que la falla predominante se presente en las trabes antes que en las columnas, se hace el siguiente planteamiento :

Suponiendo que los conjuntos de valores R_b y R_c (los máximos de los índices de comportamiento en trabes y en columnas, respectivamente) tienen f.d.p. lognormales y que obtenemos los siguientes parámetros estadísticos :

Haciendo $X = \ln R_b$, $Y = \ln R_c$, lo cual representa que estas nuevas variables tendrán f.d.p. normales, los parámetros estadísticos que determinaremos de las muestras de valores simulados son :

- 1) Las medias : m_x y m_y ,
- 2) Las desviaciones estándar : σ_x y σ_y y
- 3) El coeficiente de correlación : ρ .

La probabilidad de falla total, p_f , puede expresarse como sigue :

$$p_f = P(R_b > 1) + P(R_c > 1 , R_b < 1)$$

donde el primer término representa la probabilidad de que fallen las trabes y el segundo término es la probabilidad simultánea de falla de columnas y supervivencia de las trabes. Esta probabilidad puede calcularse así :

$$p_F = P(X > 0) + \int_0^1 f_{R_b}(u) P(Y > 0 | u) du$$

donde :

$$f_{R_b}(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_X u} e^{-\frac{1}{2} \xi^2}, \quad \xi = \frac{\ln u - m_X}{\sigma_X}$$

$$P(Y > 0 | u) = \int_{-\infty}^0 f_Y(y | u) dy$$

$$f_Y(y | u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_Y \sqrt{1 - \rho^2}} e^{-\frac{1}{2} \eta^2}, \quad \eta = \frac{y - m_Y - \rho \frac{\sigma_Y}{\sigma_X} (\ln u - m_X)}{\sigma_Y \sqrt{1 - \rho^2}}$$

Aquí, $f_{R_b}(u)$ es una f.d.p. lognormal, como se mencionó antes, y $f_Y(y | u)$ es una f.d.p. bivariable.

El valor relativo de la aportación de la falla en columnas a la de trabes se obtiene por :

$$r = \frac{P(Y > 0)}{P(X > 0)}$$

Para el cálculo de $P(X > 0)$, $P(Y > 0)$ y $P(Y > 0 | u)$ se emplea la fórmula aproximada de E. Rosenblueth⁵¹, la que a continuación se describe :

Sea la función de distribución acumulada del tipo Gaussiana $\phi(-\beta)$ y el índice de confiabilidad β definido como se muestra en la fig. 6.1. La función $\phi(-\beta)$, que está representada por las áreas sombreadas, puede calcularse por :

$$\phi(-\beta) = \frac{\left[\frac{A\beta}{1 + 2y} + \frac{1}{1 + B\beta + Cy + Dy\beta + x + Ex\beta} \right]}{2 e^y}$$

donde :

$$A = (2/\pi)^{1/2}, \quad B = 1.604, \quad C = 3.91, \quad D = 4.45, \quad E = 0.73,$$

$$y = \beta^2 / 2, \quad x = 2.93 y^2.$$

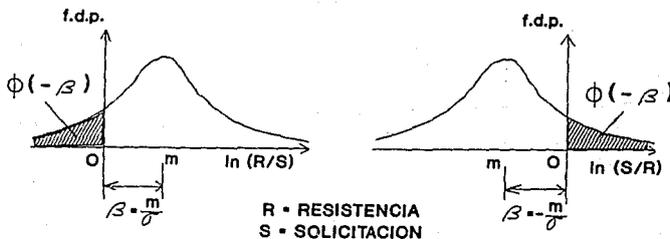


FIG. 6.1 DEFINICION DEL INDICE DE CONFIABILIDAD Y DEL CALCULO DE LA F.D.A. TIPO NORMAL

Así, para las variables X e Y, el índice de confiabilidad β se obtiene directamente por :

$$\beta_X = \left| \frac{m_X}{\sigma_X} \right| ; \quad \beta_Y = \left| \frac{m_Y}{\sigma_Y} \right|$$

donde el valor absoluto se incluye para obtener índices β positivos en todos los casos, dado que al definir estas variables como el logaritmo natural de las ductilidades demandadas entre las disponibles (solicitud entre resistencia), los valores medios de estas deben ser negativos en la mayoría de los casos por ser R_b y R_c menores que la unidad.

El segundo término de la expresión para el cálculo de p_f se obtiene por integración numérica mediante la Regla de Simpson.

CAPITULO VII

CASOS ESTUDIADOS

7.1 Sistemas Estructurales

A fin de cubrir los objetivos planteados en este trabajo a partir de las variables enunciadas en los capítulos anteriores, se propone estudiar los casos siguientes :

Grupos de edificios :

E3 : 3 niveles

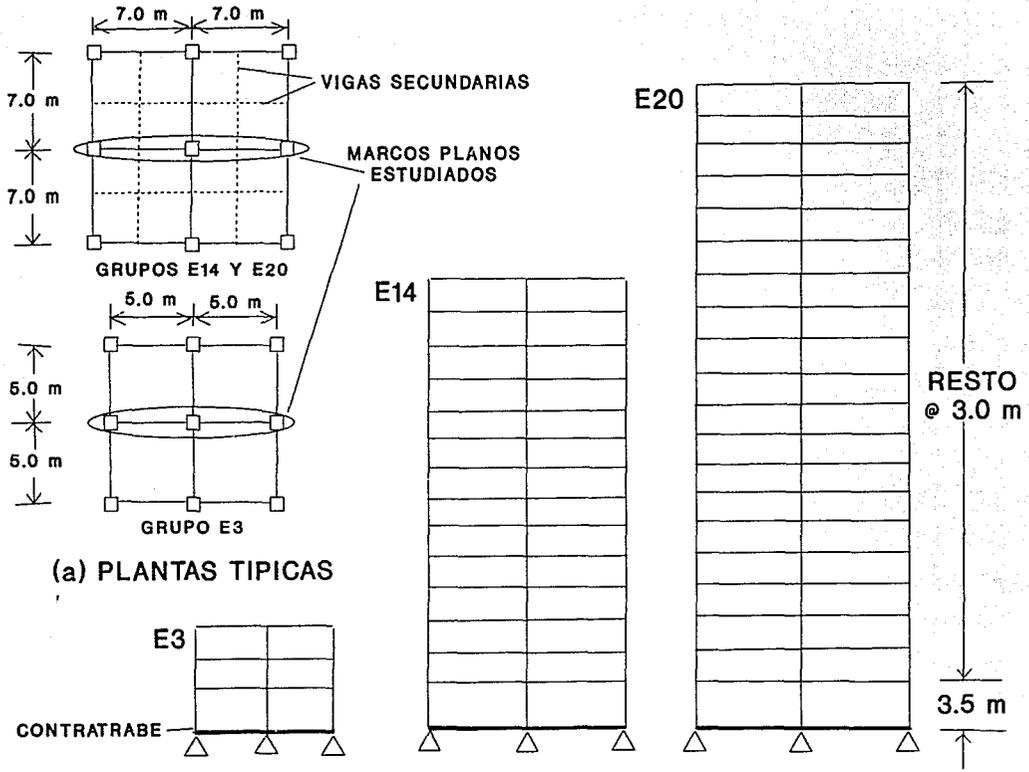
E14 : 14 niveles

E20 : 20 niveles

Estos grupos de edificios están constituidos por sistemas de marcos dúctiles tridimensionales de concreto reforzado con las dimensiones globales que se muestran en la fig. 7.1; sin embargo, como primera etapa de investigación se plantea el estudio de los marcos centrales que se indican en tal figura. Para esto se considera que los edificios experimentan únicamente movimientos de traslación en la dirección de los marcos seleccionados, pero estos toman las cargas gravitacionales que les corresponden por área tributaria en trabes y columnas; las rigideces de tales marcos se consideran de la siguiente manera : a) para fines de obtener los elementos mecánicos de diseño se realiza un análisis elástico tridimensional con participación de las losas a la rigidez de las trabes; b) para fines de análisis de respuesta dinámica no se considera tal contribución a la rigidez de las trabes, pero sí se toma en cuenta para la resistencia a flexión positiva de las mismas. Las masas traslacionales correspondientes a estos marcos centrales se toman en proporción a las rigideces laterales que estos poseen.

Con estos grupos se pretende cubrir los rangos de periodos de las estructuras que se ven influenciados de diferente forma por los sismos que posean características similares a los que se presentan en la zona blanda de la Ciudad de México; es decir, periodos cortos, moderados y largos, respectivamente.

A su vez, tales marcos se identifican para los diferentes factores de seguridad que se emplean en el diseño por flexión de sus trabes,



(a) PLANTAS TIPICAS
 (b) ELEVACIONES DE MARCOS TIPICOS
FIG. 7.1 DIMENSIONES GLOBALES DE CASOS ESTUDIADOS

pero manteniendo las columnas constantes, según el RCDF-87. Estos factores se expresan mediante la relación de los factores de carga (F_c) a los factores de resistencia (F_R) como sigue :

$$f_1 = \frac{F_c}{F_R}$$

Así, para los diferentes factores de seguridad en traveses que se emplean por grupo, sus valores que les corresponden para fines de identificación de los marcos son :

a) Para traveses diseñados conforme el RCDF-87 :

$$f_1 = \frac{1.1}{0.9} = 1.222$$

b) Para traveses diseñados con F_c igual al del RCDF-87 por 1.3 :

$$f_2 = \frac{1.1 \times 1.3}{0.9} = 1.589$$

c) Para traveses diseñados con F_c igual al del RCDF-87 por 0.8 :

$$f_3 = \frac{1.1 \times 0.8}{0.9} = 0.978$$

Las dimensiones usadas en los miembros estructurales, así como las áreas de acero de refuerzo se detallan en la siguiente sección; de

igual manera, se hace un resumen de los valores adoptados para definir las propiedades de los casos estudiados. En todos los marcos se supone la existencia de contratraveses a nivel de cimentación con masa nula y resistencia infinita para considerar que las estructuras no están empotradas en el suelo. También se supone que todos los marcos poseen columnas de iguales dimensiones transversales cada dos entrepisos, con la excepción de las que se ubican en la planta baja de los pertenecientes al grupo E3; para los grupos E14 y E20 se considera la existencia de vigas secundarias a nivel de losas de pisos; estas losas son de tipo macizas de concreto reforzado que actúan como diafragmas rígidos (fig. 7.1).

7.2 Propiedades nominales y propiedades medias

Las propiedades nominales que se emplearon en el diseño preliminar de los marcos estudiados se describen a continuación :

Para todos los grupos :

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

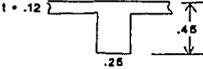
$$f_y , f_{y_h} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cargas muertas y vivas, según se describen en el Capítulo IV _

Para el grupo E3 se consideran las siguientes propiedades :

a) Dimensiones de las secciones transversales : (Tabla 7.1)

TABLA 7.1 DIMENSIONES DE SECCIONES/ GRUPO E3

TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION (Dimensiones en m)
COLUMNA	2 y 3	
COLUMNA	1	
TRABE	1, 2 y 3	
TRABE	Base	

b) Areas de acero de refuerzo : (Tablas 7.2 y 7.3)

TABLA 7.2 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS/ GRUPO E3
PARA TODOS LOS f_c

ENTREPISO	UBICACION EN EL MARCO	REF. LONG. As*A's (cm ²)	REF. TRANSVERSAL
3	EXTREMOS	3.189	Est. simples #3 + 3 grapas Ø 8.75 cm
	CENTRO	2.767	Est. simples #3 + 3 grapas Ø 8.75 cm
2	EXTREMOS	4.154	Est. simples #3 + 3 grapas Ø 8.75 cm
	CENTRO	6.125	Est. simples #3 + 3 grapas Ø 8.75 cm
1	EXTREMOS	7.220	Est. simples #3 + 3 grapas Ø 9.5 cm
	CENTRO	7.220	Est. simples #3 + 3 grapas Ø 9.5 cm

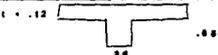
TABLA 7.3 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E3
 A_s (cm²)

f_i	NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL				REFUERZO TRANSVERSAL	
		EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
		As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
1.222	3	2.660	2.635	2.823	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
	2	5.392	2.635	5.324	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
	1	6.344	2.635	6.738	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
1.589	3	3.498	2.635	3.716	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
	2	7.177	2.635	7.089	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
	1	8.490	3.102	9.038	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
0.978	3	2.635	2.635	2.635	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
	2	4.251	2.635	4.199	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm
	1	4.983	2.635	5.286	2.635	est. simples #2.5 e 10cm	est. simples #2.5 e 10cm

Para el grupo E14 se consideran las siguientes propiedades :

a) Dimensiones de las secciones transversales : (Tabla 7.4)

TABLA 7.4 DIMENSIONES DE SECCIONES/ GRUPO E14

TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION (Dimensiones en m)
COLUMNA	13 y 14	
COLUMNA	11 y 12	
COLUMNA	9 y 10	
COLUMNA	7 y 8	
COLUMNA	5 y 6	
COLUMNA	3 y 4	
COLUMNA	1 y 2	
TRABE	Del 5 al 14	
TRABE	Del 1 al 4	
TRABE	Base	

b) Areas de acero de refuerzo : (Tablas 7.5, 7.6, 7.7 y 7.8)

TABLA 7.5 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS/ GRUPO E14
PARA TODOS LOS f_i

ENTREPISO	UBICACION EN EL MARCO	REF. LONG. As = A's (cm ²)	REFUERZO TRANSVERSAL
14	EXTREMOS	9.06	Est. simple #3 - 3 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	12.50	Est. simple #3 - 3 grapas Ø 10 cm
13	EXTREMOS	12.50	Est. simple #3 - 3 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	12.50	Est. simple #3 - 3 grapas Ø 10 cm
12	EXTREMOS	13.78	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
	CENTRO	13.78	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
11	EXTREMOS	13.78	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
	CENTRO	13.78	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
10	EXTREMOS	15.13	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
	CENTRO	15.13	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
9	EXTREMOS	15.13	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
	CENTRO	15.13	Est. doble #3 - 1 grapa Ø 10 cm
8	EXTREMOS	18.00	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	18.00	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
7	EXTREMOS	18.00	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	18.00	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
6	EXTREMOS	21.13	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	25.48	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
5	EXTREMOS	21.13	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	25.48	Est. doble #3 - 2 grapas Ø 10 cm
4	EXTREMOS	22.78	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	33.67	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
3	EXTREMOS	25.42	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	41.01	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
2	EXTREMOS	29.66	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	44.44	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
1	EXTREMOS	48.39	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm
	CENTRO	50.90	Est. doble #3 - 3 grapas Ø 10 cm

TABLA 7.6 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E14
PARA $f_c = 1.222$

NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL (cm ²)				REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
	As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
14	8.82	5.14	5.34	5.14	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
13	13.23	6.31	7.26	5.14	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
12	17.04	8.01	10.87	5.24	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
11	20.95	9.68	14.24	8.02	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
10	24.89	11.29	17.75	11.02	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 15cm
9	28.21	12.64	21.01	13.48	Est. simples #3 @ 10cm	Est. simples #3 @ 15cm
8	30.76	14.05	24.48	16.43	Est. simples #3 @ 9.27cm	Est. simples #3 @ 15cm
7	32.63	15.75	27.50	18.51	Est. simples #3 @ 8.82cm	Est. simples #3 @ 15cm
6	34.46	18.16	29.82	20.89	Est. simples #3 @ 8.37cm	Est. simples #3 @ 15cm
5	35.60	20.03	31.46	22.32	Est. simples #3 @ 8.14cm	Est. simples #3 @ 15cm
4	37.48	22.33	33.69	24.04	Est. simples #3 @ 7.76cm	Est. simples #3 @ 15cm
3	37.83	23.62	34.76	24.49	Est. simples #3 @ 7.70cm	Est. simples #3 @ 15cm
2	37.63	24.05	35.22	24.29	Est. simples #3 @ 7.71cm	Est. simples #3 @ 15cm
1	34.22	21.56	33.19	20.33	Est. simples #3 @ 8.37cm	Est. simples #3 @ 15cm

**TABLA 7.7 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E14
PARA $f_c = 1.589$**

NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL (cm ²)				REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
	As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
14	11.69	5.61	7.02	5.14	Est. simples #2.5 ● 12.7cm	Est. simples #2.5 ● 12.7cm
13	17.75	8.32	9.59	5.14	Est. simples #2.5 ● 12.7cm	Est. simples #2.5 ● 12.7cm
12	23.16	10.59	14.49	6.88	Est. simples #2.5 ● 12.7cm	Est. simples #2.5 ● 12.7cm
11	28.59	12.86	19.17	10.60	Est. simples #2.5 ● 12.7cm	Est. simples #2.5 ● 12.7cm
10	32.56	15.07	24.18	14.69	Est. simples #2.5 ● 12.7cm	Est. simples #2.5 ● 15cm
9	35.82	14.19	28.66	18.11	Est. simples #3 ● 10cm	Est. simples #3 ● 15cm
8	39.14	18.91	32.17	22.28	Est. simples #3 ● 9.27cm	Est. simples #3 ● 15cm
7	41.57	21.30	35.04	25.30	Est. simples #3 ● 8.82cm	Est. simples #3 ● 15cm
6	43.95	24.79	37.92	28.54	Est. simples #3 ● 8.37cm	Est. simples #3 ● 15cm
5	45.43	27.53	40.05	30.01	Est. simples #3 ● 8.14cm	Est. simples #3 ● 15cm
4	47.80	30.56	42.88	32.32	Est. simples #3 ● 7.76cm	Est. simples #3 ● 15cm
3	48.26	31.89	44.27	32.78	Est. simples #3 ● 7.70cm	Est. simples #3 ● 15cm
2	48.00	32.33	44.87	32.57	Est. simples #3 ● 7.71cm	Est. simples #3 ● 15cm
1	43.57	29.64	42.24	27.81	Est. simples #3 ● 8.37cm	Est. simples #3 ● 15cm

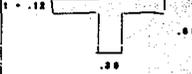
TABLA 7.8 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E14
 PARA $f_s = 0.978$

NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL (cm ²)				REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
	As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
14	6.97	5.14	5.14	5.14	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
13	10.38	5.14	5.75	5.14	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
12	13.28	6.33	8.56	5.14	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
11	18.19	7.64	11.15	6.34	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 12.7cm
10	19.08	8.89	13.81	8.68	Est. simples #2.5 @ 12.7cm	Est. simples #2.5 @ 15cm
9	21.55	9.93	16.24	10.57	Est. simples #3 @ 10cm	Est. simples #3 @ 15cm
8	24.19	11.01	18.78	12.82	Est. simples #3 @ 9.27cm	Est. simples #3 @ 15cm
7	26.20	12.30	20.95	14.39	Est. simples #3 @ 8.82cm	Est. simples #3 @ 15cm
6	28.14	14.12	23.21	16.16	Est. simples #3 @ 8.37cm	Est. simples #3 @ 15cm
5	29.04	15.51	24.93	17.21	Est. simples #3 @ 8.14cm	Est. simples #3 @ 15cm
4	30.59	17.27	26.65	18.53	Est. simples #3 @ 7.76cm	Est. simples #3 @ 15cm
3	30.87	18.23	27.80	18.86	Est. simples #3 @ 7.70cm	Est. simples #3 @ 15cm
2	30.71	18.54	28.30	18.71	Est. simples #3 @ 7.71cm	Est. simples #3 @ 15cm
1	27.22	16.70	26.12	15.78	Est. simples #3 @ 8.37cm	Est. simples #3 @ 15cm

Para el grupo E20 se consideraran las siguientes propiedades :

a) Dimensiones de las secciones transversales : (Tabla 7.9)

TABLA 7.9 DIMENSIONES DE SECCIONES/ GRUPO E20

TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION	TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION
COLUMNA	19 y 20		COLUMNA	5 y 6	
COLUMNA	17 y 18		COLUMNA	3 y 4	
COLUMNA	15 y 16		COLUMNA	1 y 2	
COLUMNA	13 y 14		TRABE	Del 11 al 20	
COLUMNA	11 y 12		TRABE	Del 1 al 10	
COLUMNA	9 y 10		TRABE	Base	
COLUMNA	7 y 8				NOTA : Dimensiones en m

b) Areas de acero de refuerzo : (Tablas 7.10, 7.11, 7.12 y 7.13)

**TABLA 7.10 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS/ GRUPO E20
PARA TODOS LOS f_c ; A_s (cm²)**

ENTREPISO	REFUERZO LONG. ($A_s = A's$)		REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS	CENTRO	EXTREMOS	CENTRO
20	10.39	10.39	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
19	10.39	10.39	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
18	11.28	11.28	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
17	11.28	13.25	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
16	12.50	18.35	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
15	18.86	26.32	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
14	21.77	30.76	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
13	30.19	38.66	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. simples #3 - 3 grapas ø 10 cm
12	32.94	41.71	Est. dobles #3 - 1 grapa ø 10 cm	Est. dobles #3 - 1 grapa ø 10 cm
11	42.85	47.81	Est. dobles #3 - 1 grapa ø 10 cm	Est. dobles #3 - 1 grapa ø 10 cm
10	42.85	47.81	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm
9	49.54	49.83	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm
8	49.54	49.83	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm
7	49.54	49.83	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 2 grapas ø 10 cm
6	49.54	49.92	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm
5	49.54	49.92	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm
4	49.54	49.92	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm
3	49.54	50.81	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 3 grapas ø 10 cm
2	62.17	62.17	Est. dobles #3 - 4 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 4 grapas ø 10 cm
1	73.83	73.83	Est. dobles #3 - 4 grapas ø 10 cm	Est. dobles #3 - 4 grapas ø 10 cm

TABLA 7.11 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E20
PARA $f_c = 1.222$

NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL (cm ²)				REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
	As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
20	9.16	5.05	5.05	5.05	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
19	15.01	7.11	6.96	5.05	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
18	20.32	9.14	10.95	7.08	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
17	24.67	11.18	14.77	10.53	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
16	29.18	13.20	18.82	14.28	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
15	32.48	15.02	22.81	17.61	Est. simple #3 ø 8.94 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
14	35.72	16.85	27.09	21.32	Est. simple #3 ø 8.26 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
13	38.48	20.11	30.09	24.54	Est. simple #3 ø 7.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
12	41.14	23.57	32.79	27.91	Est. simple #3 ø 8.00 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
11	43.12	26.78	35.28	29.71	Est. simple #3 ø 7.02 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
10	46.04	29.63	38.25	32.81	Est. simple #3 ø 8.67 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
9	47.54	31.51	40.23	34.28	Est. simple #3 ø 8.89 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
8	49.25	33.46	42.52	36.26	Est. simple #3 ø 8.14 cm	Est. simple #3 ø 12.98 cm
7	50.41	35.13	44.27	37.42	Est. simple #3 ø 8.02 cm	Est. simple #3 ø 12.39 cm
6	51.65	36.79	46.19	38.91	Est. simple #3 ø 8.44 cm	Est. simple #3 ø 11.83 cm
5	52.23	37.97	47.46	39.52	Est. simple #3 ø 6.78 cm	Est. simple #3 ø 11.40 cm
4	52.61	38.93	48.61	40.14	Est. simple #3 ø 6.71 cm	Est. simple #3 ø 11.05 cm
3	51.64	38.67	48.48	38.96	Est. simple #3 ø 6.80 cm	Est. simple #3 ø 11.40 cm
2	48.13	35.75	45.72	35.91	Est. simple #3 ø 8.14 cm	Est. simple #3 ø 12.74 cm
1	37.26	25.12	36.66	24.52	Est. simple #3 ø 7.86 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm

TABLA 7.12 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E20
PARA $f_y = 1.589$

NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL (cm ²)				REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
	As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
20	12.16	5.82	6.36	5.05	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
19	20.28	9.38	9.19	5.05	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
18	27.11	12.14	14.61	9.35	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
17	32.31	14.92	19.94	14.03	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
16	37.24	17.73	25.78	19.24	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
15	41.54	20.29	30.44	24.02	Est. simple #3 ø 8.94 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
14	45.75	24.47	34.64	28.90	Est. simple #3 ø 8.28 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
13	49.34	29.27	38.43	32.17	Est. simple #3 ø 7.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
12	52.80	33.88	42.18	35.60	Est. simple #3 ø 8.00 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
11	55.38	37.31	45.18	37.94	Est. simple #3 ø 7.02 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
10	59.12	39.50	48.99	41.92	Est. simple #3 ø 8.87 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
9	61.07	42.09	51.57	43.83	Est. simple #3 ø 8.38 cm	Est. simple #3 ø 14.16 cm
8	63.28	45.05	54.53	46.40	Est. simple #3 ø 9.14 cm	Est. simple #3 ø 12.88 cm
7	64.80	47.07	56.82	47.91	Est. simple #3 ø 8.02 cm	Est. simple #3 ø 12.39 cm
6	66.40	49.20	59.31	49.85	Est. simple #3 ø 8.64 cm	Est. simple #3 ø 11.82 cm
5	67.16	50.22	60.96	50.64	Est. simple #3 ø 8.78 cm	Est. simple #3 ø 11.40 cm
4	67.66	50.88	62.46	51.44	Est. simple #3 ø 8.71 cm	Est. simple #3 ø 11.08 cm
3	66.39	49.54	62.29	50.30	Est. simple #3 ø 8.80 cm	Est. simple #3 ø 11.40 cm
2	61.83	45.74	58.70	45.95	Est. simple #3 ø 8.14 cm	Est. simple #3 ø 12.74 cm
1	47.70	33.35	46.92	32.74	Est. simple #3 ø 7.88 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm

**TABLA 7.13 ACERO DE REFUERZO EN TRABES/ GRUPO E20
PARA $f_c = 0.978$**

NIVEL	REFUERZO LONGITUDINAL (cm ²)				REFUERZO TRANSVERSAL	
	EXTREMOS		CENTRO		EXTREMOS	CENTRO
	As sup.	As inf.	As sup.	As inf.		
20	7.23	5.05	5.05	5.05	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
19	11.74	5.63	5.52	5.05	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
18	16.27	7.22	8.62	5.61	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
17	18.90	8.80	11.55	8.30	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
16	22.63	10.35	14.60	11.18	Est. simple #3 ø 14.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
15	26.09	11.74	17.55	13.70	Est. simple #3 ø 8.94 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
14	29.03	13.12	20.63	16.46	Est. simple #3 ø 8.26 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
13	31.24	15.57	23.56	18.80	Est. simple #3 ø 7.76 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
12	33.37	18.10	26.62	21.36	Est. simple #3 ø 8.00 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
11	34.96	20.41	28.68	23.18	Est. simple #3 ø 7.02 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
10	37.33	22.58	31.09	25.79	Est. simple #3 ø 8.67 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm
9	38.52	24.46	32.68	27.34	Est. simple #3 ø 8.39 cm	Est. simple #3 ø 14.16 cm
8	39.89	26.48	34.50	29.49	Est. simple #3 ø 8.14 cm	Est. simple #3 ø 12.86 cm
7	40.82	28.26	35.91	30.43	Est. simple #3 ø 8.02 cm	Est. simple #3 ø 12.38 cm
6	41.81	29.92	37.44	31.62	Est. simple #3 ø 8.84 cm	Est. simple #3 ø 11.93 cm
5	42.27	30.86	38.46	32.11	Est. simple #3 ø 8.76 cm	Est. simple #3 ø 11.40 cm
4	42.58	31.64	39.38	32.60	Est. simple #3 ø 8.71 cm	Est. simple #3 ø 11.08 cm
3	41.80	31.43	39.27	31.90	Est. simple #3 ø 8.80 cm	Est. simple #3 ø 11.40 cm
2	38.99	28.94	37.07	29.12	Est. simple #3 ø 8.14 cm	Est. simple #3 ø 12.74 cm
1	30.30	19.31	29.82	18.87	Est. simple #3 ø 7.88 cm	Est. simple #3 ø 14.76 cm

Los valores nominales de las variables aleatorias y sus parámetros estadísticos que se emplean en este estudio se determinan según la tabla 7.14. Nótese que la media de la resistencia del concreto a la compresión, f'_c , es menor que su valor nominal; esto se debe a que el valor medio de la resistencia en obra es menor que la de los cilindros de control, como se explica claramente en el capítulo II. Los recubrimientos nominales usados en este trabajo se han definido hasta el centroide de las áreas de acero de refuerzo de los elementos, y se adopta un valor constante de 6 cm. en todos los casos.

TABLA 7.14 VALORES NOMINALES Y PARAMETROS ESTADISTICOS DE LAS VARIABLES ESTUDIADAS

ITEM	VARIABLE	f.d.p.	VALOR NOMINAL	m	σ	ρ
RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	f_c	NORMAL	250	242.7	40.82	0.8
	f_y	NORMAL	4200	4680.0	450.0	0.8
DIMENSIONES DE COLUMNAS	BASE	NORMAL	b	$b + 0.159$	0.635	0.8
	PERALTE	NORMAL	h	$h + 0.159$	0.635	0.8
	RECUBRIMIENTO	NORMAL	r	$r + 0.635 + 0.004h$	0.420	0.8
DIMENSIONES DE TRABES	BASE	NORMAL	b	$b + 0.254$	0.368	0.8
	PERALTE	NORMAL	h	$h - 0.279$	0.644	0.8
	RECUBRIMIENTO	NORMAL	r	$r + 0.160$	1.110	0.8
CARGAS VERTICALES	MUERTA	GAMMA	ver cap. III			
	VIVA	GAMMA	ver cap. III			

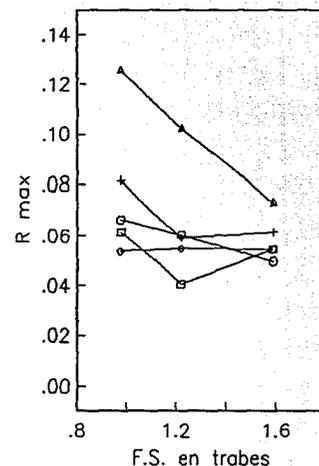
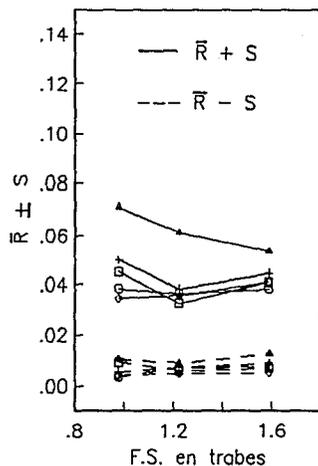
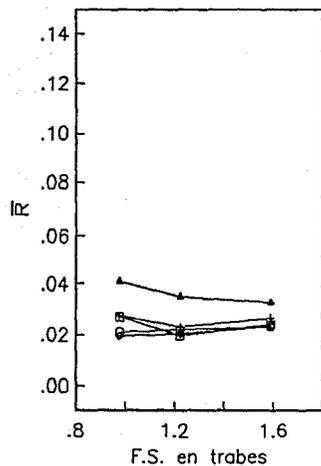
ρ COEFICIENTE DE CORRELACION DE LA VARIABLE

CAPITULO VIII

ANALISIS DE RESULTADOS

8.1 Indices de comportamiento local

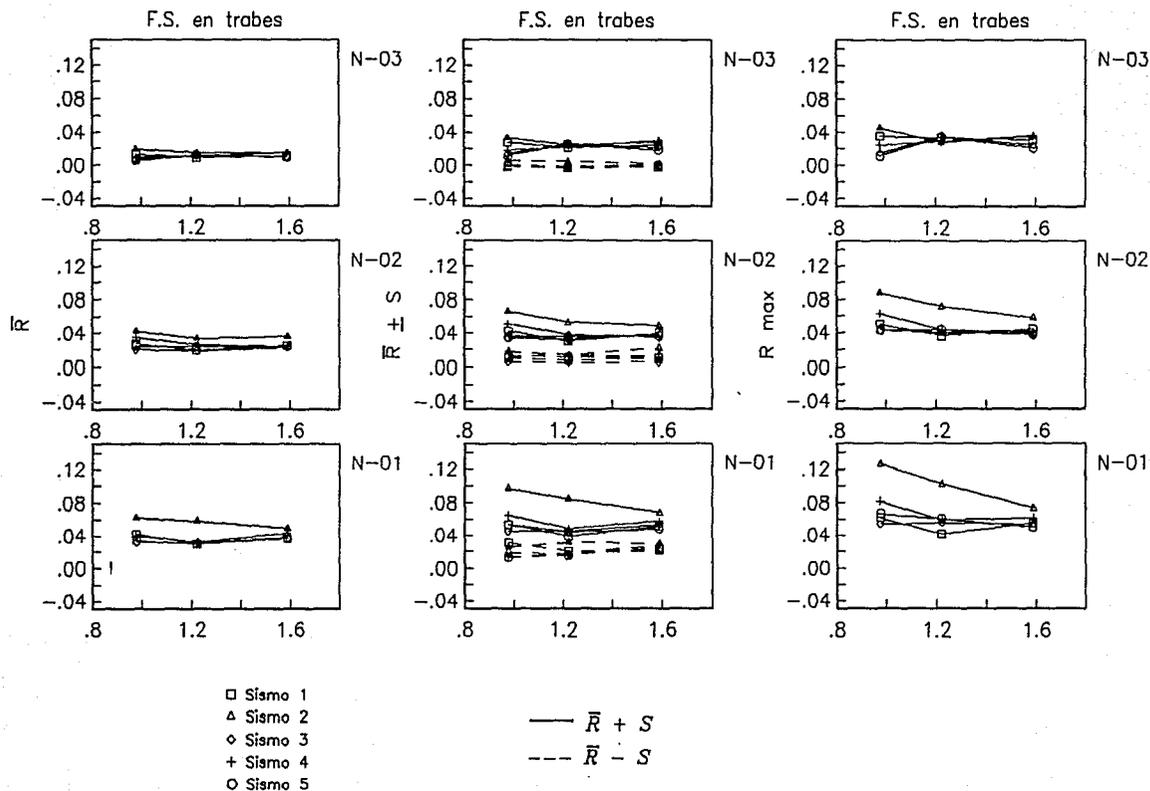
Los resultados obtenidos para los diferentes casos estudiados se han graficado de manera que faciliten su interpretación; para los índices de comportamiento local se han organizado las gráficas múltiples que se muestran en las figs. 8.1 a la 8.40, inclusive. Aquí se plasman los índices mencionados por grupo de edificios y por tipos de elementos estructurales (trabes y columnas); a su vez, estos últimos se organizan por marco simulado, por nivel, en el caso de trabes, y por entrepiso para columnas. Estos resultados se agrupan según el factor de escalamiento aplicado a los sismos y por factores de seguridad en trabes.



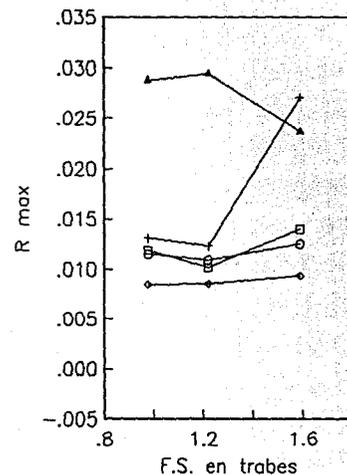
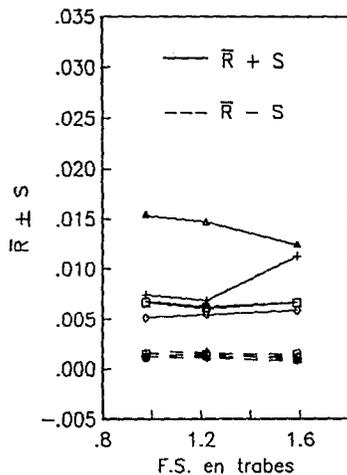
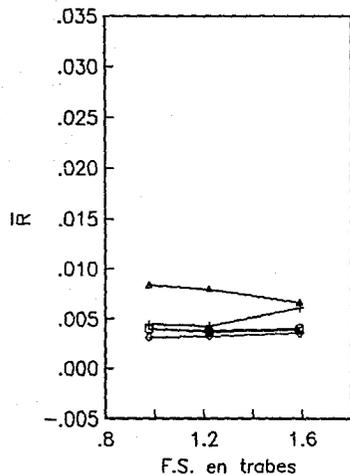
- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R.
 R max : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar

FIG. 8.1 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E3



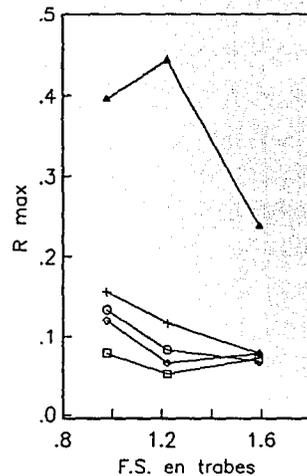
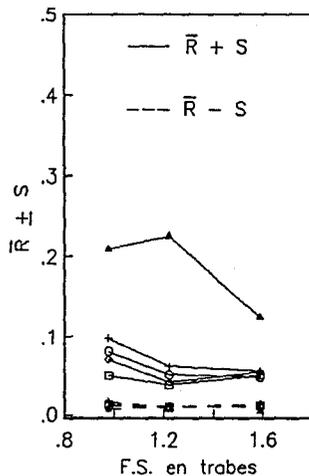
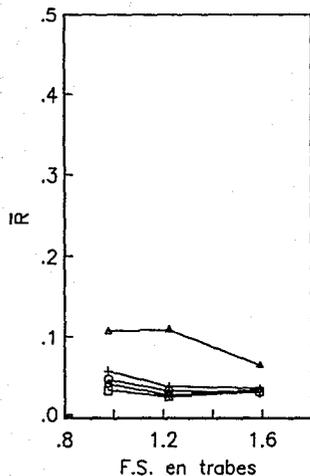
**FIG. 8.2 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES
POR NIVEL / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E3**



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R
 R max : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar de R

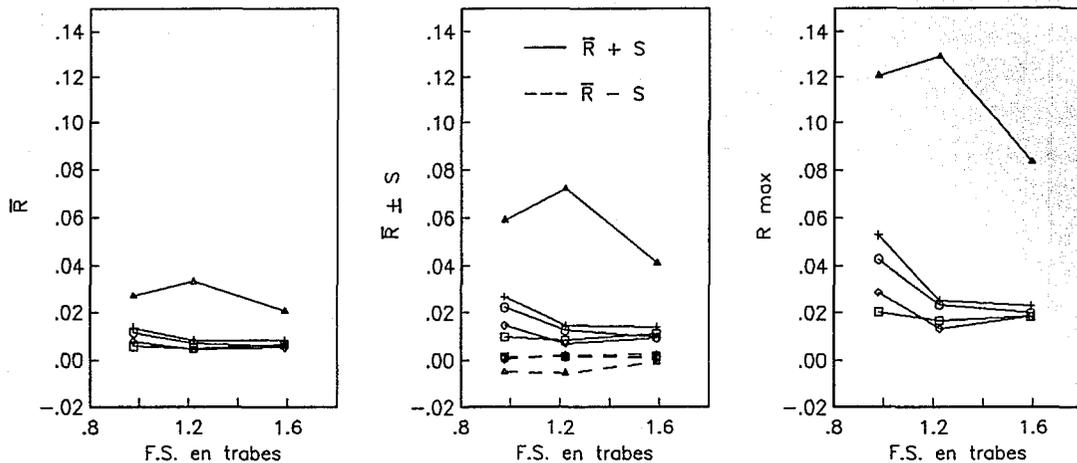
FIG.8.3 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E3



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R .
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar

FIG. 8.5 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E3



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar de R

FIG.8.7 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E3

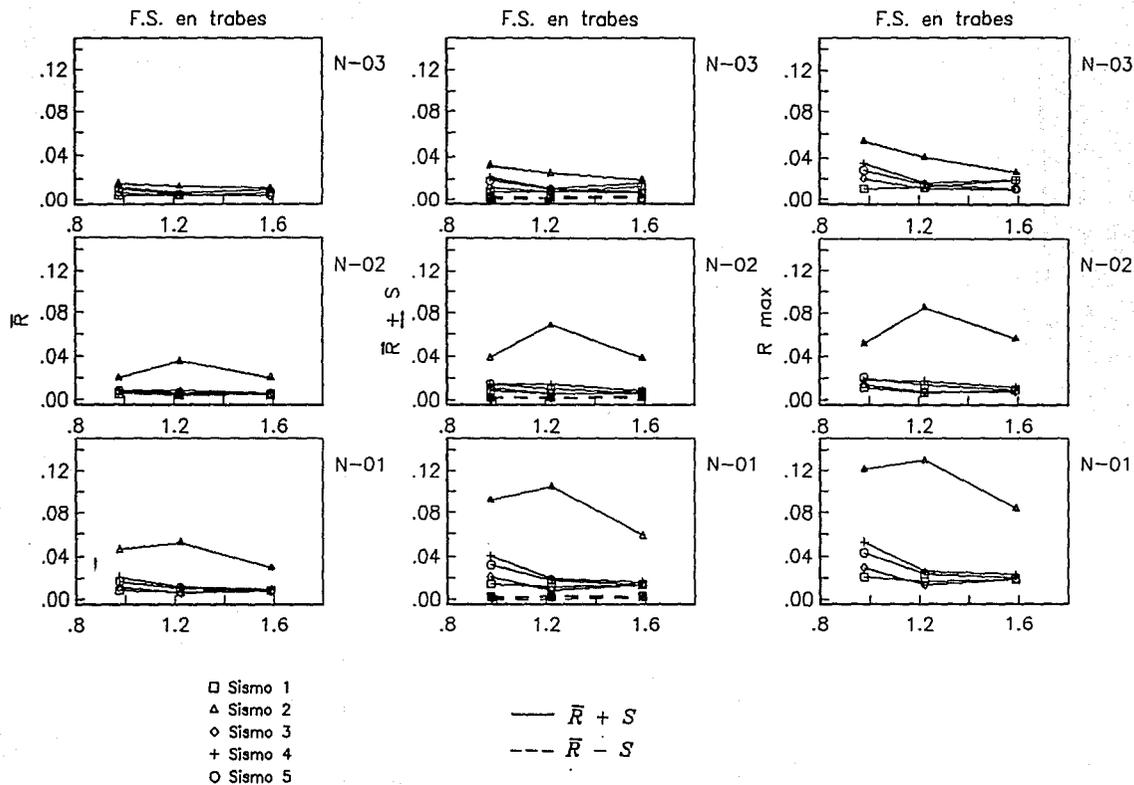
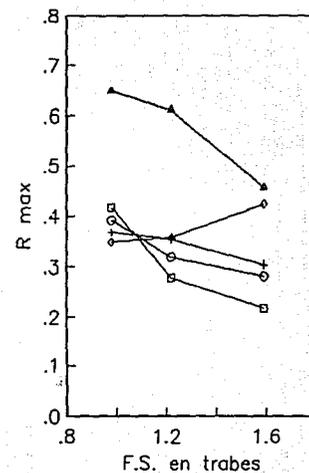
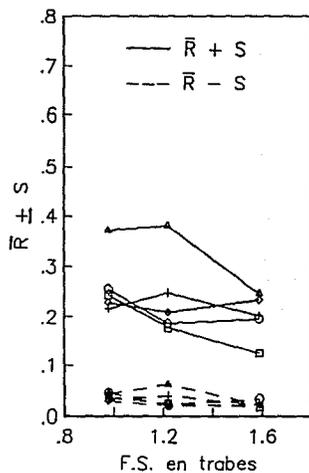
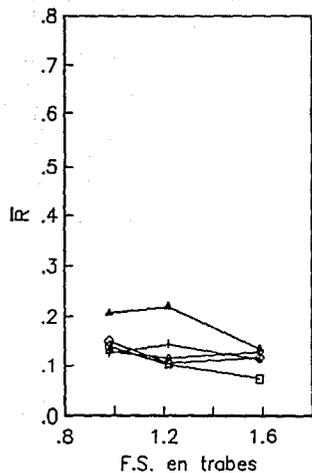


FIG. 8.8 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS
 POR ENTREPISO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E3



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R .
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar

FIG. 8.9 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

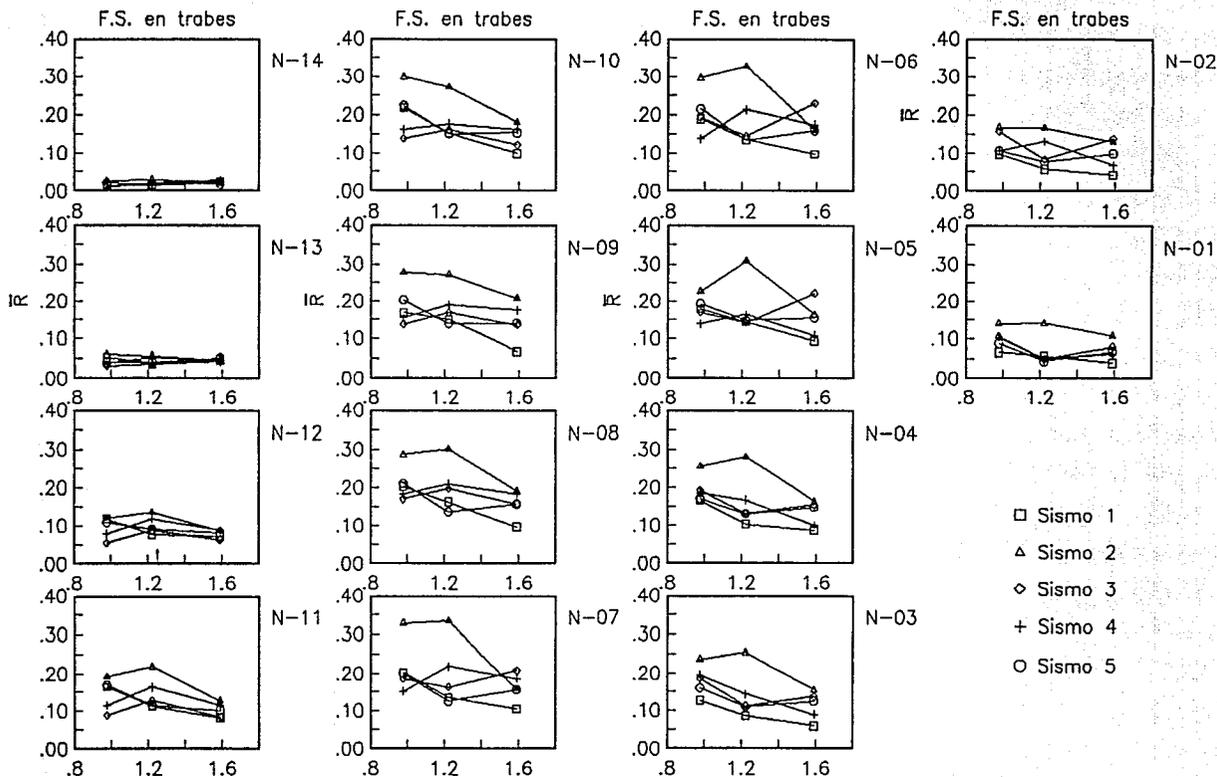


FIG.8,10 VARIACION DE \bar{R} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

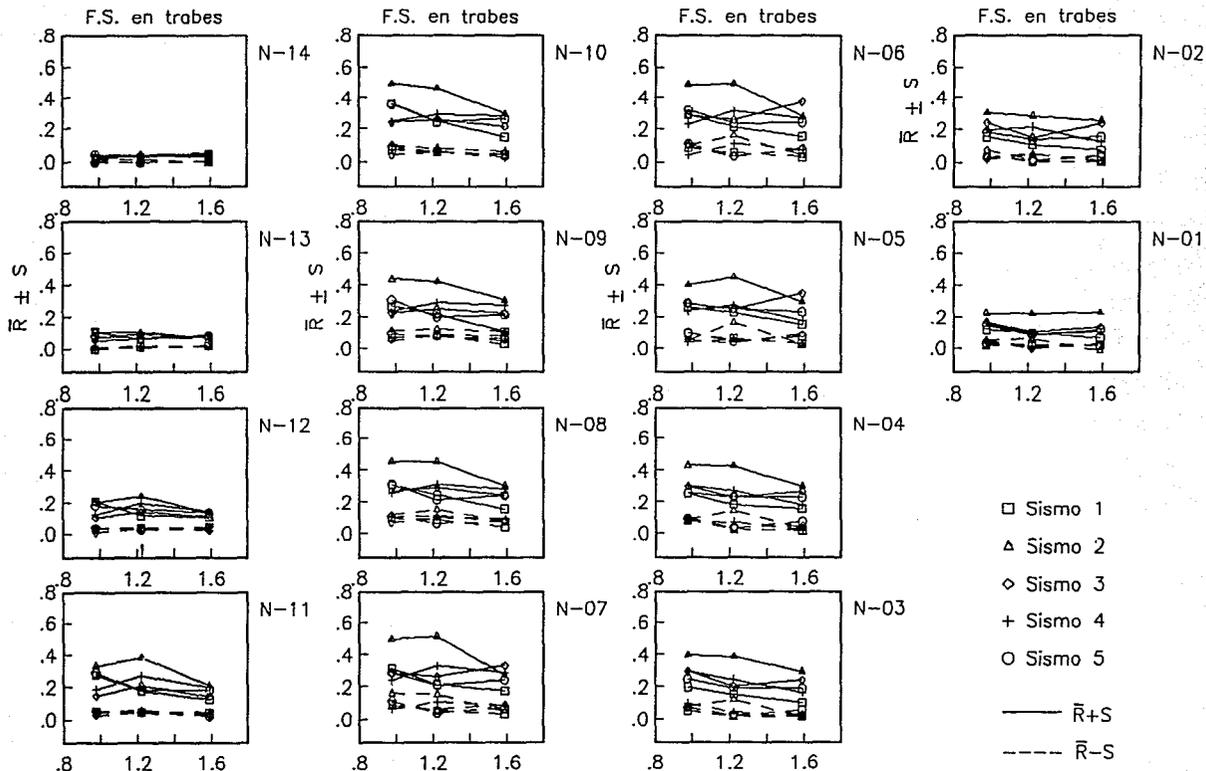


FIG.8.11 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

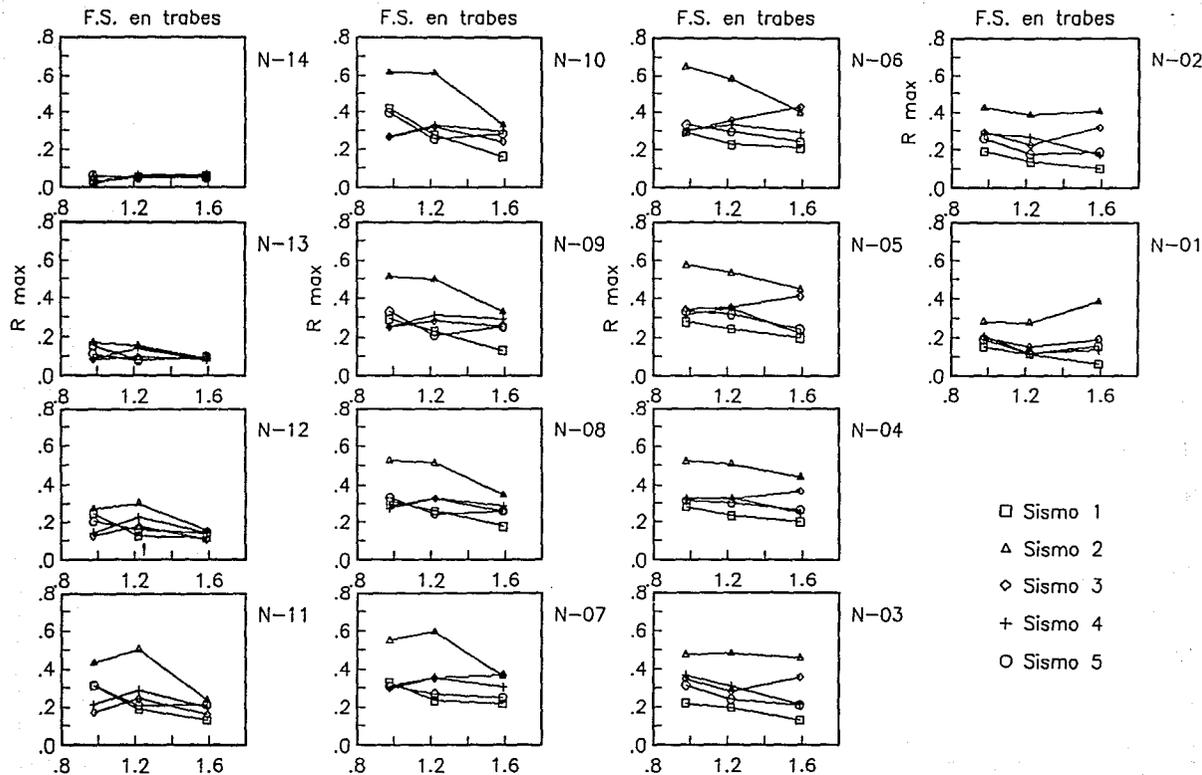
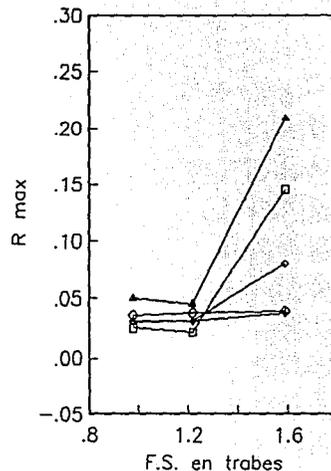
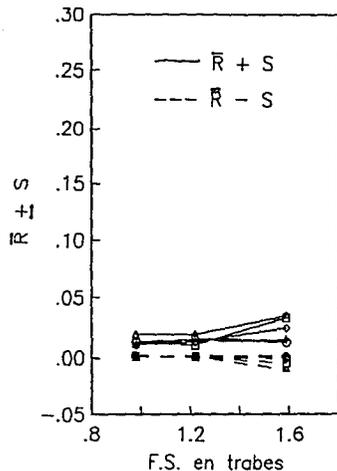
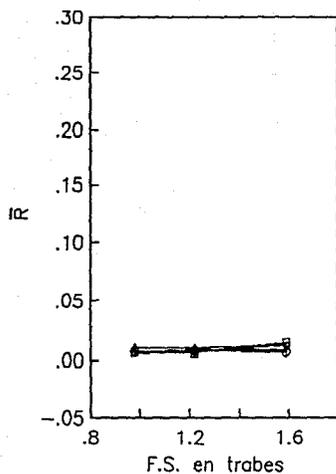


FIG. 8.12 VARIACION DE R_{max} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar de R

FIG. 8.13 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

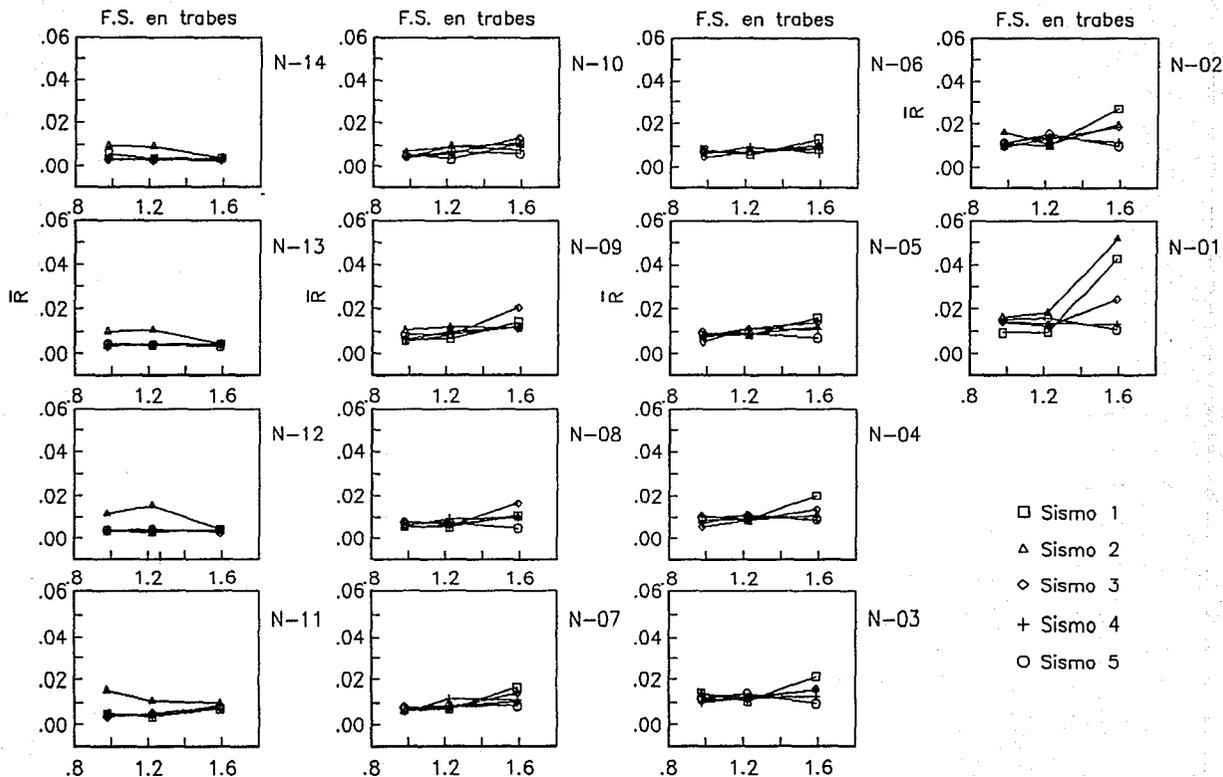


FIG. 8.14 VARIACION DE \bar{R} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

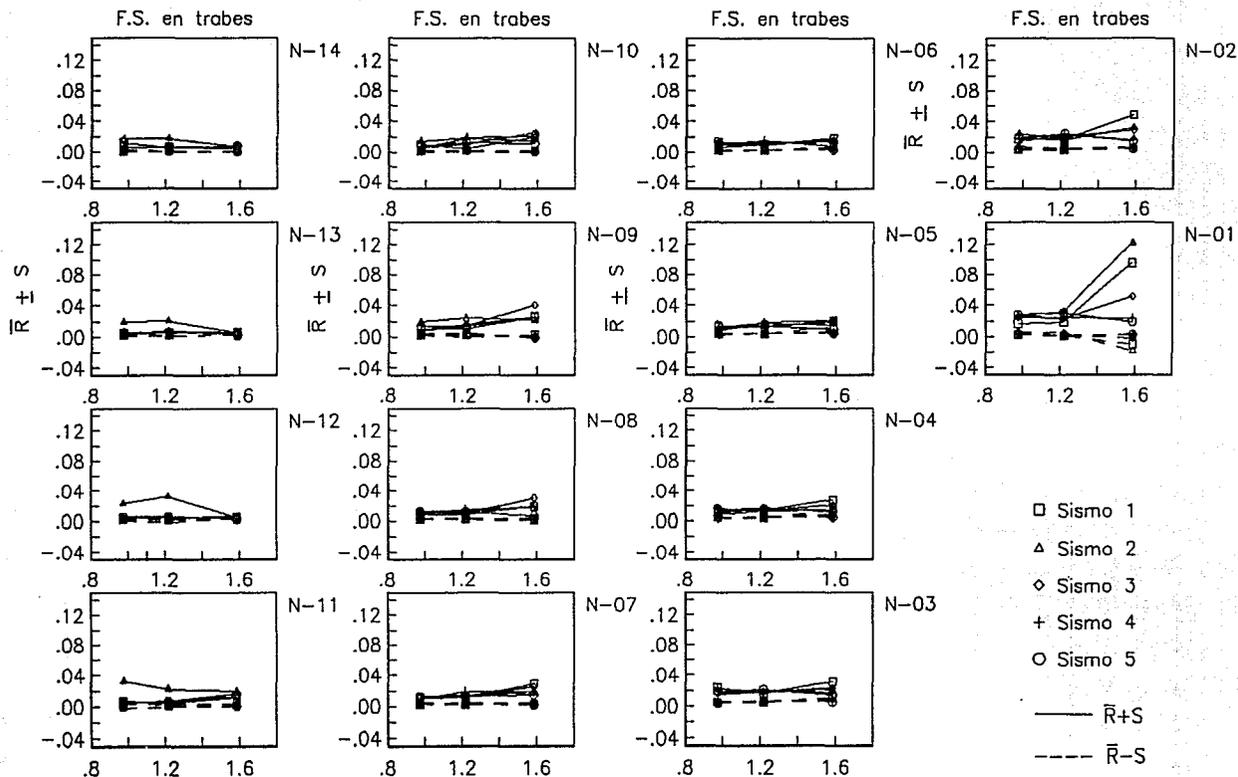


FIG. 8.15 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

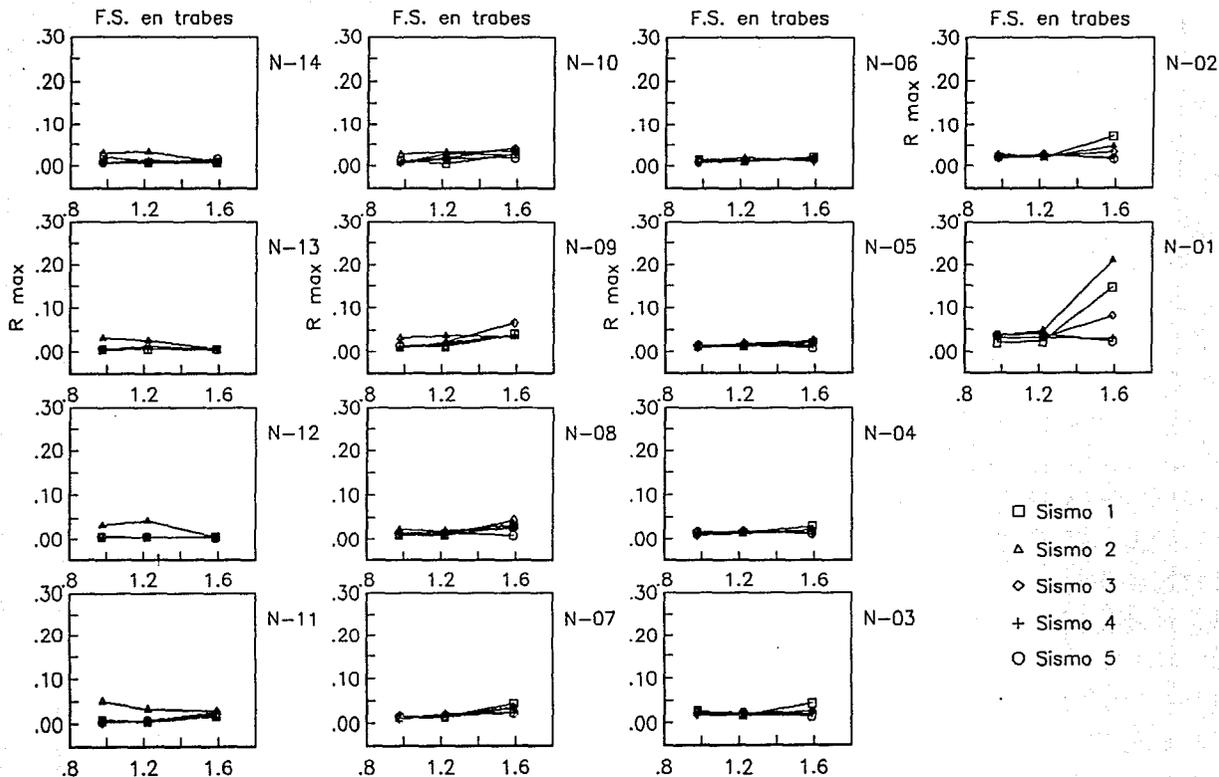
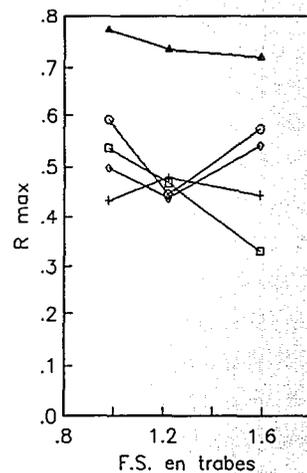
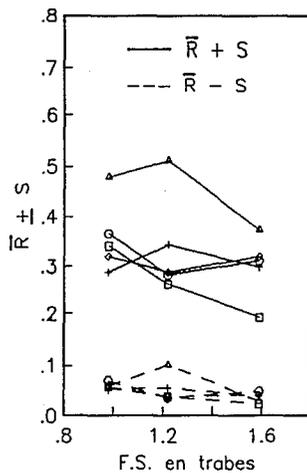
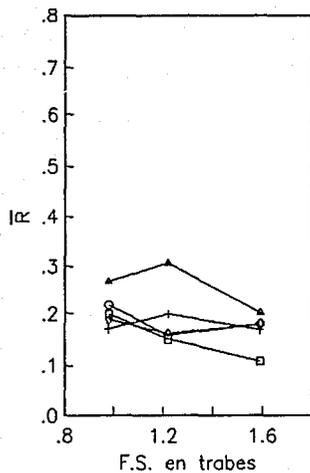


FIG. 8.16 VARIACION DE R_{max} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R

R_{max} : Valor máximo de R

S : Desviación estándar de R

FIG. 8.17 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES
POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

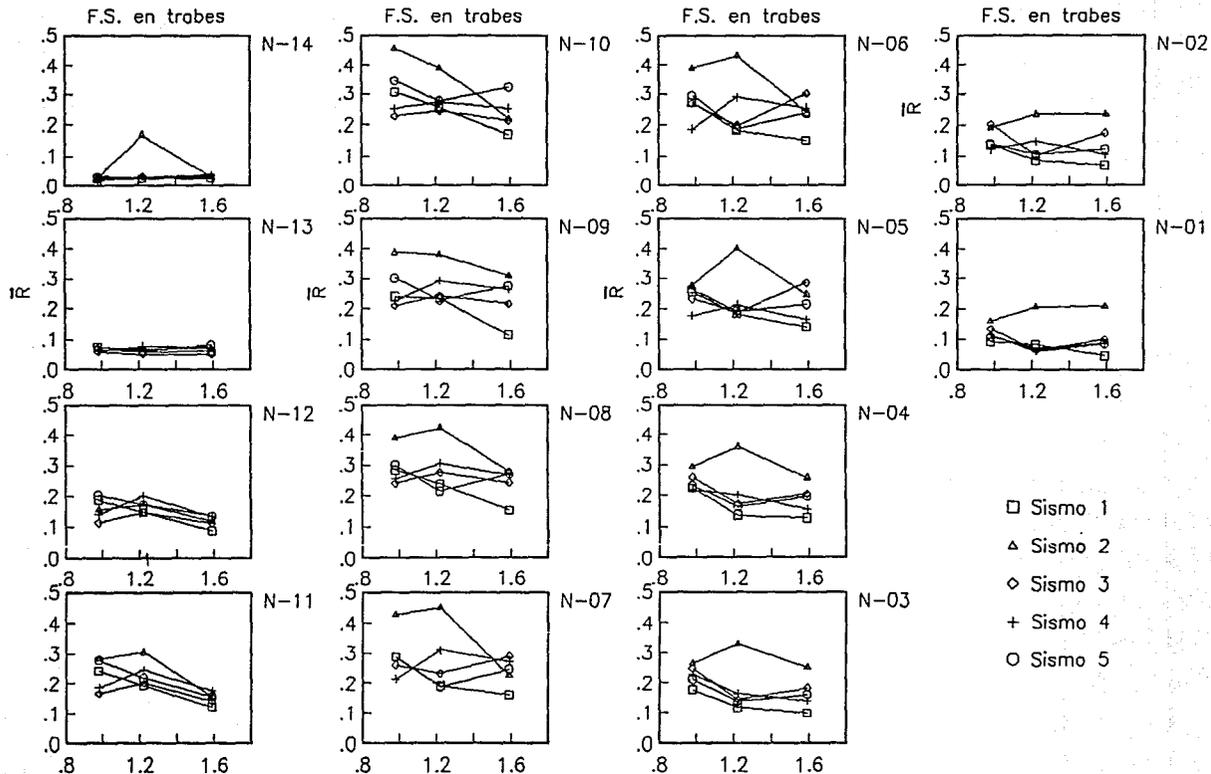


FIG. 8.18 VARIACION DE \bar{R} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

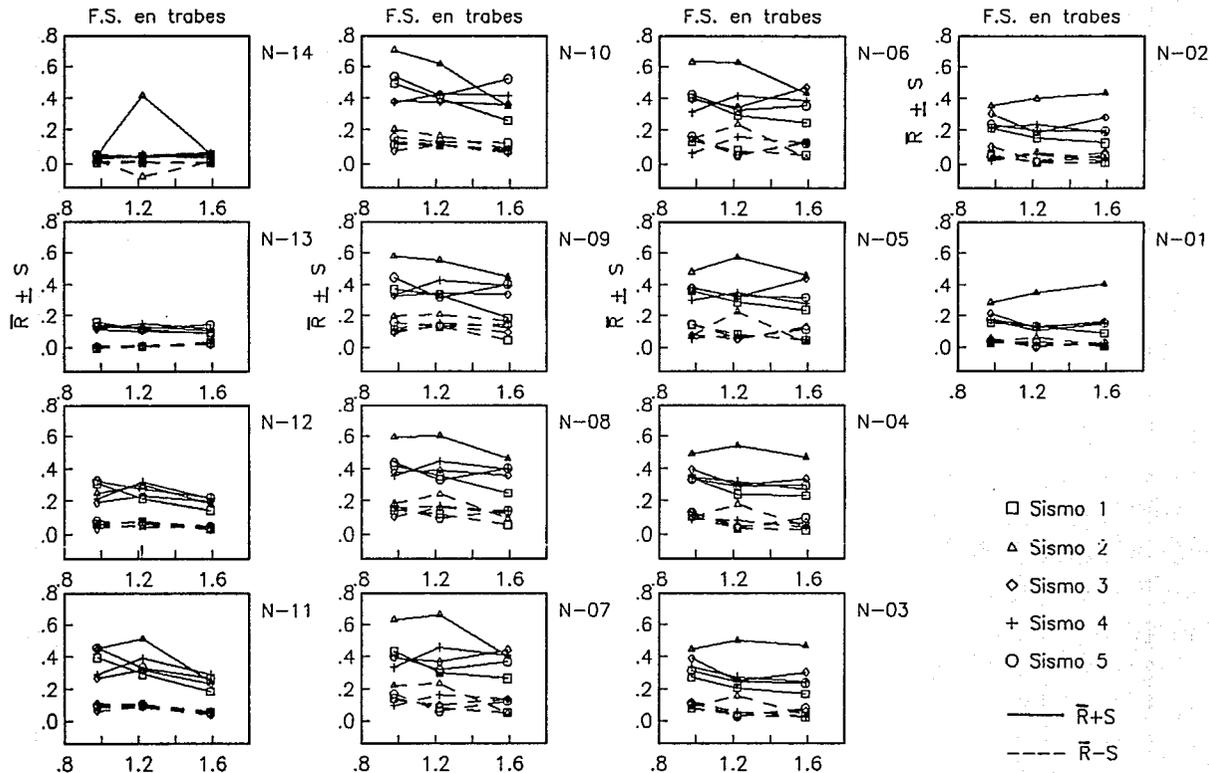


FIG.8.19 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

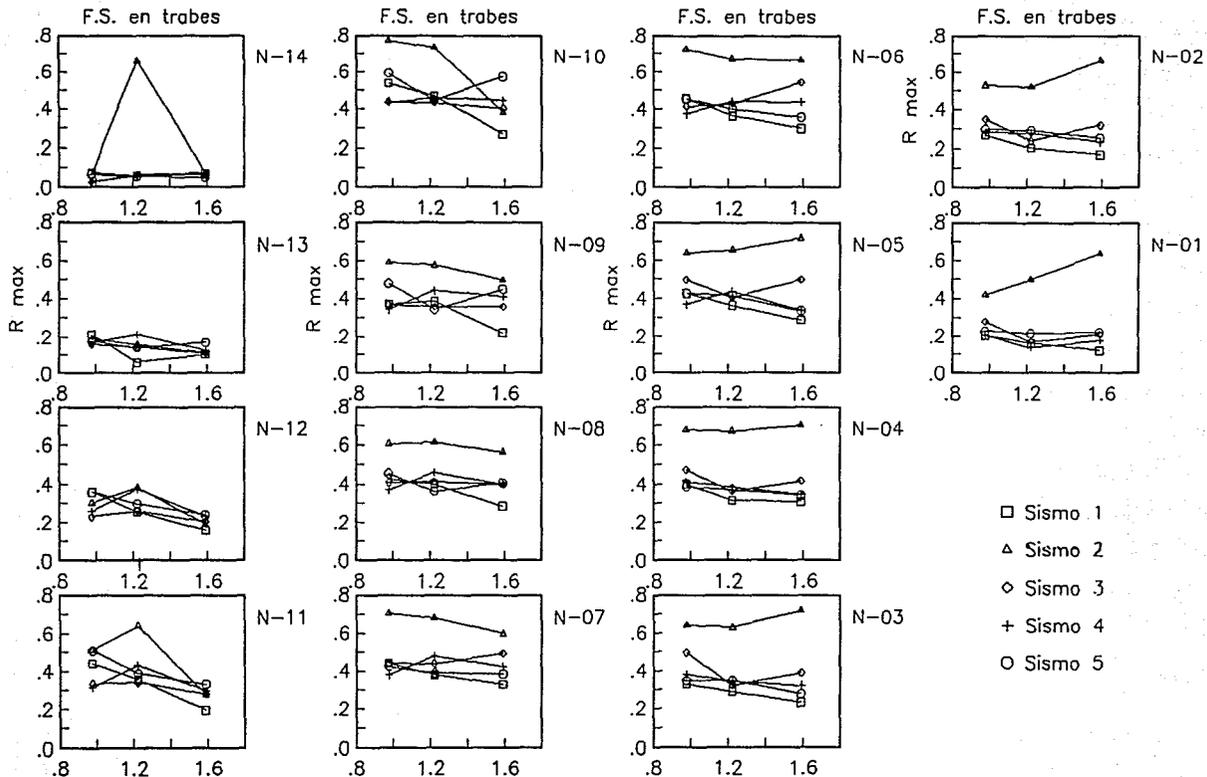
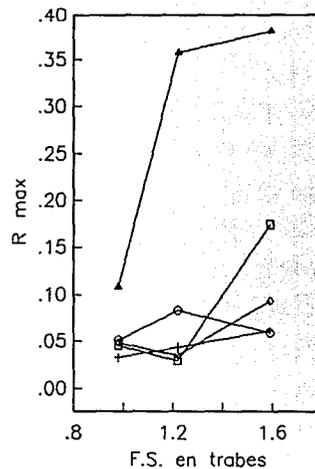
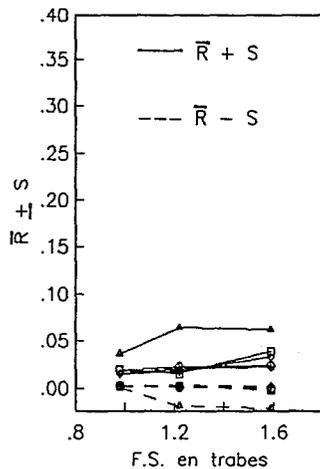
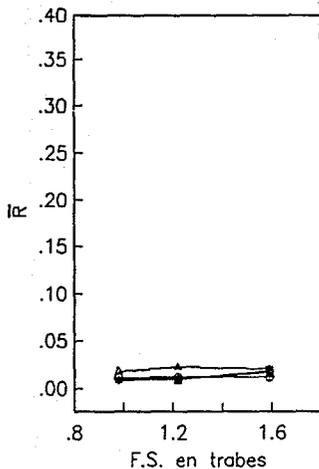


FIG.8.20 VARIACION DE R_{max} EN TRABES POR NIVEL
 SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar de R

FIG. 8.21 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

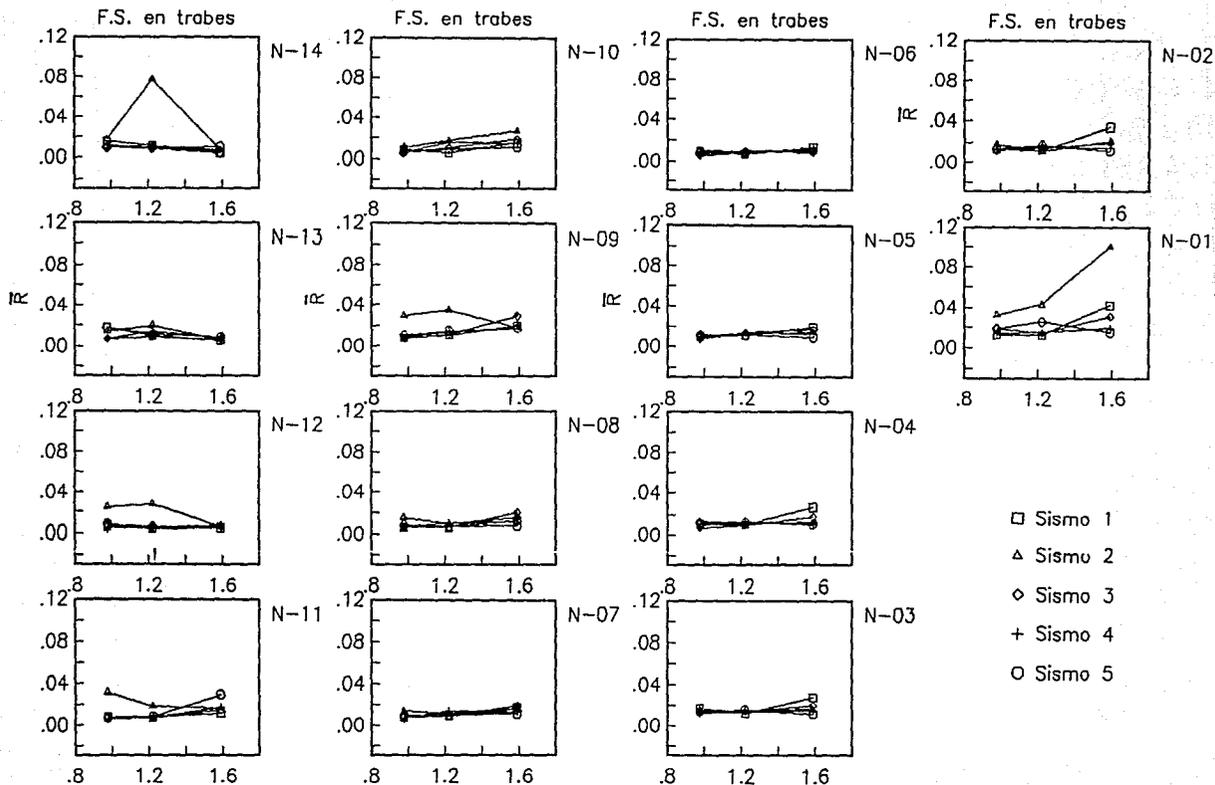


FIG.8.22 VARIACION DE \bar{R} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

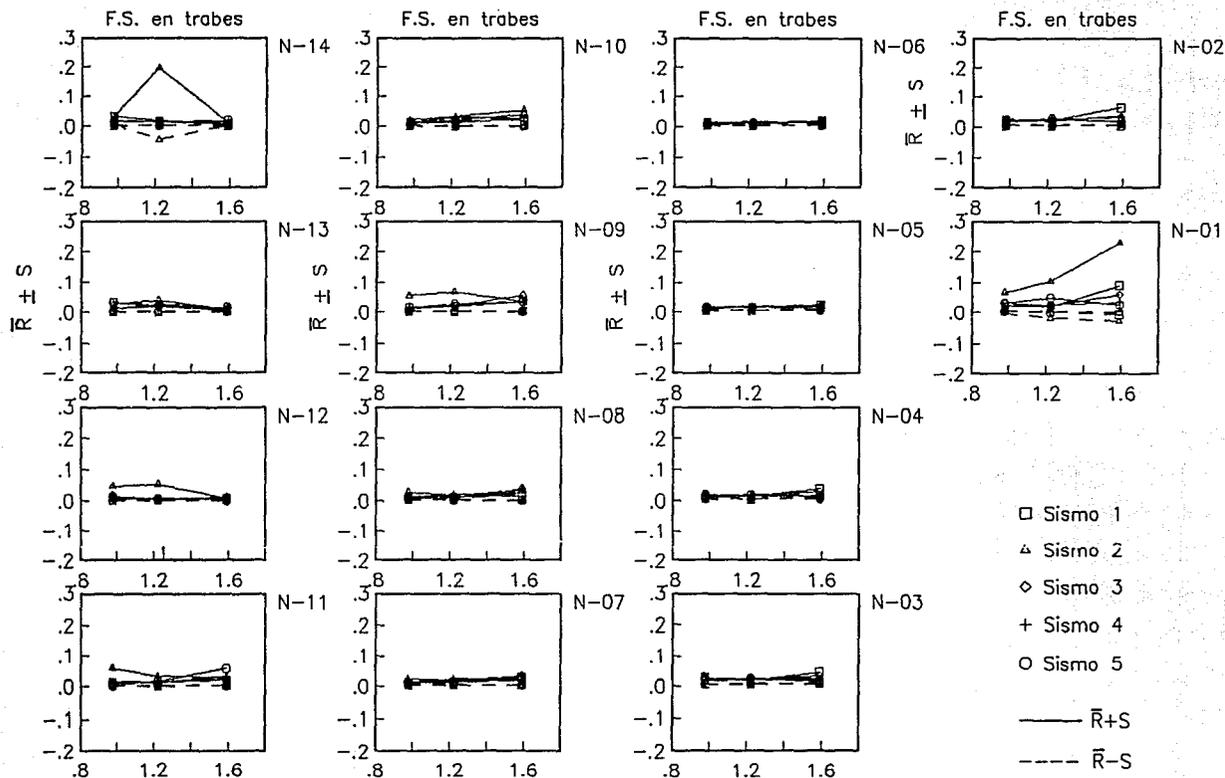


FIG.8.23 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN COLUMNAS POR ENTREPISO
 SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

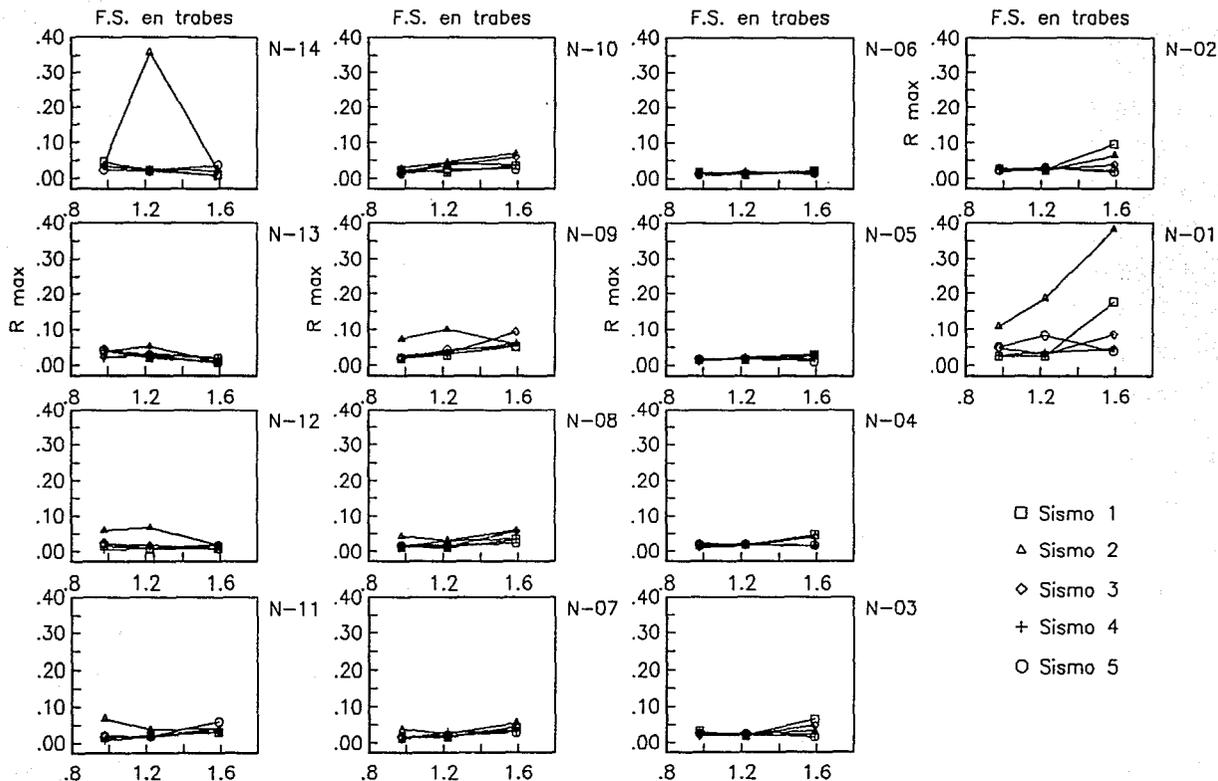
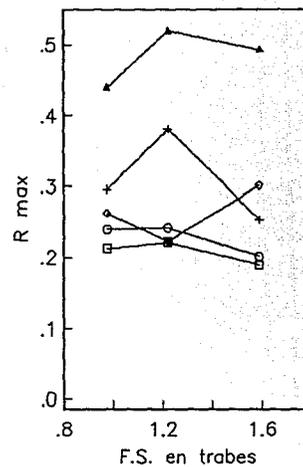
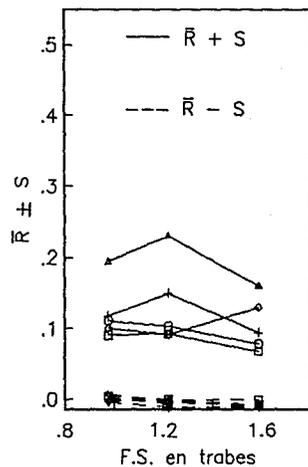
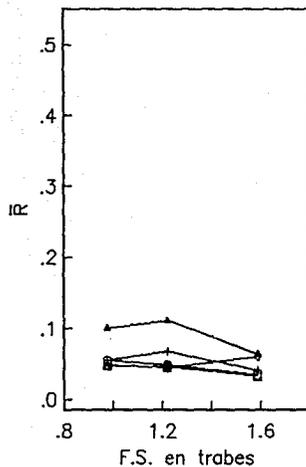


FIG. 8.24 VARIACION DE R_{max} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R.
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar

FIG.8.25 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

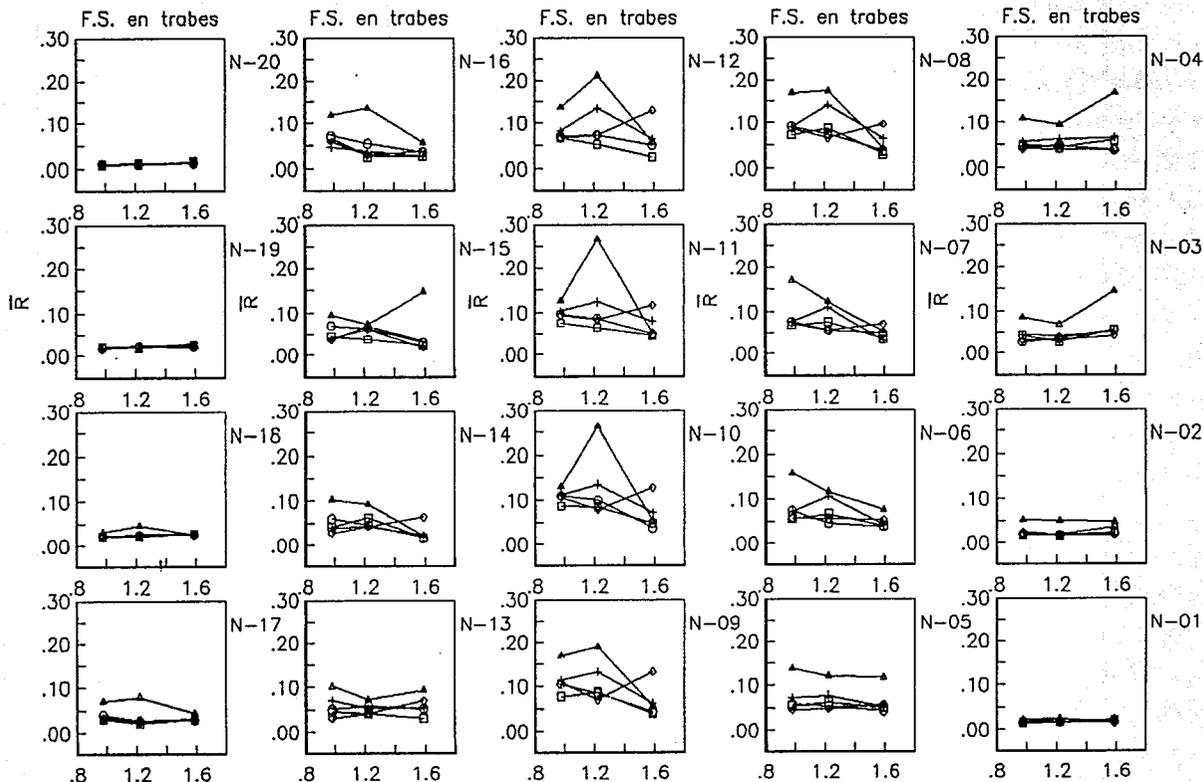


FIG. 8.26 VARIACION DE \bar{R} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

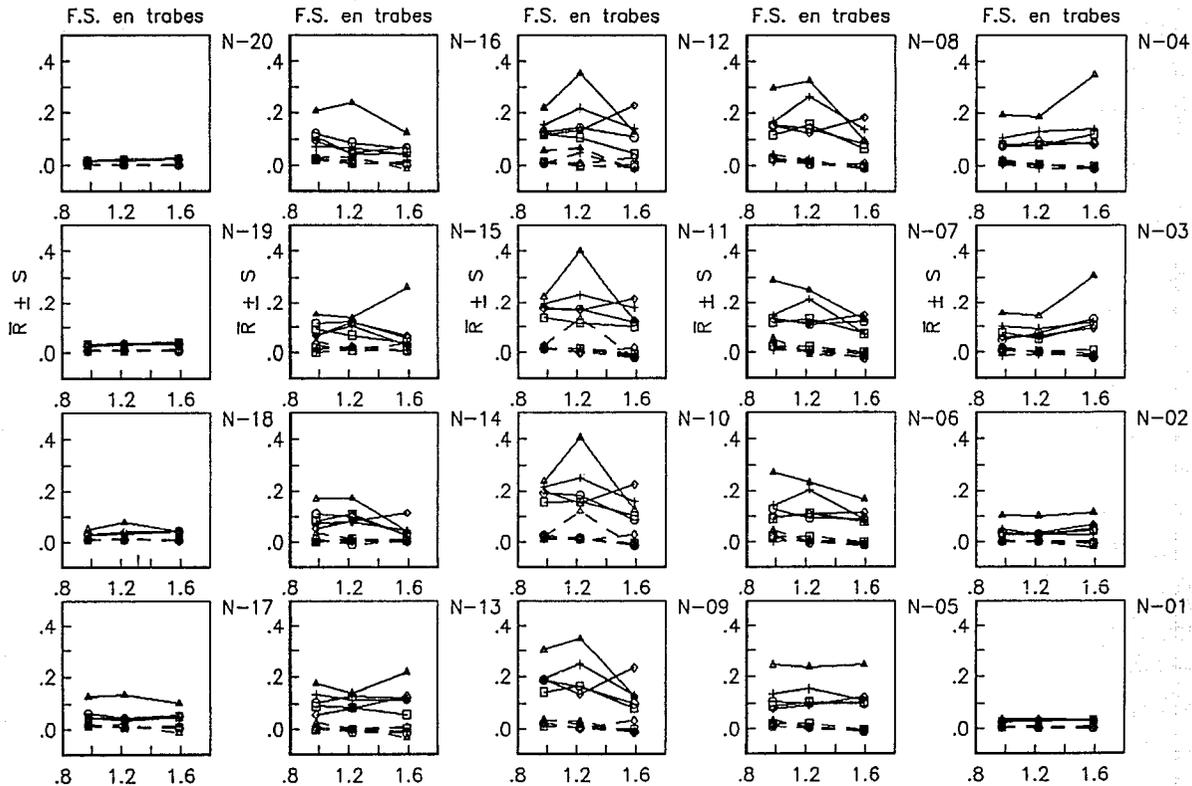


FIG.8.27 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

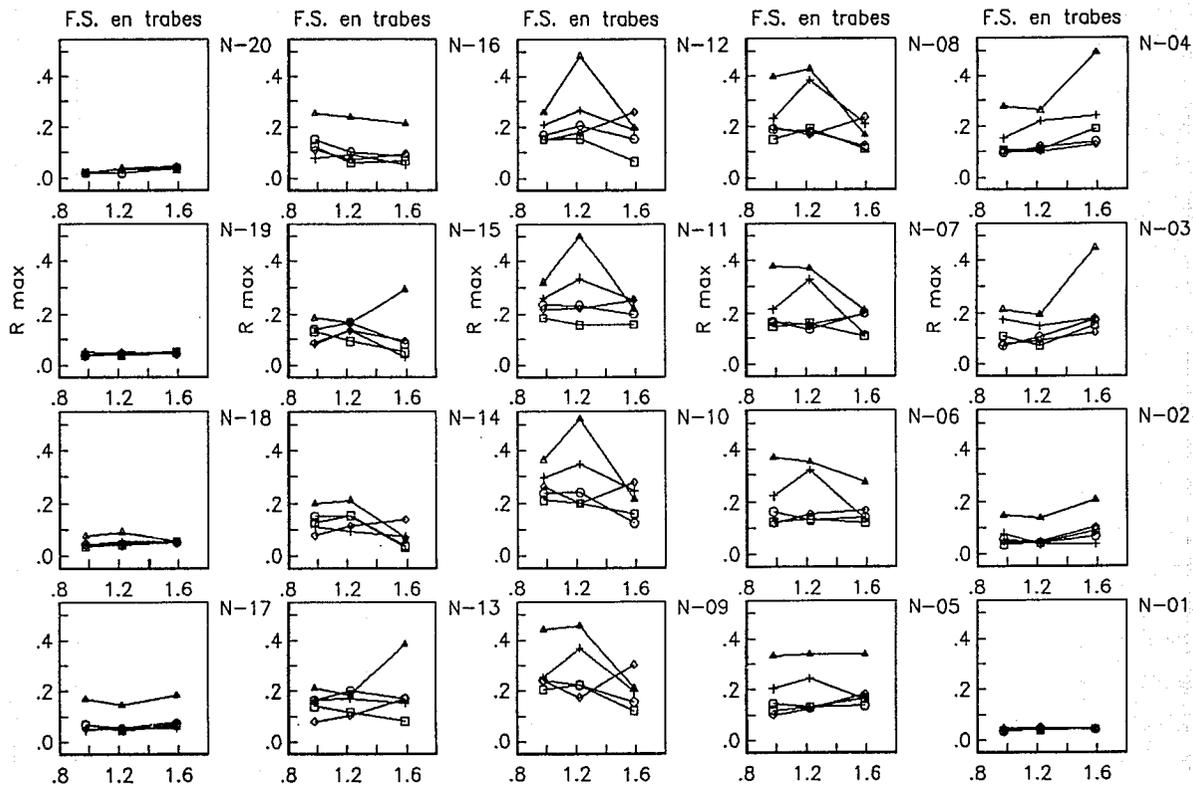
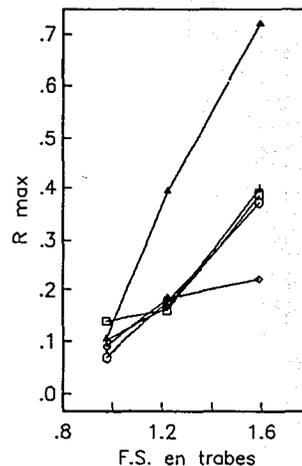
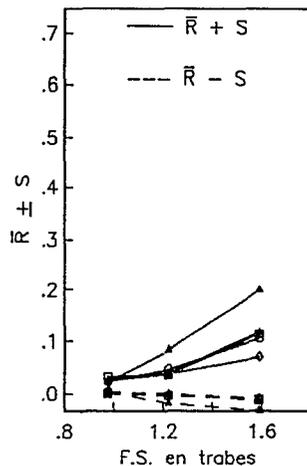
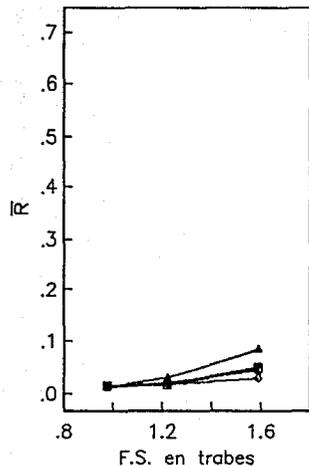


FIG. 8.28 VARIACION DE R_{max} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar de R

FIG.8.29 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

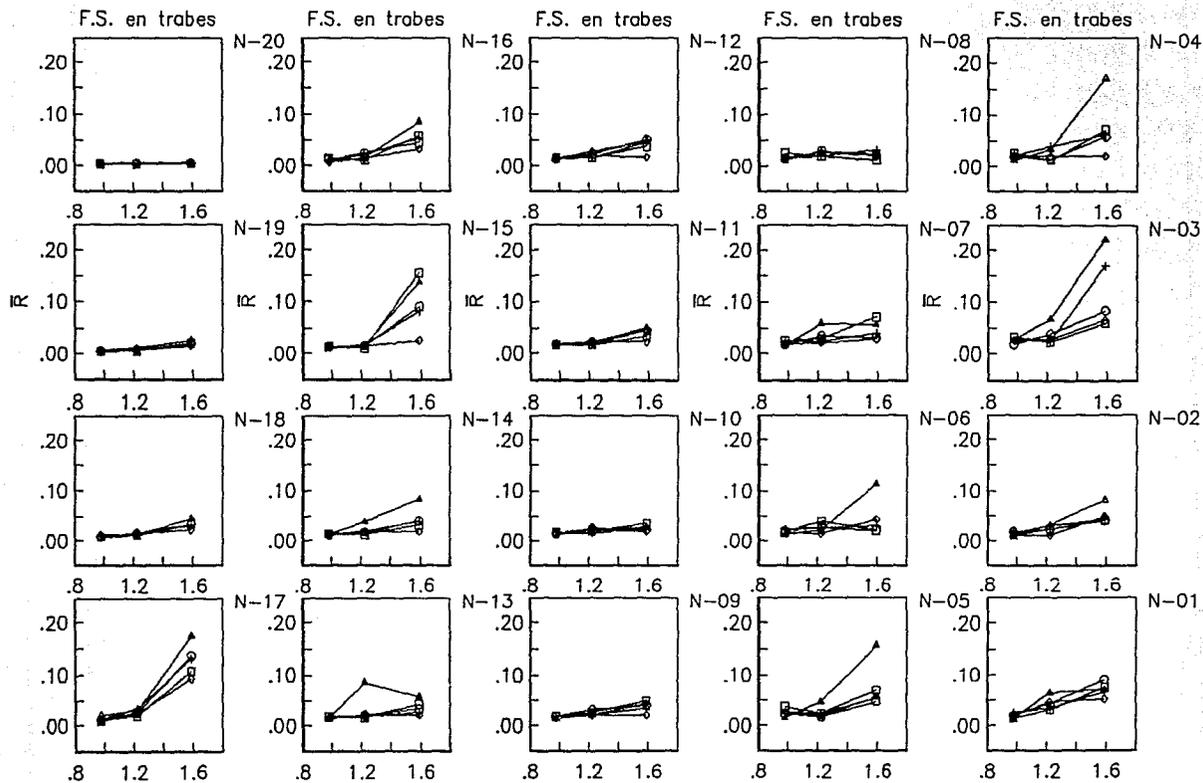


FIG.8.30 VARIACION DE \bar{R} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

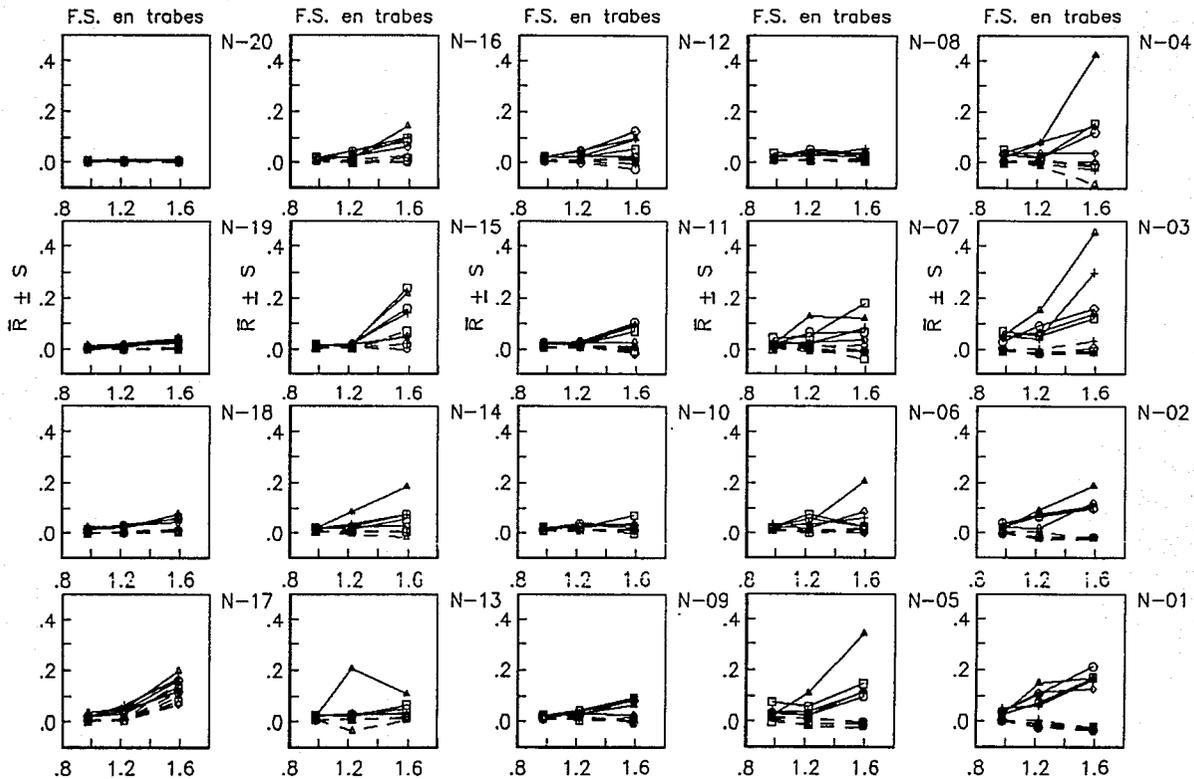


FIG. 8.31 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN COLUMNAS POR ENTREPISO
 SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

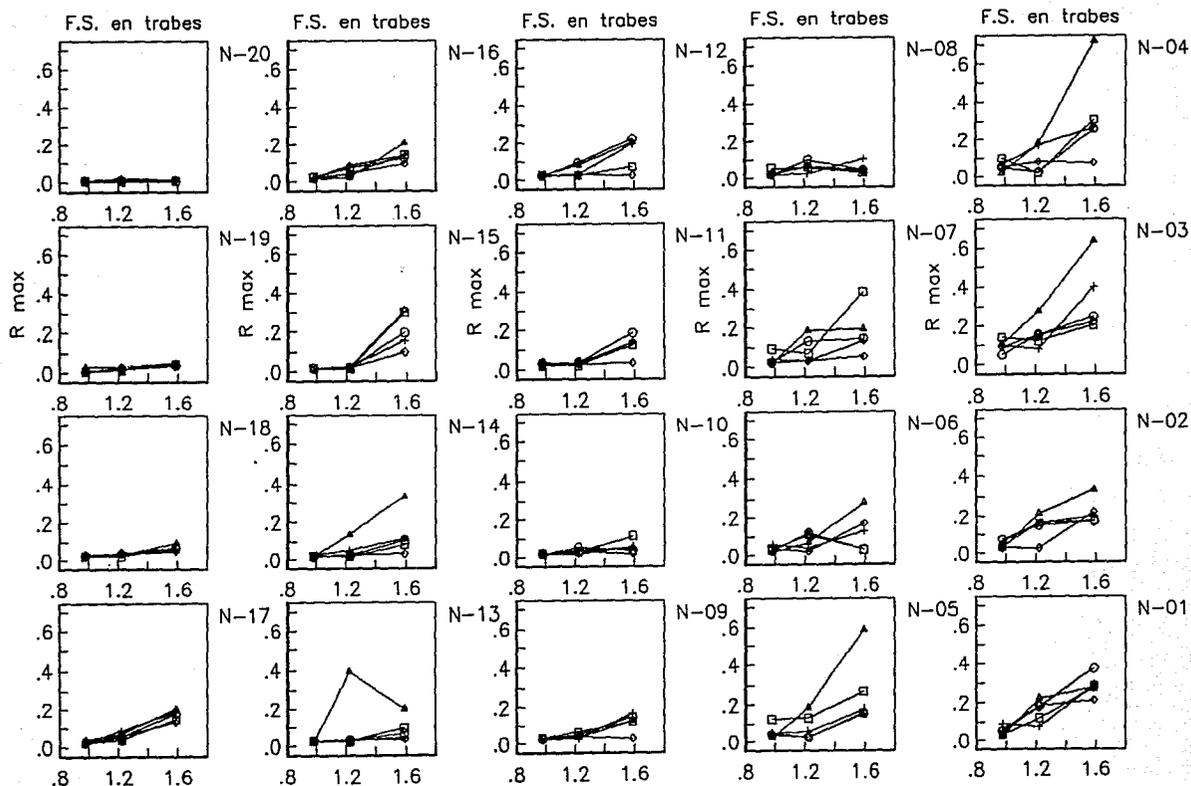
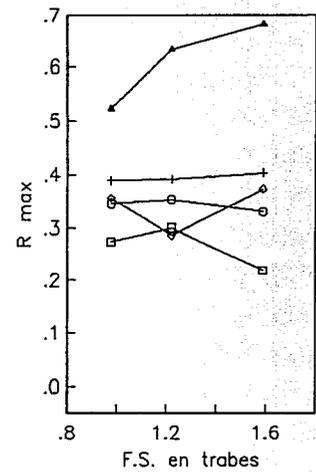
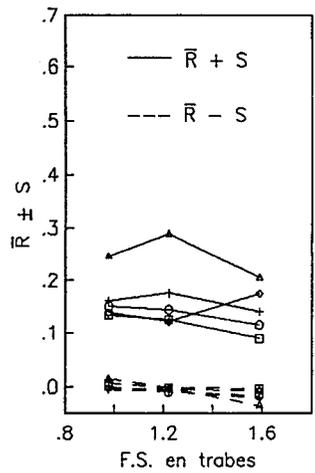
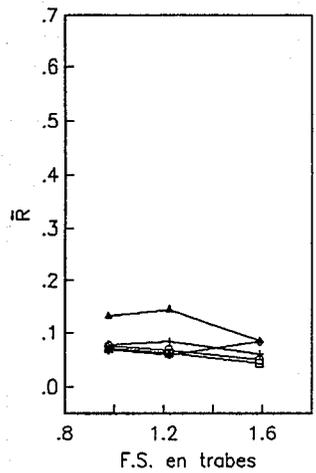


FIG. 8.32 VARIACION DE R_{max} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R .
 R_{max} : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar

FIG.8.33 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN TRABES POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

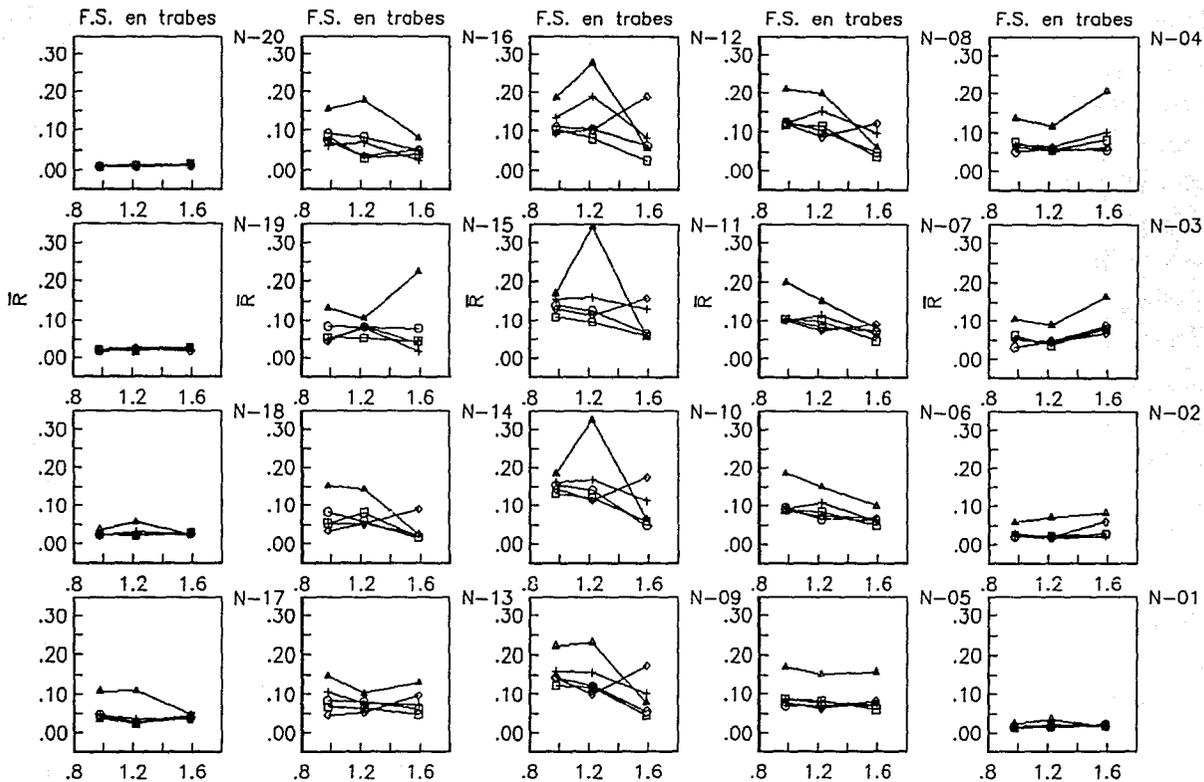


FIG. 8.34 VARIACION DE \bar{R} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

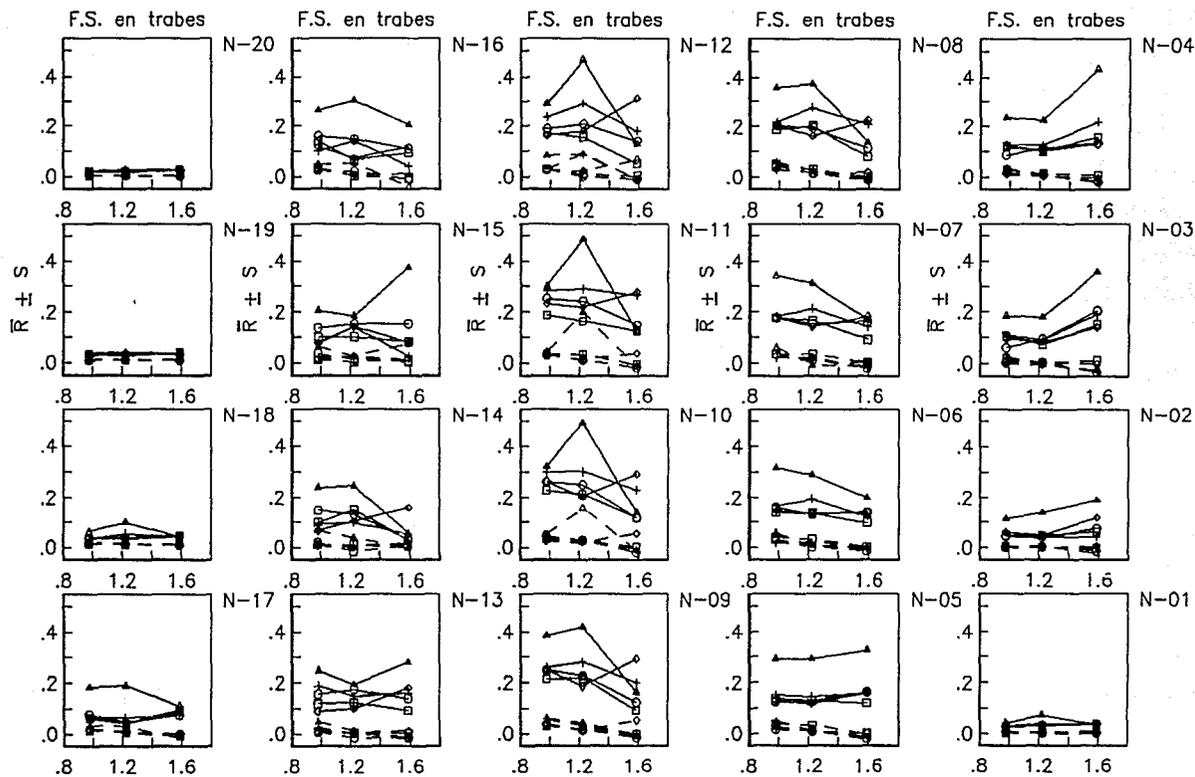


FIG. 8.35 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN TRABES POR NIVEL
 SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

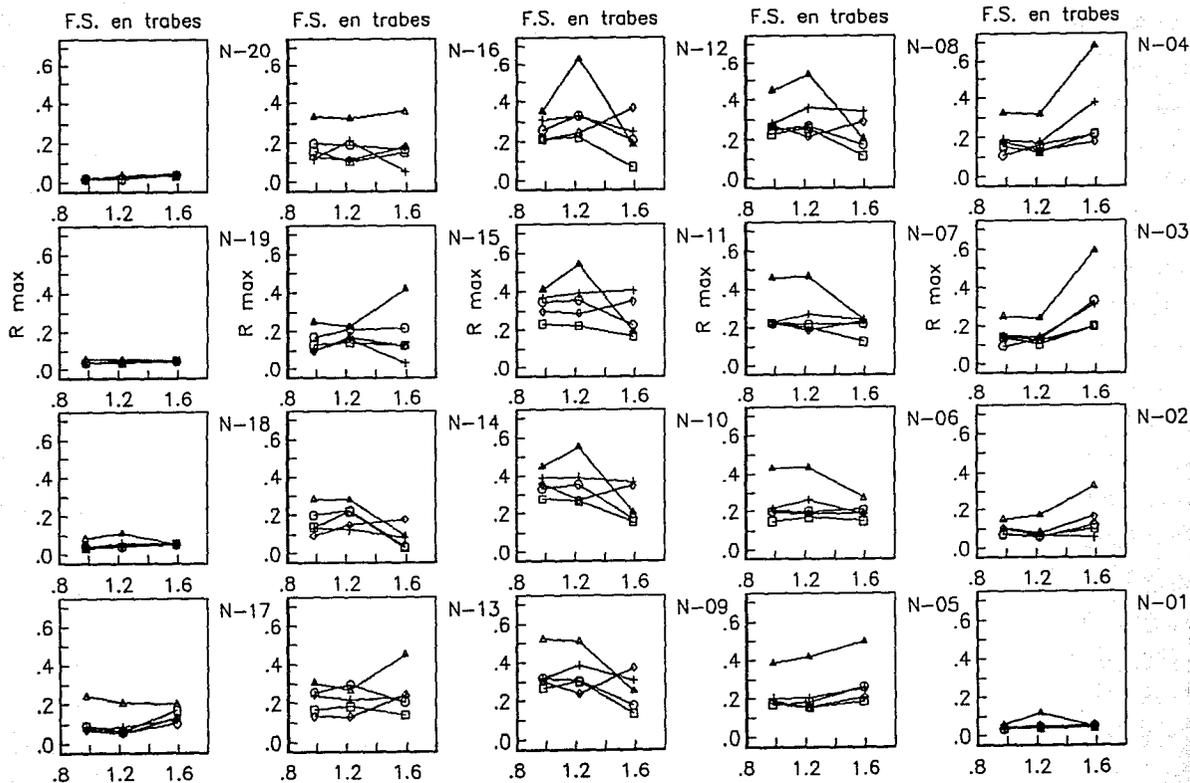
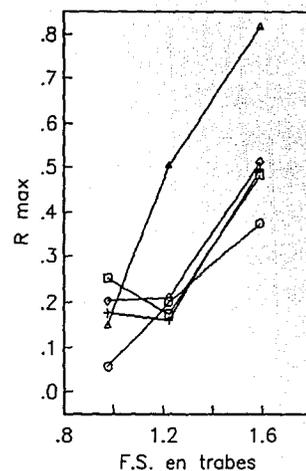
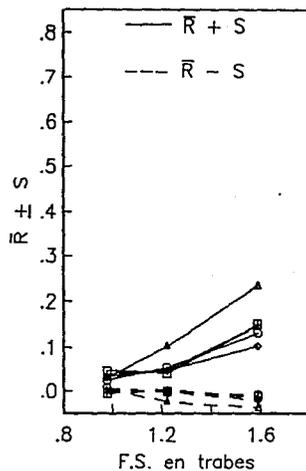
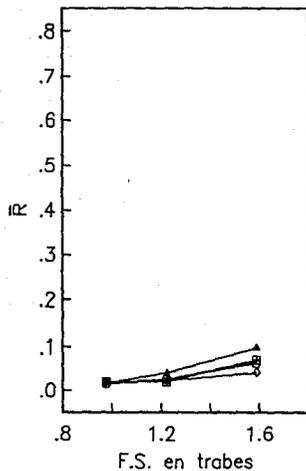


FIG. 8.36 VARIACION DE R_{max} EN TRABES POR NIVEL
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20



- Sismo 1
- △ Sismo 2
- ◇ Sismo 3
- + Sismo 4
- Sismo 5

\bar{R} : Valor medio de R
 R max : Valor máximo de R
 S : Desviación estándar de R

FIG.8.37 VARIACION DE INDICES DE COMPORTAMIENTO LOCAL EN COLUMNAS
 POR MARCO SIMULADO / SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

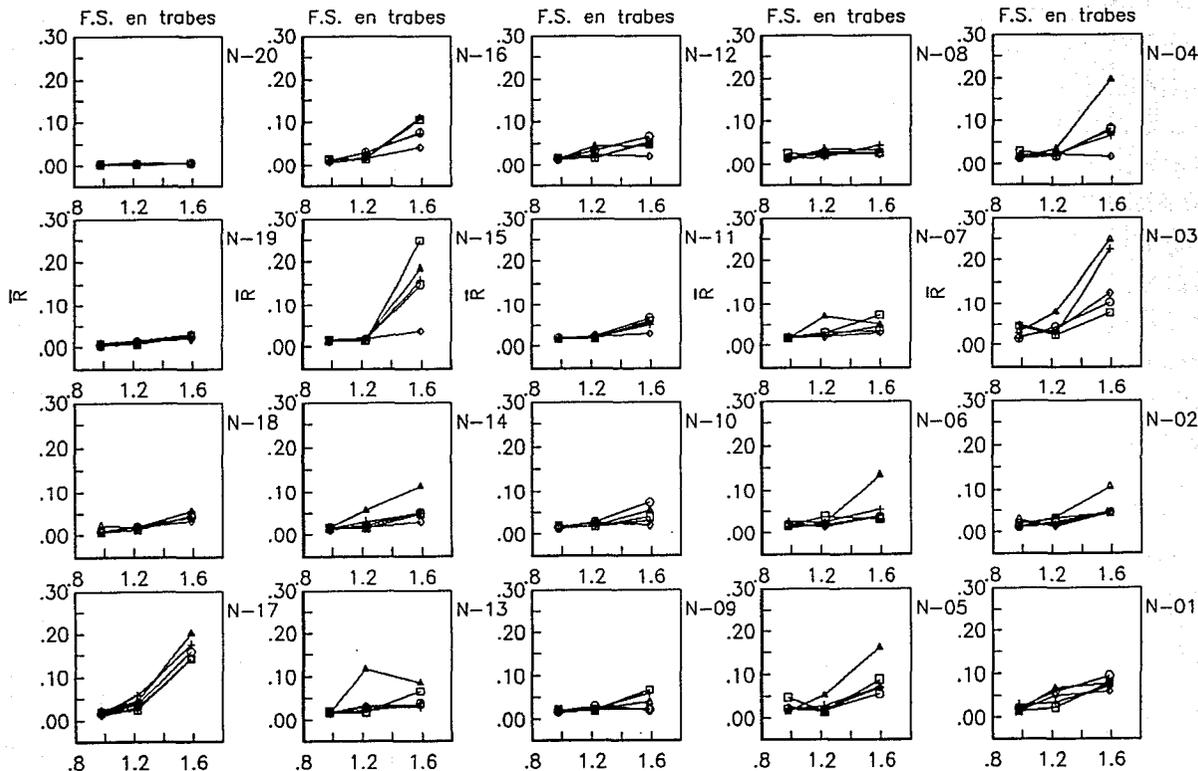


FIG. 8.38 VARIACION DE \bar{R} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

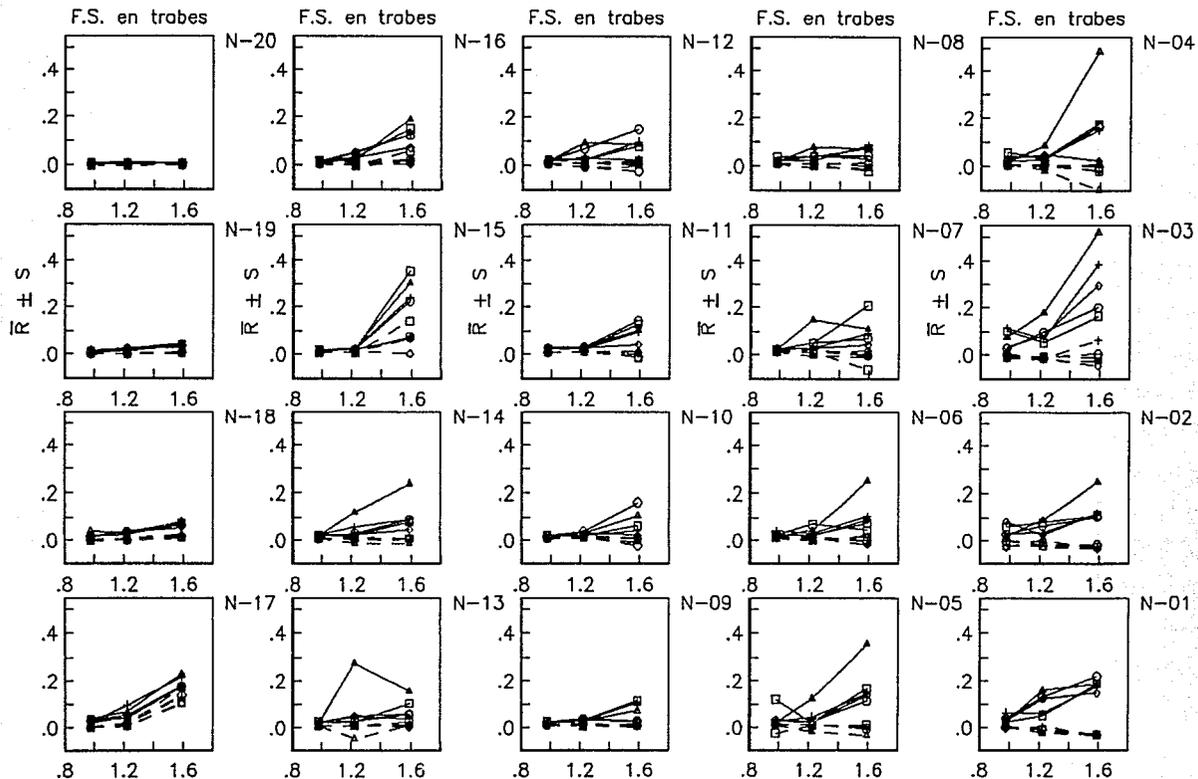


FIG. 8.39 VARIACION DE $\bar{R} \pm S$ EN COLUMNAS POR ENTREPISO
 SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

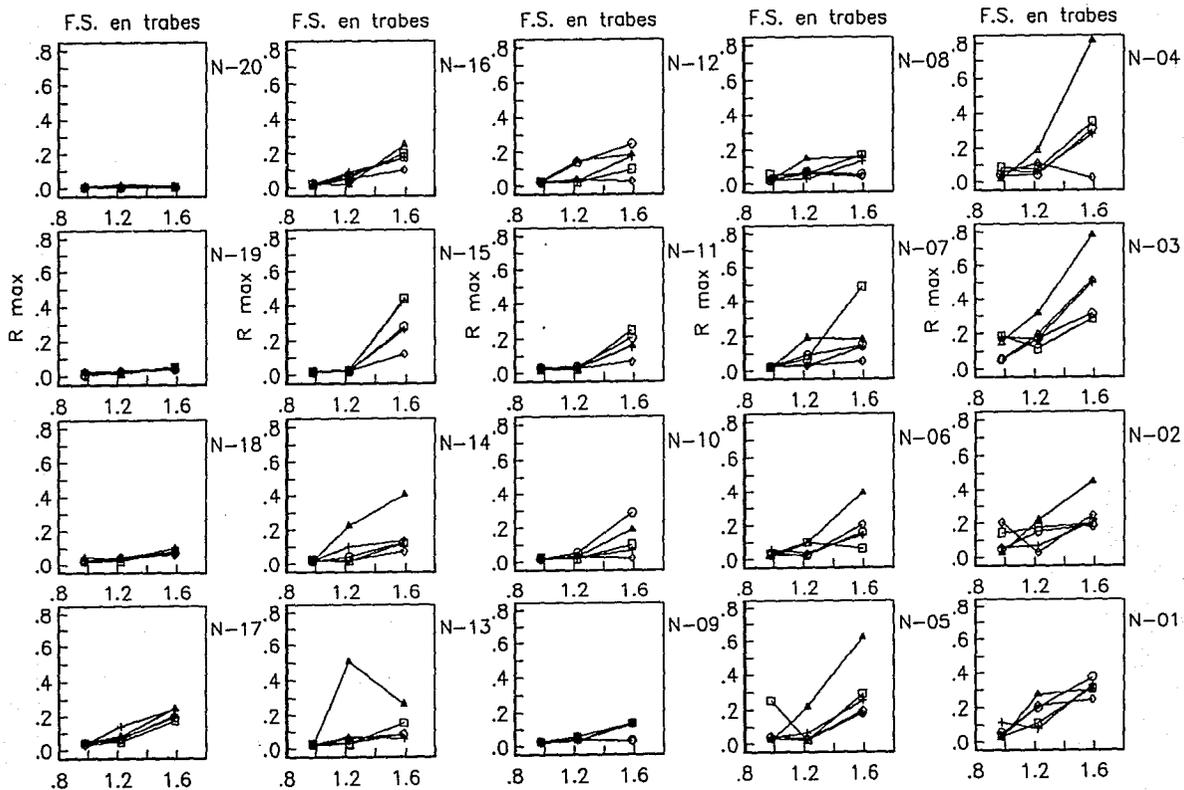


FIG. 8.40 VARIACION DE R_{max} EN COLUMNAS POR ENTREPISO
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

De las gráficas mostradas podemos apreciar lo siguiente :

Grupo E3 :

El índice \bar{R} , representativo del comportamiento de los conjuntos de secciones extremas por tipos de elementos, presenta una ligera tendencia a disminuir en trabes al incrementarse el factor de seguridad con que se diseñaron estas, tanto para los marcos simulados como para cada nivel de los mismos (figs. 8.1, 8.2, 8.5 y 8.6); este hecho es de esperarse y está acorde con la intuición, aunque es de notarse que la poca variación de este índice refleja un comportamiento inelástico mínimo para este tipo de estructuras. Por otro lado, el índice $\bar{R} \pm S$ nos muestra que existe bastante dispersión de los datos muestrales, mientras que R_{max} refleja de manera más clara la tendencia a disminuir del comportamiento inelástico en trabes más resistentes a la flexión.

En columnas, al igual que en trabes, el índice \bar{R} presenta una ligera tendencia a disminuir con el incremento de resistencia en trabes, cosa que se vé mejor reflejada al escalar los sismos hasta una ordenada espectral elástica máxima de 1.35 g (figs. 8.7 y 8.8). El índice $\bar{R} \pm S$ muestra menor dispersión que el correspondiente al de trabes, debido a que las incursiones en el intervalo inelástico de estas últimas es mayor que en columnas; sin embargo, en ambos casos se reducen tales dispersiones en la medida que se incrementa el escalamiento de los sismos. El índice R_{max} nos reconfirma que la tendencia del comportamiento ine-

lástico en columnas es de disminuir al hacer las trabes más resistentes a la flexión, fenómeno que no se aprecia muy bien al escalar los sismos hasta una ordenada espectral máxima de 1.0 g por la escasa incursión inelástica que experimentan las columnas; cabe señalar que este índice es más susceptible de alterar las tendencias reales por casos aislados que se pueden dispersar, como en el caso del que produce el sismo 4 (fig. 8.3).

Este efecto que se refleja en columnas es contrario al que se busca al adoptar el criterio columna fuerte-trabe débil, con el cual se pretende reducir el daño en columnas al permitir la concentración de articulaciones plásticas en trabes diseñadas con un menor factor de seguridad. Para verificar este hecho se propuso evaluar el comportamiento de los tres marcos diseñados con diferentes factores de seguridad en trabes, con la diferencia que sus propiedades y cargas verticales se adoptaron con sus valores medios, denominándose a estos el caso determinista. Adicionalmente, se propuso el estudio del comportamiento de estructuras similares a las del caso determinista, con la diferencia que el módulo de Young se varió de tal forma que se alcanzara un periodo fundamental de aproximadamente 4 seg., pero manteniendo las mismas superficies de fluencia en las secciones extremas de los miembros; esto se denominó el caso ficticio, con el cual se buscó la influencia que pudiese tener la forma de los espectros en la respuesta inelástica de estos marcos. La última prueba realizada fué sobre una estructura idealizada con iguales propiedades y cargas que las del caso determinista,

con la diferencia que a las resistencias a flexión de las traveses se les asignó un valor infinito para asegurar un comportamiento elástico ilimitado en este tipo de elementos y verificar con este factor de seguridad elevado la tendencia observada.

Inicialmente se evaluaron los índices R_{max} para los casos determinista y ficticio, sometiendo los marcos al sismo 2 con un factor de escalamiento de la aceleración igual a 1.25 y considerando que las articulaciones plásticas se rigen por un comportamiento elasto-plástico. De aquí se obtuvieron las gráficas que se muestran en el apéndice A.1, las que corresponden al caso determinista y que concuerdan perfectamente con las tendencias observadas en el caso probabilista; el caso ficticio presentó un comportamiento inelástico mínimo, razón por la cual se decidió usar un factor de escalamiento de la aceleración igual a 2, con articulaciones plásticas bilineales con 5% de endurecimiento por deformación en sus secciones extremas para evitar soluciones inestables en los análisis de respuesta dinámica. Los resultados de estos análisis se pueden ver en las gráficas del apéndice A.2, donde se puede apreciar que para el caso determinista hubo una alteración de la tendencia observada en traveses como producto del excesivo comportamiento inelástico a que se vieron sometidas las estructuras, pero las columnas mantienen la misma tendencia obtenida en todos los casos anteriormente estudiados; para el caso ficticio, las tendencias que se obtienen son las que se esperan al diseñar los marcos con el criterio columna fuerte - traveses débil, de donde se dispuso evaluar el comportamiento de los grupos E14

y E20 para corroborar los efectos de periodo natural. Finalmente, se realizó el análisis de la estructura idealizada con traveses de resistencia infinita para el sismo 2 escalado a 1.25 de su aceleración, donde se observó que esta experimenta un comportamiento prácticamente elástico (ver apéndice A.3), con lo cual se evidencia que las estructuras de periodo corto a base de marcos dúctiles tienden a comportarse elásticamente al incrementar sustancialmente la resistencia a flexión en sus traveses y tener sus columnas diseñadas adecuadamente.

Como última observación a los resultados de este grupo, en lo que a índices de comportamiento local se refiere, se puede decir que las mayores incursiones en el intervalo inelástico se presentaron en los niveles y entrepisos inferiores y que se reducen de forma gradual hasta la punta de las estructuras; esto hace pensar que las estructuras respondieron predominantemente en el primer modo de vibración, efecto que se deduce intuitivamente por la forma de los espectros y por los cortos periodos fundamentales que estos marcos poseen, los cuales evolucionan hacia los valores de periodos predominantes del terreno al degradarse sus rigideces laterales. Adicionalmente, las traveses presentan mayores deformaciones inelásticas que las columnas en todos los marcos, con lo cual podemos inferir que los mecanismos de falla son de desplazamiento lateral con articulaciones en las traveses.

Grupo E14 :

En trabes, el índice \bar{R} refleja una tendencia a disminuir con el incremento del factor de seguridad en trabes (figs. 8.9, 8.10, 8.17 y 8.18), lo cual está acorde con los objetivos que se buscan al diseñar con el criterio columna fuerte-trabe débil; tal tendencia se vé más marcada en la variación por niveles que en la correspondiente por marco simulado. El índice $\bar{R} \pm S$ nos indica una gran dispersión en los datos muestrales (figs. 8.9, 8.11, 8.17 y 8.19), mientras R_{max} refleja la misma tendencia observada en \bar{R} de manera predominante (figs. 8.9, 8.12, 8.17 y 8.20).

En columnas, \bar{R} tiende a incrementarse ligeramente con el aumento en la resistencia a flexión en trabes, efecto que se acentúa más en la variación del índice mencionado por entrepisos (figs. 8.13, 8.14, 8.21 y 8.22); esta tendencia es la que se busca mediante el criterio columna fuerte-trabe débil y coincide con la variación encontrada en la evaluación del caso ficticio del grupo E3. El índice $\bar{R} \pm S$ presenta pequeñas dispersiones de las muestras (figs. 8.13, 8.15, 8.21 y 8.23), mientras que con R_{max} se aprecia claramente que para este tipo de estructuras se incrementa el daño en las columnas al diseñar las trabes con mayor factor de seguridad por flexión (figs. 8.13, 8.16, 8.21 y 8.24).

Por otro lado, la variación de los índices de comportamiento local en trabes por nivel nos muestra que la mayor incursión en el intervalo

inelástico se presenta en los niveles intermedios (del 3 al 11, aproximadamente), mientras que las columnas presentan las mayores deformaciones en los entrepisos 1, 2 y en la punta de las estructuras; esto nos conduce a pensar que las estructuras de este grupo responden predominantemente con la participación de los modos superiores de vibración, y presumiblemente en el segundo de tales modos. Esto es de esperarse en este grupo puesto que los periodos fundamentales de sus marcos están prácticamente sobre los picos de los espectros de respuesta de los sismos usados (ver fig. 5.4 y apéndice B), y estos evolucionan de tal forma que se alejan hacia periodos superiores a los predominantes del terreno, mientras los periodos correspondientes al segundo modo tienden a acercarse a tales periodos. También, al igual que con el grupo E3, las trabes presentan mayores deformaciones inelásticas que las columnas, por lo cual se infiere que el mecanismo de falla que predomina es el de desplazamiento lateral con articulaciones en las trabes.

Grupo E20 :

En trabes, la variación de \bar{R} nos muestra una ligera tendencia a disminuir al incrementarse el factor de seguridad en las mismas, lo que viene a ser representativo del comportamiento de los conjuntos de secciones extremas de este tipo de elementos y que está acorde con lo esperado (figs. 8.25, 8.26, 8.33 y 8.34); se observan algunos casos que alteran esta tendencia, pero la mayoría refleja que las trabes menos resistentes experimentan mayores deformaciones inelásticas.

En lo que al índice $\bar{R} \pm S$ se refiere, este indica nuevamente una gran dispersión en los datos muestrales de las trabes (figs. 8.25, 8.27, 8.33 y 8.35), mientras que R_{max} nos muestra variaciones muy irregulares que no permiten definir de manera clara una tendencia general, ya que se presentan casos en que este índice aumenta o disminuye con el factor de seguridad en trabes (figs. 8.25, 8.28, 8.33 y 8.36). Este comportamiento puede ser atribuible a la complejidad de las respuestas dinámicas inelásticas que estos marcos pueden presentar como producto de sus múltiples grados de libertad, de la evolución de sus periodos naturales con el tiempo y a los tipos de sismos, entre otros.

Para las columnas, \bar{R} nos muestra de manera clara que a medida en que se incrementa la resistencia a flexión en trabes, se incrementa el comportamiento inelástico en columnas, hecho que también se esperaba para este grupo de estructuras (figs. 8.29, 8.30, 8.37 y 8.38). La dispersión de los datos muestrales que presenta el índice $\bar{R} \pm S$ es menor que la de trabes (figs. 8.29, 8.31, 8.37 y 8.39), mientras R_{max} concuerda con la tendencia mostrada por el índice \bar{R} (figs. 8.29, 8.32, 8.37 y 8.40).

En lo que respecta a la distribución de los índices mencionados en la altura de las estructuras se aprecia que hay mayor incursión inelástica en las trabes de los niveles intermedios, mientras que en columnas se presentan en los entrepisos inferiores y en los que se aproximan a la punta de las estructuras; esto implica que las respuestas máximas de

los marcos se presentaron con mayor participación de los modos superiores de vibración, de forma semejante a lo sucedido con los del grupo E14. Por otro lado, los valores máximos de comportamiento inelástico se presentan en las columnas ubicadas en los entrepisos 3 y 4, debiéndose este hecho a que las ductilidades disponibles de tales elementos se reducen considerablemente por la intensidad de sus cargas axiales; sin embargo, a nivel de los conjuntos de secciones por marco simulado (índice \bar{R}), las trabes presentan mayor participación en el intervalo inelástico, lo cual es indicativo de que la mayor disipación de energía se logra por articulaciones plásticas en las trabes, siendo esto el efecto buscado mediante la adopción del criterio columna fuerte-trabe débil.

Finalmente, al comparar los tres grupos vemos que los marcos de 14 y 20 niveles experimentaron un mayor comportamiento inelástico, producto de la forma de los espectros; de estos dos grupos se aprecia que las trabes de los que corresponden al grupo E14 experimentan mayor daño que las del grupo E20, mientras que las columnas de los marcos de 20 niveles se vieron mayormente afectadas por las cargas axiales elevadas que les corresponden. Además, se puede afirmar que los índices correspondientes al máximo comportamiento inelástico (R_{max}) en ningún caso sobrepasaron la unidad, lo cual es representativo de un estado de falla local; por consiguiente, para las condiciones adoptadas en el presente trabajo, se puede decir que las capacidades de deformación de las secciones extremas de los miembros fueron suficientes para resistir las acciones a las que se sometieron los marcos estudiados.

8.2 Índice de comportamiento global

Para evaluar el comportamiento de los subsistemas formados por trabes y columnas se elaboraron gráficas en que las abcisas corresponden a los factores de seguridad en trabes y las ordenadas a las ductilidades demandadas de entrepiso por cada grupo de estudio y por ordenada espectral de escalamiento de los sismos. Estas gráficas se han agrupado en las figuras 8.41 a la 8.46, inclusive.

En general, la tendencia observada de las curvas es de disminución en las demandas de ductilidad de entrepiso (Q) con el incremento en el factor de seguridad en trabes, lo cual evidencia que al hacer las trabes más resistentes a la flexión evita un poco más la degradación de la rigidez lateral de las estructuras. Sin embargo, esto no sucede en todos los casos, ya que para el grupo E20 se presentan tendencias contrarias a la mencionada (flgs. 8.45 y 8.46); tal es el caso de los entrepisos 2, 3, 4, 15, 16 y 17, en los que hay coincidencia con las mayores incursiones inelásticas que se dieron en las secciones extremas de las columnas correspondientes. De lo anterior puede afirmarse que existe relación entre las deformaciones inelásticas locales y globales, siendo estas últimas influenciadas por la participación de todas las secciones que de una u otra forma responden ante las acciones a que se ven sometidas y que contribuyen al comportamiento del subsistema en que se ubican.

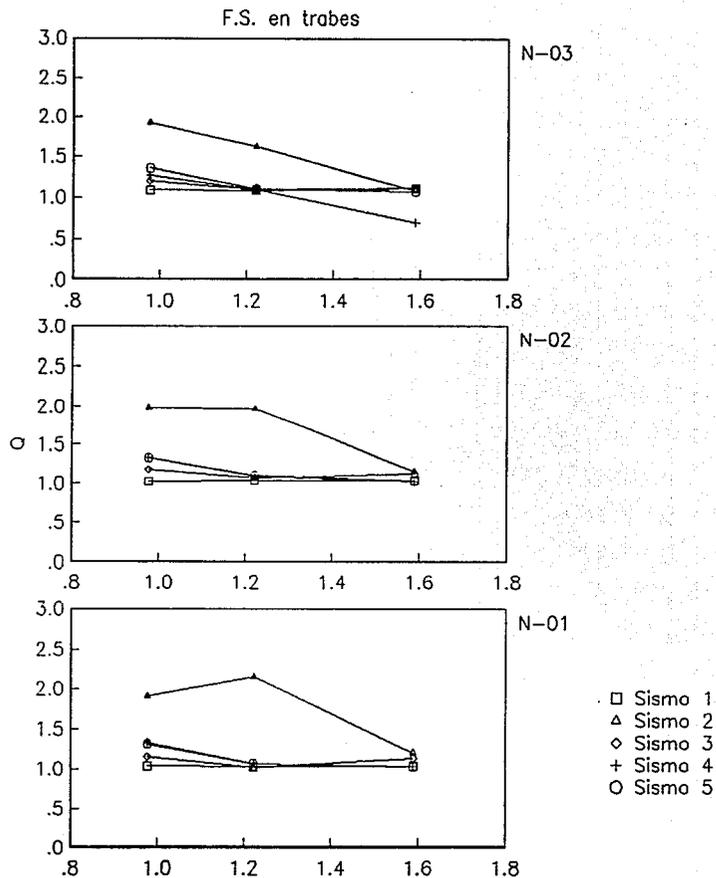


FIG.8.41 VARIACION DE DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO (Q)
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E3

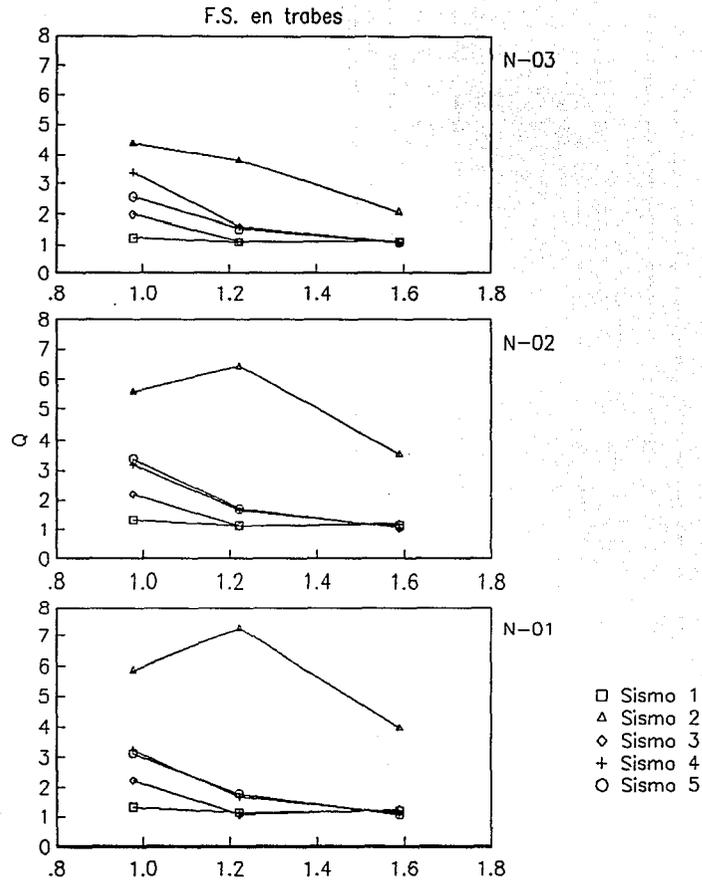


FIG.8.42 VARIACION DE DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO (Q)
 SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E3

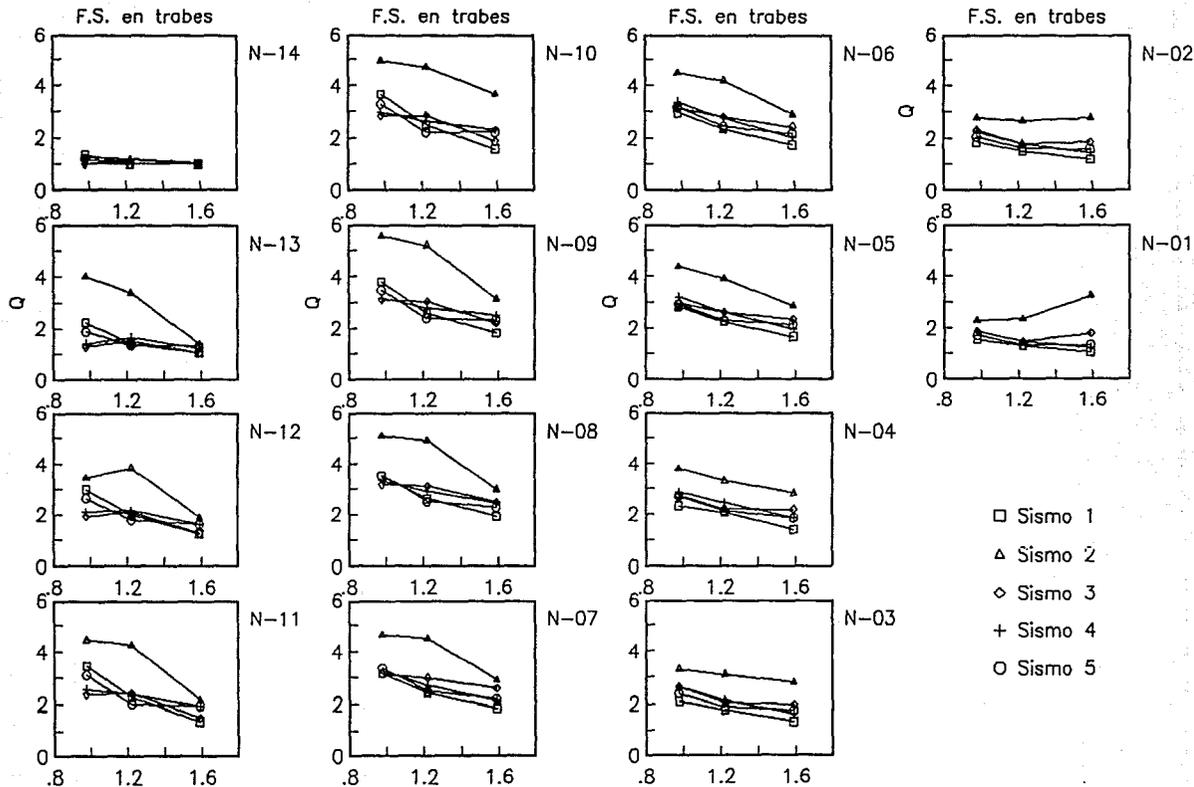


FIG.8.43 VARIACION DE DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO (Q)
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E14

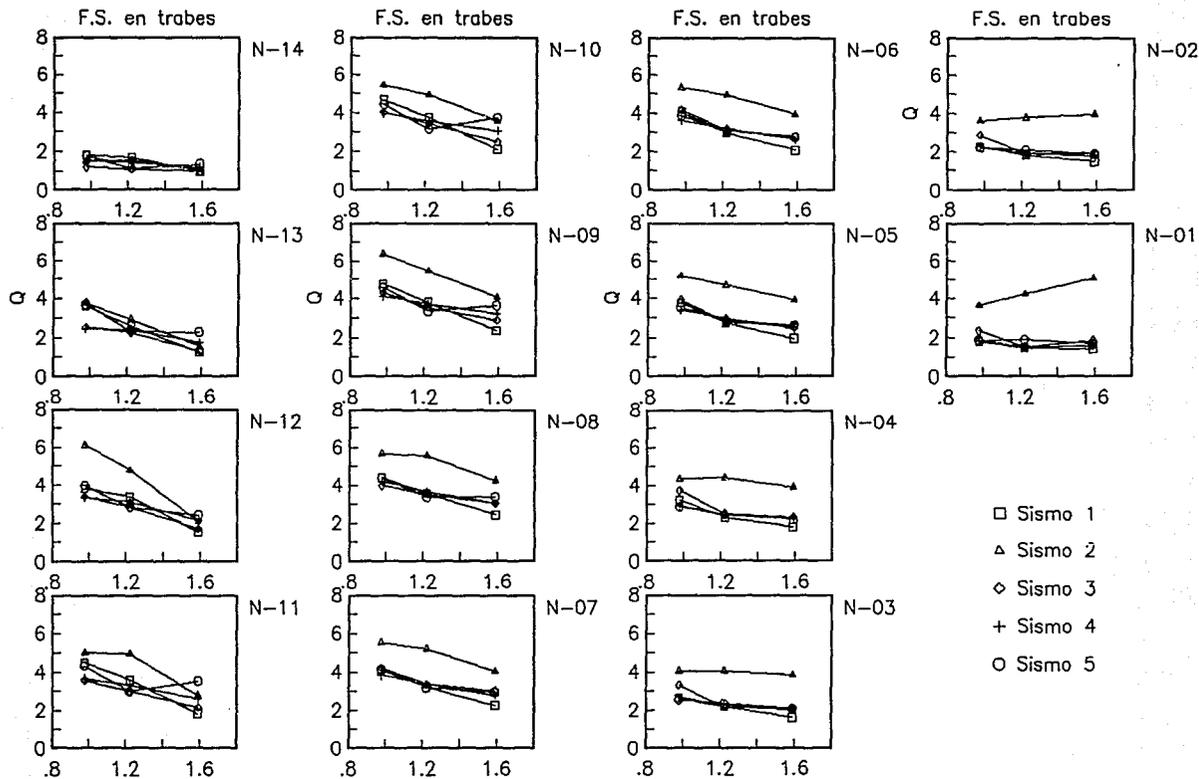


FIG. 8.44 VARIACION DE DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO (Q)
 SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E14

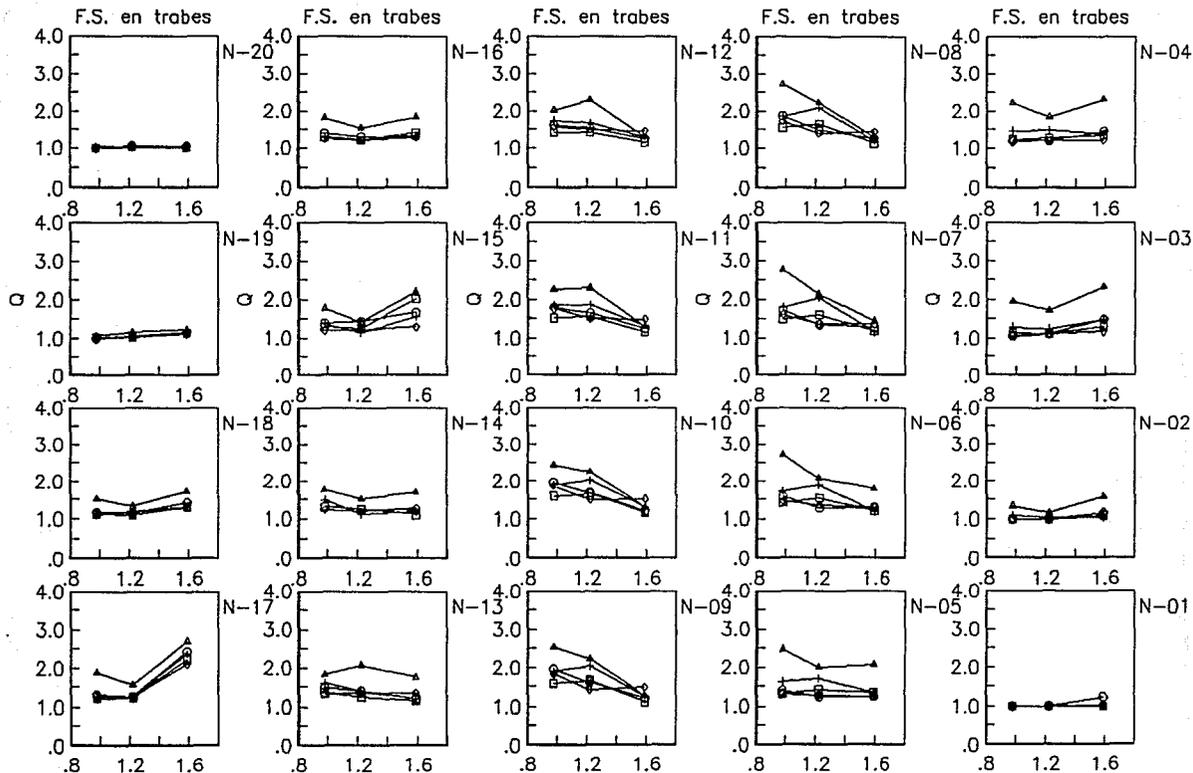


FIG. 8.45 VARIACION DE DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO (Q)
SISMOS ESCALADOS A 1.0 g / GRUPO E20

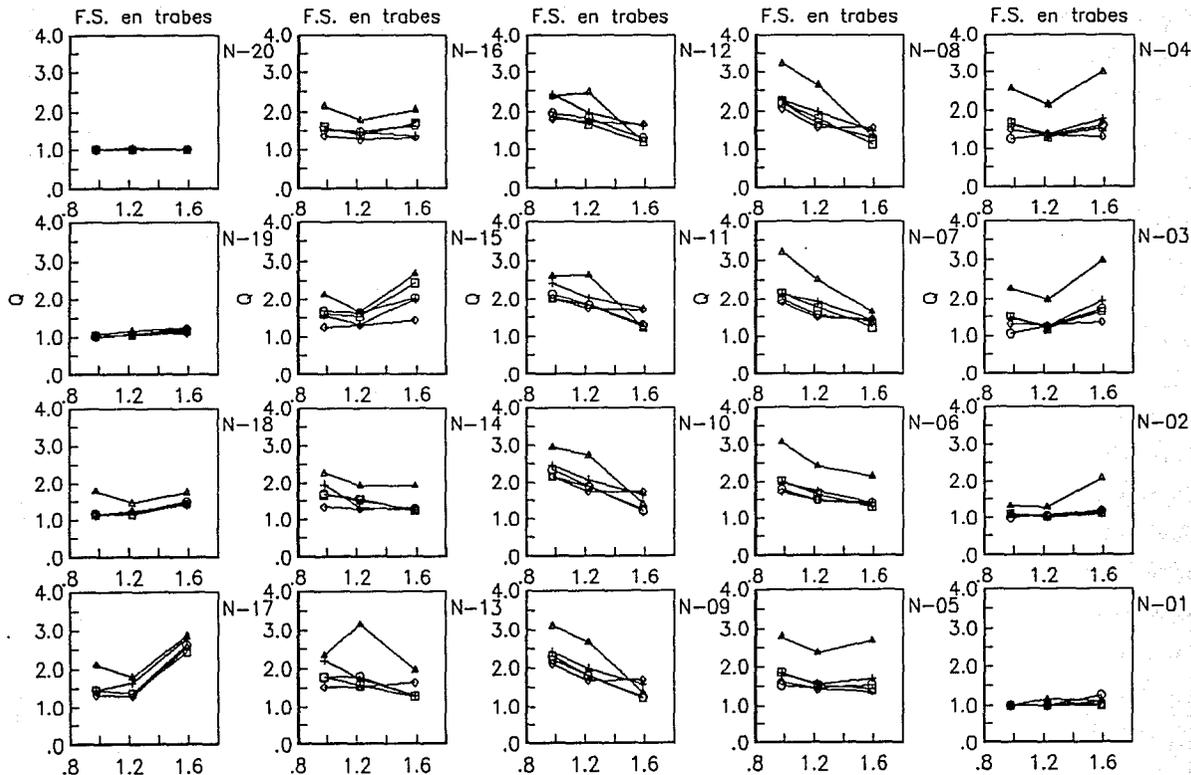


FIG. 8.46 VARIACION DE DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO (Q)
SISMOS ESCALADOS A 1.35 g / GRUPO E20

8.3 Probabilidades de falla

Para la evaluación de la seguridad estructural de los casos estudiados se han elaborado gráficas en donde se muestran los diferentes conceptos de probabilidad de falla adoptados en este trabajo; aquí se utilizan las abscisas para definir los factores de seguridad en traveses y las ordenadas para las probabilidades de falla en los marcos por grupo estudiado y por ordenada espectral de escalamiento de los sismos (figs. 8.47 a la 8.52, inclusive). En estas gráficas, las probabilidades de falla se definen de la siguiente manera :

P_f es la probabilidad de falla total,

$P(R_b > 1)$ es la probabilidad de falla en traveses,

$P(R_c > 1)$ es la probabilidad de falla en columnas,

$P(R_c > 1, R_b < 1)$ es la probabilidad simultánea de falla en columnas y supervivencia de los traveses y

r es el valor relativo de la aportación de la falla en columnas a la de traveses.

De los resultados obtenidos se puede apreciar que para el grupo E3, las probabilidades de falla totales, P_f , tienden a disminuir con el incremento del factor de seguridad en traveses y existe tendencia a incrementarse el aporte de falla en columnas a la de traveses, r , con el incremento mencionado; esto es congruente con la variación de los índices de comportamiento local. Para el grupo E14, la tendencia de P_f es a

incrementarse en la medida en que aumenta la resistencia a flexión en traveses, al igual que el aporte de falla en columnas a la de traveses, r ; este efecto también es congruente con las variaciones observadas en los índices de comportamiento local. Para el grupo E20, la tendencia de P_f es la misma que para el grupo E14, pero r muestra tendencias opuestas cuando se escalan los sismos a diferentes intensidades.

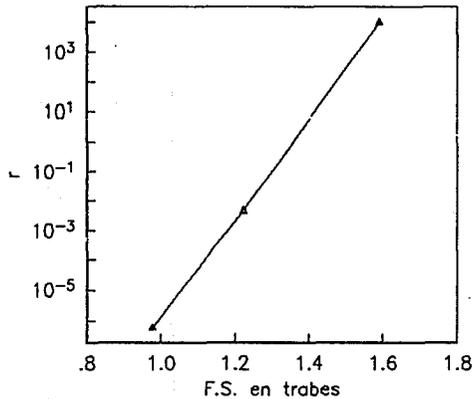
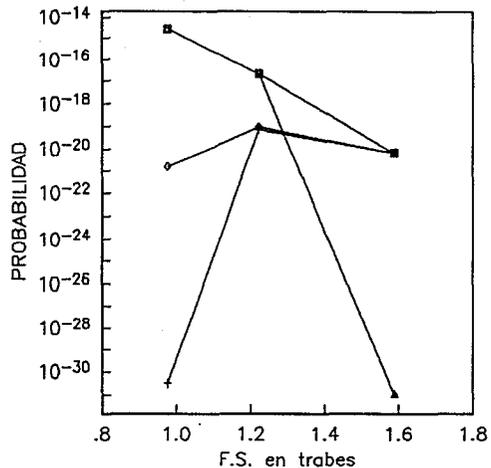
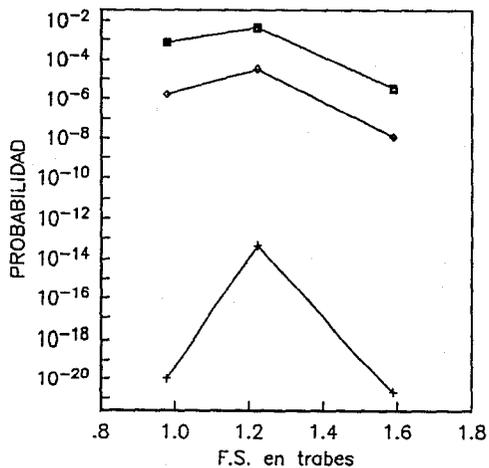
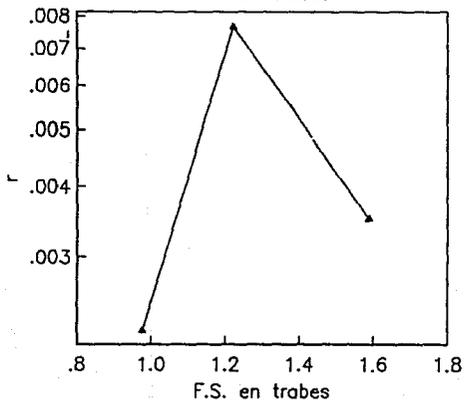


FIG. 8.47 VARIACION DE PROBABILIDADES DE FALLA EN MARCOS / GRUPO E3
SISMOS A 1.0 g



- P_f
- △ $P(R_b > 1)$
- ◇ $P(R_c > 1)$
- + $P(R_c > 1, R_b < 1)$



r = APOORTE DE FALLA EN COLUMNAS
A LA DE TRABES

FIG. 8.48 VARIACION DE PROBABILIDADES DE FALLA EN MARCOS / GRUPO E3
SISMOS A 1.35 g

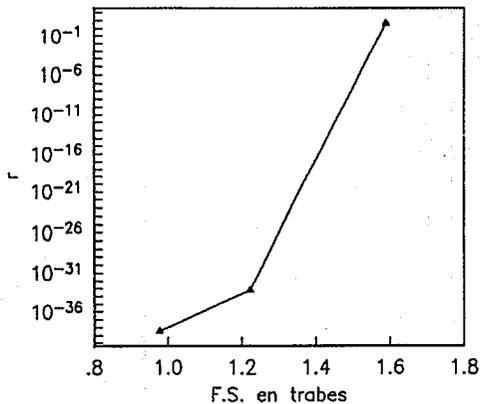
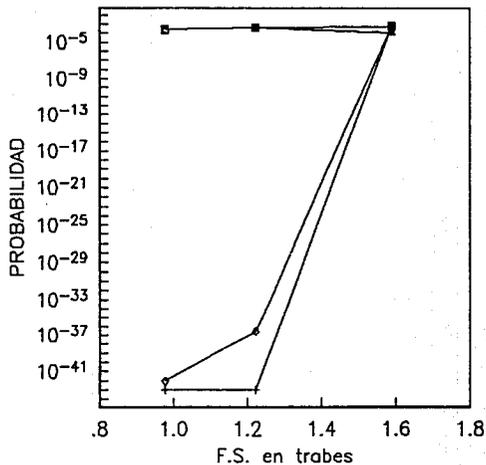
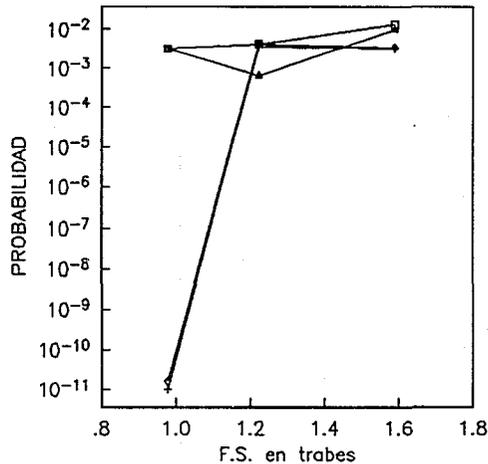
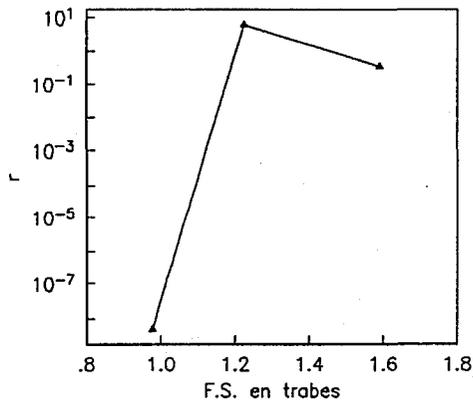


FIG. 8.49 VARIACION DE PROBABILIDADES DE FALLA EN MARCOS / GRUPO E14
 SISMOS A 1.0 g

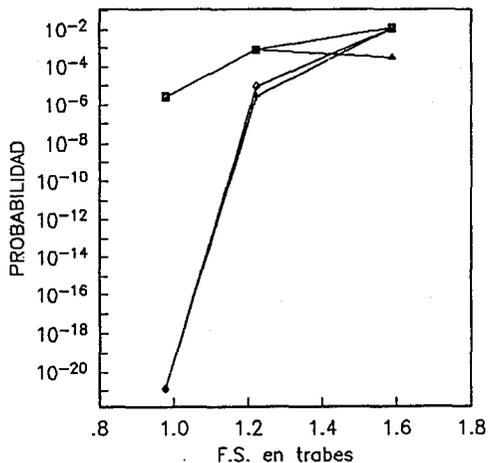


- P_f
- △ $P(R_b > 1)$
- ◇ $P(R_c > 1)$
- + $P(R_c > 1, R_b < 1)$

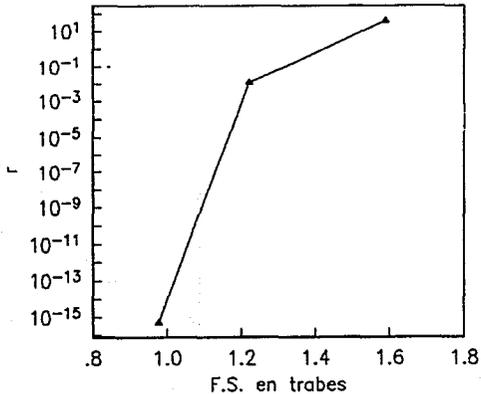


r = APOORTE DE FALLA EN COLUMNAS
A LA DE TRABES

FIG. 8.50 VARIACION DE PROBABILIDADES DE FALLA EN MARCOS / GRUPO E14
SISMOS A 1.35 g

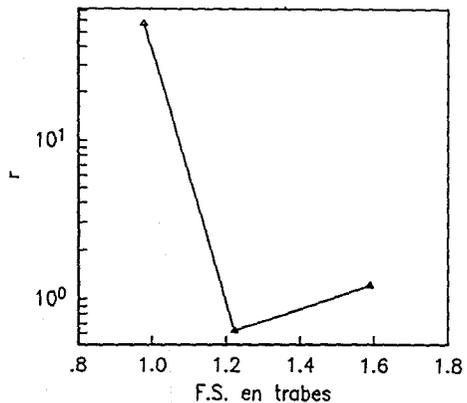
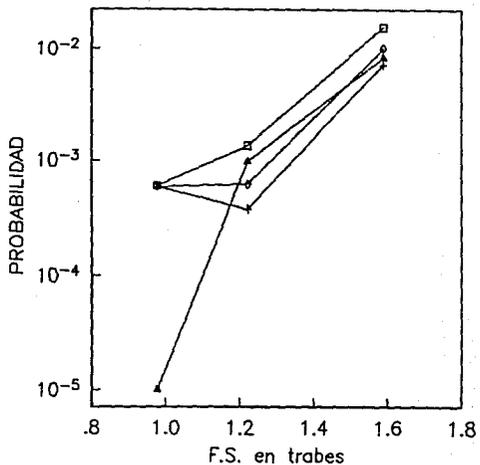


- P_f
- △ $P(R_b > 1)$
- ◇ $P(R_c > 1)$
- + $P(R_c > 1, R_b < 1)$



r = APOORTE DE FALLA EN COLUMNAS
A LA DE TRABES

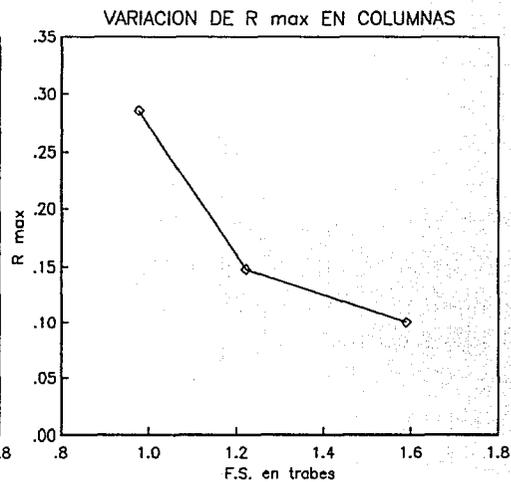
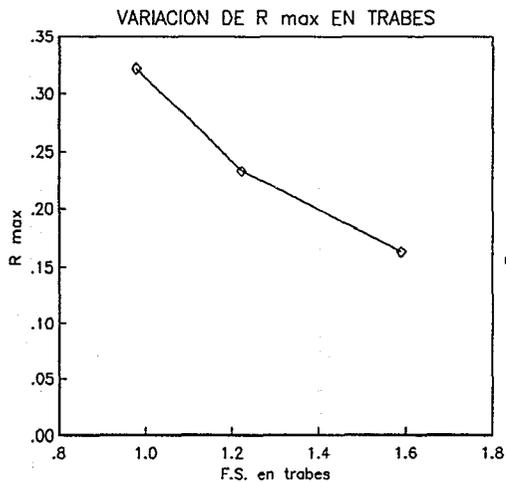
FIG. 8.51 VARIACION DE PROBABILIDADES DE FALLA EN MARCOS / GRUPO E20
SISMOS A 1.0 g



$r =$ APOORTE DE FALLA EN COLUMNAS
A LA DE TRABES

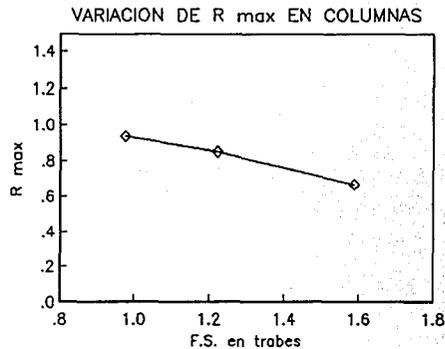
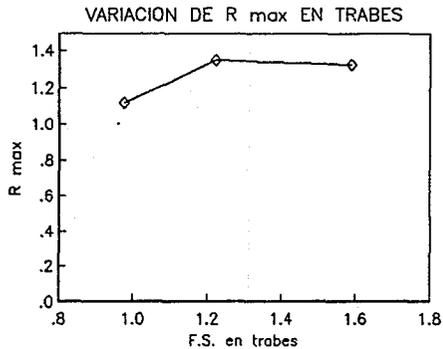
FIG. 8.52 VARIACION DE PROBABILIDADES DE FALLA EN MARCOS / GRUPO E20
SISMOS A 1.35 g

APENDICES

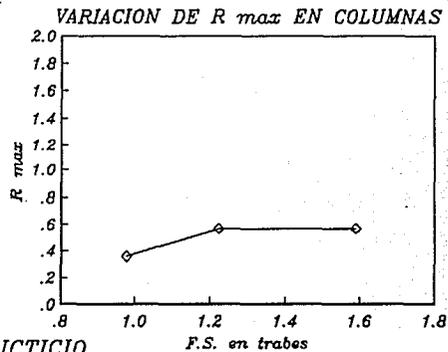
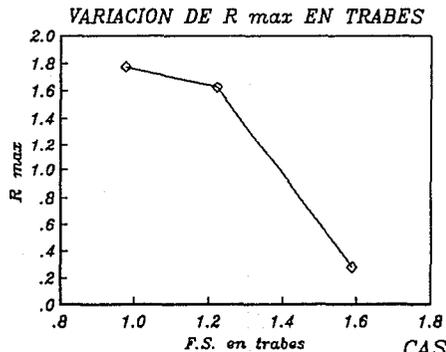


APENDICE A.1

VARIACION DE R max / CASO DETERMINISTA / SISMO 2 X 1.25



CASO DETERMINISTA



CASO FICTICIO

APENDICE A.2

VARIACION DE R max/ CASOS DETERMINISTA Y FICTICIO/ SISMO 2 X 2

 MARCO CENTRAL,GRUPO E3,CASO TRABES DE RESISTENCIA INFINITA

1EARTHQUAKE ACCELERATION RECORDS - SISMO SIMULADO No.2 X 1.25

1 ***** RESULTS *****

RESULTS ENVELOPES, ELEMENT GROUP 1 TIME = 163.840

BEAM COLUMN ELEMENTS (TYPE 2)

ELEM NO.	NODE NO.		BENDING		SHEAR		AXIAL		PL HINGE		ACCUM ROTATIONS
			MOMENT	TIME	FORCE	TIME	FORCE	TIME	ROTATION	TIME	
1	1	POSITIVE	11.01	58.160	5.82	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-12.14	59.200	-7.05	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
	4	POSITIVE	6.18	58.160	7.05	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-8.68	59.200	-5.82	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
2	2	POSITIVE	14.45	58.160	9.06	58.160	24.69	58.160	.00075	58.160	.00075
		NEGATIVE	-14.45	59.200	-9.11	59.200	24.69	59.200	-.00085	59.200	-.00160
	5	POSITIVE	12.27	58.160	9.11	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-12.45	59.200	-9.06	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
3	3	POSITIVE	11.93	58.160	6.93	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-11.22	59.200	-5.95	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
	6	POSITIVE	8.51	58.160	5.95	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-6.35	59.200	-6.93	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
4	4	POSITIVE	2.46	58.200	2.77	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-5.41	59.140	-4.91	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
	7	POSITIVE	4.61	58.200	4.91	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-7.13	59.160	-2.77	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
5	5	POSITIVE	8.53	58.200	7.11	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-8.60	59.160	-7.16	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
	8	POSITIVE	9.61	58.200	7.16	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-9.69	59.160	-7.11	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
6	6	POSITIVE	5.39	58.200	4.89	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-2.48	59.140	-2.79	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
	9	POSITIVE	7.10	58.200	2.79	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-4.64	59.160	-4.89	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
7	7	POSITIVE	.00	.000	.35	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-3.17	59.180	-3.40	59.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
	10	POSITIVE	1.07	58.180	3.40	59.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-5.51	59.180	-.35	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000

8	8	POSITIVE	3.95	58.200	3.73	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-3.97	59.160	-3.74	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
11		POSITIVE	5.57	58.200	3.74	59.160	-8.52	58.200	.00001	58.200	.00001
		NEGATIVE	-5.57	59.160	-3.73	58.200	-8.52	59.160	-.00003	59.160	-.00005
9	9	POSITIVE	3.15	58.180	3.39	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	.00	.000	-.37	59.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
12		POSITIVE	5.49	58.180	.37	59.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-1.09	59.180	-3.39	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000

RESULTS ENVELOPES, ELEMENT GROUP 2 TIME = 163.840

BEAM COLUMN ELEMENTS (TYPE 2)

ELEM NO.	NODE NO.		BENDING		SHEAR		AXIAL		PL HINGE		ACCLM ROTATIONS
			MOMENT	TIME	FORCE	TIME	FORCE	TIME	ROTATION	TIME	
1	4	POSITIVE	14.98	59.200	8.88	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-10.24	58.180	-1.46	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
	5	POSITIVE	8.03	59.200	9.26	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-14.52	58.180	-1.08	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
2	5	POSITIVE	14.64	59.200	9.32	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-7.91	58.180	-1.02	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
	6	POSITIVE	10.40	59.200	8.82	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-14.82	58.180	-1.52	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
3	7	POSITIVE	10.89	59.160	7.21	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-5.23	58.200	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
	8	POSITIVE	4.41	59.160	7.30	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-10.46	58.200	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
4	8	POSITIVE	10.51	59.160	7.31	59.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-4.37	58.200	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
	9	POSITIVE	5.27	59.160	7.19	58.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-10.84	58.200	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
5	10	POSITIVE	5.40	59.180	5.64	59.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-1.54	58.180	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
	11	POSITIVE	.00	.000	4.94	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-6.46	58.180	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
6	11	POSITIVE	6.45	59.120	5.64	59.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
	12	POSITIVE	1.56	59.180	4.97	58.180	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-5.38	58.180	.00	.000	.00	.000	.00000	.000	.00000
7	1	POSITIVE	13.54	59.200	4.70	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-12.09	58.160	-4.25	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
	2	POSITIVE	8.29	58.940	4.25	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-7.58	58.000	-4.70	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
8	2	POSITIVE	7.66	58.940	4.30	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-8.21	58.000	-4.65	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
	3	POSITIVE	12.34	59.200	4.65	58.160	.00	.000	.00000	.000	.00000
		NEGATIVE	-13.30	58.160	-4.30	59.200	.00	.000	.00000	.000	.00000

APENDICE B

PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS CASOS ESTUDIADOS A PARTIR DE PROPIEDADES NOMINALES

GRUPO	PERIODOS NATURALES (seg.)			COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO	
	T1	T2	T3	α	β
E3	0.460	0.147	0.087	1.0352	0.001776
E14	1.578	0.535	0.306	0.2973	0.006360
E20	2.049	0.714	0.408	0.2274	0.008426

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones :

El procedimiento empleado ha permitido hacer una evaluación del comportamiento dinámico de sistemas de marcos dúctiles de concreto reforzado para la zona blanda (zona III) de la Ciudad de México, D.F., definida en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987, así como estimar la seguridad estructural de tales sistemas ante sismos como el registrado el 19 de Septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en su componente E-W. De los resultados obtenidos en este trabajo se puede concluir lo siguiente :

1.- Para sismos de banda estrecha y periodos predominantes largos, el criterio de diseño conocido como *columna fuerte-trabe débil* que se vie-

ne utilizando para el dimensionamiento de *marcos dúctiles de concreto reforzado* solamente beneficia a aquellos marcos que poseen periodos fundamentales moderados y largos, ya que la energía inducida por los sismos se disipa principalmente a través de deformaciones inelásticas en las trabes con mecanismos de falla tipo desplazamiento lateral con articulaciones en las trabes, quedando las columnas con suficiente reserva de resistencia para evitar o retardar el colapso. Para estructuras de marcos con periodos fundamentales cortos, el criterio de diseño mencionado permite la formación de articulaciones plásticas en trabes y columnas, siendo estas últimas afectadas de tal manera que incursionan más en el intervalo inelástico que aquellas que pertenecen a marcos con trabes más resistentes a la flexión; esto conlleva a la formación de mecanismos de falla que no garantizan una buena estabilidad para evitar o retardar el posible colapso de las estructuras en caso de sismos intensos. Sin embargo, en estos casos, las probabilidades de falla totales son suficientemente bajas.

2.- La forma de espectro influye de manera significativa en las respuestas dinámicas de los casos estudiados. Así, para los marcos del grupo E3 se presenta la evolución del periodo fundamental hacia las proximidades de los periodos predominantes de los sismos, lo cual provoca que la respuesta máxima se dé con una participación mayor del primer modo de vibración, efecto que se reduce si se incrementan sus rigideces con el uso de trabes más resistentes a la flexión; para los marcos de los grupos E14 y E20, la degradación de la rigidez provoca un

alejamiento de los periodos correspondientes al primer modo de vibración de los periodos predominantes sísmicos, mientras que los periodos de los modos superiores tienden a acercarse a estos últimos, razón por la cual se explican las mayores incursiones inelásticas en niveles y entrepisos intermedios y superiores.

3.- La mayor parte de los casos estudiados muestra que las trabes tienden a fallar antes que las columnas, producto del menor factor de seguridad con que se diseñaron las primeras, lo que origina que estas incursionen desde muy temprano en el intervalo inelástico y que las estructuras empiecen a adoptar un mecanismo de falla de tipo desplazamiento lateral con articulaciones en las trabes y en la base de las columnas de la planta baja. Posteriormente, si un sismo en particular continúa induciendo energía importante a la estructura, hay una redistribución de esfuerzos hacia las secciones que poseen mayor rigidez y reserva de resistencia, con lo cual empiezan a aparecer articulaciones plásticas en algunas secciones de las columnas.

4.- La mayor parte de las estructuras estudiadas presentaron probabilidades de falla bien bajas, de donde se concluye que para las condiciones establecidas en el presente trabajo estas resultan ser altamente confiables. Uno de los principales factores que permitió llegar a este resultado es el grado de confinamiento que fijan los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF-87 para marcos dúctiles, con

lo cual se logra que sus miembros puedan desarrollar grandes ductilidades locales hasta la falla. Es importante señalar que en columnas de marcos elevados, donde se presentan cargas axiales intensas, este efecto benéfico se reduce considerablemente, como se demuestra en la literatura existente. De particular interés resultó la evaluación del aporte relativo de falla en columnas a la de trabes, r , con lo cual se visualizaron mejor los resultados; aquí se pudo observar que la medida de incrementar las resistencias a flexión en trabes provoca el incremento de aportación de probabilidad de falla en columnas en la mayor parte de los casos.

5.- Las demandas de ductilidad de entrepiso, Q , mostraron una tendencia marcada a la reducción en la medida en que se incrementa el factor de seguridad en trabes, lo cual se explica por el retardo que estas estructuras experimentan para incursionar en el intervalo inelástico, aunque ello implique un mayor comportamiento inelástico en columnas. Esto reconfirma la definición del factor de comportamiento sísmico que propone el RCDF-87, el cual difiere del concepto de ductilidad global; con este factor se plantea diseñar con mayores fuerzas sísmicas las estructuras que desarrollarán menores ductilidades ante eventos sísmicos.

6.- Los índices de comportamiento observados se caracterizan por dispersiones muy grandes, aunque sí nos representan tendencias marcadas que ayudan a la interpretación de los resultados.

7.- El escaso número de simulaciones que se realizaron no es suficiente para completar el estudio, pero como primera etapa de investigación se considera adecuado para definir futuras líneas a seguir.

Recomendaciones :

1.- Se recomienda profundizar este estudio con miras de verificar el comportamiento observado, principalmente en las columnas de los marcos del grupo E3, para lo cual se propone la realización de las siguientes acciones :

- a) Realizar un mayor número de simulaciones de los casos estudiados con el objeto de obtener mayor información muestral y establecer los parámetros estadísticos de las variables que definen el comportamiento de los sistemas, tales como medias, desviaciones estándar y coeficientes de variación.
- b) Refinar los criterios para el establecimiento de los puntos de inflexión y las curvaturas últimas en las secciones extremas de los diferentes miembros estructurales con el objeto de evaluar las ductilidades locales de curvatura para condiciones más realistas.
- c) Evaluar las probabilidades de falla mediante criterios más refinados que incorporen la mayor información muestral y los coeficientes de variación de las variables involucradas.

- d) En caso de ratificarse los resultados aquí obtenidos, se deberán comparar las respuestas con modelos que incorporen diversas características del comportamiento mecánico de los miembros estructurales o del conjunto, tales como deterioro cíclico, falla frágil, efectos de segundo orden e interacción suelo-estructura.
- e) Verificar los resultados mediante ensayos experimentales.

2.- En caso de resultar congruentes estos resultados, se deberán realizar estudios de toma de decisiones con el objeto de optimizar los criterios de diseño sísmico relacionados a este tipo de estructuras, considerando un modelo que tome en cuenta la sismicidad del sitio y que los sistemas estarán sujetos a perturbaciones futuras de magnitud desconocida que ocurrirán en tiempos desconocidos, como se muestra en las refs. 4 y 50. Con ello se obtendrán los factores de seguridad adecuados para el diseño de los elementos estructurales en función del periodo fundamental de las estructuras, y todo lo anterior se podrá realizar para otras zonas de la Ciudad de México.

3.- En el diseño de marcos dúctiles con periodos fundamentales moderados y largos se deben tomar en consideración los modos superiores de vibración mediante un análisis dinámico modal espectral cuando estos se ubiquen en la zona III de la Ciudad de México, con el objeto de evitar fallas en los entresijos superiores; este tipo de fallas se presentaron con mucha frecuencia durante los sismos de Septiembre de 1985 y sus

causas fueron investigadas por Villaverde⁵³.

4.- Es importante señalar una vez más que las reservas importantes de resistencia de este tipo de estructuras se logra al proveer un adecuado confinamiento a sus miembros, razón por la cual se recomienda tener este aspecto muy en cuenta al diseñar este tipo de estructuras.

BIBLIOGRAFIA

1. Cross, H., " Engineers and Ivory Towers ", McGraw-Hill Book Company Inc., New York, 1952.
2. Galambos, T. V., Ellingwood, B., Mc Gregor, J. G., and Cornell, A., C., " Probability-Based Load Criteria : Assessment of Current Design Practice ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST5, May. 1982.
3. Galambos, T. V., Ellingwood, B., Mc Gregor, J. G., and Cornell, A., C., " Probability-Based Load Criteria : Load Factors and Load Combinations ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST5, May. 1982.
4. Esteva, L., " Design: General ", Chapter 3 of Design of Earthquake Resistant Structures (Edited by E. Rosenblueth), Pentech Press, London, 1980.
5. Ruiz, S. E., Paredes, L. R., Esteva, L. y Galarza, V., " Confiabilidad de sistemas estructurales ante la acción de temblores ", Instituto de Ingeniería, UNAM, Primer informe semestral para CONACyT, Jul. 1985.

6. Mirza, S. A., Hatzinikolas, M., and Mc Gregor, J., " Statistical Descriptions of Strength of Concrete ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. ST6, Jun. 1979.
7. Trejo, C., " Observaciones estadísticas de la variación de la resistencia del concreto en México, D. F. ", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1970.
8. Meli, R. y Villanueva, J. M., " Análisis estadístico de la resistencia en compresión de concretos fabricados en el Distrito Federal ", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe interno, Dic. 1984.
9. Meli, R., " Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, Jun. 1976.
10. Petersons, N., " Strength of concrete in finished structures ", Trans. Royal Institute of Technology, No. 232, Estocolmo, 1964.
11. Mirza, S. A., and Mc Gregor, J., " Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. ST4, Apr. 1979.
12. Mora, J. L. y Aguillón, E. J., " Estudio estadístico de las propiedades físicas del acero de refuerzo " , Tesis profesional,

Facultad de Ingeniería, UNAM, 1975.

13. Villanueva, J. M. y Meli, R., " Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe interno, Sept. 1984.
14. Mendoza, C. J., Andrade, A. y Valenzuela, F., " Variación de las dimensiones y la posición del acero de refuerzo en las estructuras de concreto ", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe interno, 1975 .
15. Villanueva, J. M., Arias, A. y Meli, R., " Estudio estadístico de las imperfecciones en columnas de concreto ", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe interno, May. 1984.
16. Allen, D. F., " Probabilistic study of reinforced concrete in bending ", NRC Division of Building Research, Technical paper No. 311, Ottawa, 1970.
17. Drysdale, R. G., " Placement errors for reinforcing in concrete columns ", ACI, Nov. 1973.
18. Grant, L. H., " A Monte Carlo study of the strength variability of rectangular tied reinforced concrete columns ", Tesis, Universidad de Alberta, Canadá, 1976.

19. Paredes, R., " Confiabilidad de marcos de concreto reforzado ante la acción de temblores ", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1989.
20. Quiroz, N., " Confiabilidad de edificios ante sismos como el ocurrido el 19 de Septiembre de 1985 ", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1990.
21. Esteva, L., " Structural Load Systems ", Second International Conference on Applications of Statistics and Probability to Soils and Structural Engineering, Sydney, Australia, 1979.
22. Corotis, R. B., and Doshi, V. A., " Probability Models for Live Load Survey Results ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 103, No. ST6, Jun. 1977.
23. Peir, J. C., " A Stochastic Live Load Model for Buildings ", MIT Department of Civil Engineering, Research Report R73-28, Cambridge, Mass., 1973.
24. Peir, J. C., and Cornell, C. A., " Spatial and Temporal Variability of Live Loads ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 99, No. ST5, May. 1973.
25. McGuire, R. K., and Cornell, C. A., " Live Load Effects in Office

- Buildings ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, No. ST7, Jul. 1974.
26. McGuire, R. K., and Cornell, C. A., " Live Load Effects in Office Buildings ", MIT Department of Civil Engineering, Research Report R73-28, Cambridge, Mass., 1973.
 27. Mitchell, G. R., and Woodgate, R. W., " A Survey of Floor Loadings in Office Buildings ", Building Research Station, Report 25, London, 1971.
 28. Mitchell, G. R., and Woodgate, R. W., " Floor Loadings in Offices. The Results of a Survey ", Dept. of Envir. Build. Res. Establi., CP 3/71, Garston, 1971.
 29. Grigoriu, M., Ruiz, S. E., and Rosenblueth, E., " The Mexico Earthquake of September 19, 1985- Nonstationary Models of Seismic Ground Acceleration ", EERI Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, 1988.
 30. Tung, A., Nan Wang, J., and Kiremidjian, A., " A Duration Independent Amplitude-Modulating Function for the Generation of Artificial Strong Ground Motions ", CERRA-ICASP 6, Sixth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Mexico, 1991.

31. Nieves, J. L., " Estudio Estadístico de las Propiedades Físicas del Acero de Refuerzo ", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1973.
32. Elishakoff, I., " Probabilistic Methods in the Theory of Structures", John Wiley & Sons, New York, 1983.
33. Rubinstein, R. Y., " Simulation and the Monte Carlo Method ", John Wiley & Sons, New York, 1981.
34. Benjamin, J. R., and Cornell, C. A., " Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers ", McGraw-Hill, New York, 1970.
35. Díaz, O., y Esteva, L., " Calibración de modelos simplificados para estimar la confiabilidad de estructuras sujetas a temblores ", Artículo aceptado para su publicación en la revista Sismodinámica, 1992.
36. Coss, R., " Simulación : un enfoque práctico ", Limusa, México, 1990.
37. Departamento del Distrito Federal, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Gaceta Oficial del DDF, 1987.
38. Departamento del Distrito Federal, " Normas Técnicas Complementa-

rias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ", Gaceta Oficial del DDF, 1987.

39. Departamento del Distrito Federal, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", Gaceta Oficial del DDF, 1987.

40. Park, R., and Priestley, N., " Ductility of Square-Confined Concrete Columns ", ACI Structural Journal, U.S.A., Apr. 1982.

41. Park, R., y Paulay, T., " Estructuras de Concreto Reforzado ", Limusa, México, 1988.

42. Scott, B., Park, R., and Priestley N., " Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and Strain Rates ", ACI Structural Journal, U.S.A., Jan. 1982.

43. Abramowitz, M., and Stegun, I.A., " Handbook of Mathematical Functions ", Dover Publications, Inc., New York, 1965.

44. de Buen, O., " Estructuras de Acero : Comportamiento y Diseño ", Editorial Limusa, México, 1980.

45. Wakabayashi, M., " Design of Earthquake-Resistant Buildings ", McGraw-Hill, Inc., U.S.A., 1986.

46. Clough, R. W., and Penzien, J., " Dynamics of Structures ", McGraw-Hill, Inc., U.S.A., 1975.
47. Kanaan, A. E., and Powell, G. H., " General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures ", EERC, University of California, Berkeley, 1973.
48. Rosenblueth, E., and Esteva, L., " Reliability Basis for Some Mexican Codes ", Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings, ACI, SP31, 1972.
49. Esteva, L., " Variación de la Seguridad de Marcos Estructurales en función del Factor de Seguridad en Trabes ", Comunicación Directa, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1992.
50. Esteva, L., " Reliability and Optimization in the Formulation of Seismic Design Codes ", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Aug., 1992.
51. Cornell, C. A., " Structural Safety Specifications Based on Second-Moment Reliability Analysis ", IABSE Symposium Concepts of Safety Structures and Methods of Design, London, 1969.
52. Rosenblueth, E., " On Computing Normal Reliabilities ", Structural Safety, 2, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1985.

53. Villaverde, R., " An Explanation for the Numerous Upper Floor Collapses During the 1985 Mexico City Earthquake ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, John Wiley & Sons, Ltd., U.S.A., 1991.
54. Hognestad, E., " Inelastic Behavior in Tests of Eccentrically Loaded Short Reinforced Concrete Columns ", Journal of the American Concrete Institute, 24 (2), U.S.A., 1952.
55. Blakeley, R.W.G., and Park, R., " Prestressed Concrete Sections with Cyclic Flexure ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 99, No. ST8, 1973.

RECONOCIMIENTOS

Expreso mi más sincero reconocimiento y agradecimiento al Dr. Luis Esteva Maraboto, quien fungiendo como Coordinador de la Investigación Científica de la UNAM, pudo dirigir este trabajo con paciencia, esmero y mucho acierto.

Al Dr. Gustavo Ayala Millán, por su invaluable apoyo con su equipo de cómputo, implementación de programas y observaciones.

Al Dr. Orlando Díaz Lopez, por su colaboración incondicional en varios aspectos de este trabajo.

A todos mis compañeros y amigos del Instituto de Ingeniería, quienes contribuyeron directa o indirectamente a la realización de este trabajo.

Este trabajo se realizó bajo el auspicio del Instituto de Ingeniería de la UNAM, dentro de los proyectos 0713 y 2533.