

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA

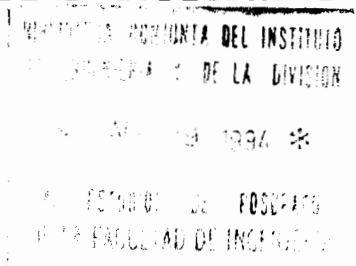
SECCION DE ESTRUCTURAS

TRABAJO DE INVESTIGACION I

ESTUDIOS SOBRE

INFLUENCIA DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO

EN DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCALES Y GLOBALES



ASESOR : DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

ALUMNO : JAIME CASTILLO RUIZ

ABRIL DE 1991

INDICE

	<u>pág.</u>
INDICE	1
1.0 INTRODUCCION	2
2.0 ALEATORIEDAD EN LAS VARIABLES POR ESTUDIAR	4
3.0 SIMULACION DE LAS VARIABLES POR ESTUDIAR	11
4.0 CASOS POR ESTUDIAR	16
5.0 ANALISIS DE RESPUESTA DINAMICA	21
6.0 DETERMINACION DE DUCTILIDADES LOCALES Y GLOBALES	23
7.0 ANALISIS DE RESULTADOS	25
8.0 CONCLUSIONES	29
9.0 BIBLIOGRAFIA	30

1.0 INTRODUCCION :

La seguridad estructural en el diseño se consigue cerciorándose, por medio de los cálculos de diseño, de que no se violen los límites de la utilidad estructural que se obtienen con las especificaciones estructurales aplicables: en el futuro, una vez que se instituya por completo el diseño por factor de carga y resistencia o diseño por estados límites, se contará con un método óptimo y racional para lograr las cualidades supremas de seguridad y economía en el diseño. Este nuevo procedimiento intenta hacer uso completo de la información disponible de las pruebas, de la experiencia de diseño y del juicio ingenieril, aplicado por medio de análisis probabilísticos.

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

$$\sum F_c Q_s \leq \sum F_r R_n$$

en la cual, el término de la izquierda representa la suma de los efectos de las cargas de trabajo (Q_s) amplificadas por sus respectivos factores de carga (F_c), y el término de la derecha representa la resistencia mínima especificada (R_n) reducida por un factor adecuado de resistencia (F_r). Tanto los factores de carga (F_c) como los de resistencia (F_r) 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 resistencia real sea menor que el valor especificado.

Estas incertidumbres son parte de la naturaleza de las cargas y las resistencias. De hecho, tanto los efectos de las cargas como los de las resistencias tienen la forma de una distribución probabilística que se caracteriza por la curva en forma de campana que tiene un valor medio (R_m o Q_m) y desviación estándar. Por éste 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 ésta probabilidad sea muy pequeña.

En diseño sísmico, la función de confiabilidad de un sistema en un medioambiente dado es la probabilidad de que el sistema sobreviva a todas las acciones que sobre él ejerza el medioambiente durante un intervalo de tiempo dado. Su cálculo es basado en la distribución de probabilidad del mínimo margen de seguridad durante el intervalo dado, y ésta 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 medioambiente 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 dados para combinaciones dadas de las cargas mencionadas.

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, para el caso particular de marcos continuos de concreto reforzado, es lo que motivó el estudio que se presenta.

En este estudio se emplean criterios de falla que permiten evaluar los indicadores de seguridad adoptados, expresados por índices de comportamiento adecuados, de los diferentes modelos estudiados que a continuación se describen:

- a) Máxima relación de ductilidad local demandada entre ductilidad local disponible
- b) Máxima ductilidad global demandada

Se reflejan las incertidumbres inherentes en las propiedades geométricas y mecánicas, así como en las diferentes acciones que en tales modelos pudiesen actuar, para lo cual se utilizaron métodos apropiados de simulación de las variables aleatorias. Se mencionan aspectos generales del programa DRAIN-2D y de las modificaciones que se le realizaron para obtener los análisis de respuesta dinámica de los modelos estudiados. También se describen los modelos empleados y los criterios usados para el diseño y el cálculo de los indicadores de seguridad arriba mencionados. Al final se muestran los resultados obtenidos y la evaluación de los mismos.

2.0 ALEATORIEDAD EN LAS VARIABLES POR ESTUDIAR :

En este estudio consideraremos únicamente los casos de marcos de edificios de concreto reforzado de tres niveles para diferentes factores de seguridad. Las propiedades de las estructuras dependen de diversos factores que las hacen más o menos inciertas; las incertidumbres que afectan a las propiedades estructurales son:

1) Rigidez:

- a) Propiedades mecánicas de los materiales
- b) Dimensiones estructurales

2) Solicitaciones:

- a) Carga muerta
- b) Carga viva
- c) Cargas accidentales

3) Hipótesis en los modelos estructurales:

Los conceptos de probabilidad y las técnicas de análisis estadístico pueden ser usadas para definir la variación de las propiedades estructurales.

2.1 FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

2.1.1 Concreto

La variación en la resistencia del concreto se debe entre otros factores a la variación en las propiedades de los materiales empleados, proporciones, variaciones del mezclado, transportación y curado. Diferentes estudios han sido realizados para definir la función de distribución de probabilidades y en la mayoría de ellos los investigadores representan tal función con una curva de distribución normal.

Estudios estadísticos realizados en México por Trejo y Meli (8,22) indican que la desviación estándar tiende a ser constante e igual a 40 Kg/cm^2 , que el coeficiente de variación cambia de acuerdo a la resistencia media y que la función de distribución se ajusta satisfactoriamente a una curva normal.

Meli y Villanueva (8) realizaron ensayos con cilindros fabricados y curados en diversos laboratorios y dependencias oficiales en el Distrito Federal (1981-1983), en cuyos resultados se observa que

la desviación estándar puede considerarse de 40 Kg/cm². Se recomienda emplear una distribución normal para representar la variación de la resistencia del concreto, y un valor medio dado por:

$$\overline{f_c} = f'_c + 0.84 \sigma_{f_c} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Donde :

$\overline{f_c}$: es el valor medio de la resistencia del concreto,
 f'_c : es el valor nominal de la resistencia del concreto y
 σ_{f_c} : es la desviación estándar (40 Kg/cm²).

Una recopilación de estudios indican que la resistencia del concreto en obra es menor que la de los cilindros de control, debido principalmente a los diferentes procedimientos de colocación y curado, al contenido de agua en miembros peraltados, así como el tamaño y forma de los elementos estructurales. Para tomar en cuenta estos efectos, Meli (9) propone la siguiente ecuación que determina la resistencia en obra a partir de la de los cilindros de control:

$$f_{c_o} = 0.75 \overline{f_c} + 30$$

Donde :

f_{c_o} : es la resistencia media en obra y
 $\overline{f_c}$: es la resistencia media en cilindros de control.

y sugiere tomar un coeficiente de variación dado por

$$V_{c_o}^2 = V_c^2 + V_{c_e}$$

Donde :

V_{c_o} : es el coeficiente de variación en obra,
 V_c : es el coeficiente de variación medio en los cilindros y
 V_{c_e} : es el coeficiente de variación adicional por efectos de los procedimientos constructivos (se toma igual a 0.10).

2.1.2 Acero

Se han realizado análisis de datos en diferentes países (12,16) con el objeto de establecer una función que se ajuste a la variación de la resistencia del acero de refuerzo.

Meli y Villanueva (24) realizaron un muestreo de barras de grado 42 donde se concluye que la variación de la resistencia para toda la producción en su conjunto puede representarse como una función de distribución de probabilidades del tipo normal, con un valor medio del esfuerzo de fluencia de 4680 Kg/cm² y una desviación estándar de 450 Kg/cm², y para el esfuerzo máximo la media es de 7600 Kg/cm² y la desviación estándar de 750 Kg/cm².

2.2 FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE LAS DIMENSIONES ESTRUCTURALES

Generalmente se tienen variaciones geométricas en la forma, posición y dimensiones de un elemento estructural con respecto a los planos de proyecto. Estas variaciones provienen principalmente de los procesos constructivos y estos dependen a su vez de la calidad de la mano de obra y del equipo que se emplee.

Las principales imperfecciones geométricas son las variaciones en las secciones transversales, su forma, la posición del refuerzo, amarres y estribos, la horizontalidad y verticalidad de las líneas de concreto y el alineamiento de columnas y vigas.

2.2.1 Dimensiones en vigas

Entre los estudios realizados en este aspecto se menciona el de Mirza y McGregor(13) quienes, a partir de mediciones en vigas coladas en sitio y precoladas, sugieren que se emplee una distribución normal para el ancho de las vigas con desviación media respecto de la nominal de 0.254 cm., y una desviación estándar de 0.366 cm.

Con respecto al peralte, Mirza propone que se emplee una función de distribución normal con desviación media respecto de la nominal de -0.279 cm. y una desviación estándar de 0.544 cm.

Debido a la poca información con que se cuenta, no es posible establecer tolerancia, ni definir con precisión cómo se afecta la resistencia de las vigas con la variación de su recubrimiento, pero sí existen mediciones de algunos investigadores(13) en las que se obtuvieron resultados que indican que es recomendable usar una distribución de probabilidades de tipo normal, una desviación media de la nominal de 0.316 cm. y una desviación estándar de 1.588 cm. para el recubrimiento superior, y una desviación media de la nominal de -0.476 cm. con una desviación estándar de 1.746 cm. para el recubrimiento inferior.

2.2.2 Dimensiones en columnas

Paralelamente a los estudios anteriores se ha determinado la función de distribución representativa de la variación de las dimensiones de las columnas. Mendoza *et al*(10) observaron que existe una mayor variación de las dimensiones en el lado corto que en el lado largo de una columna rectangular y que las dimensiones en la parte inferior de las columnas son mayores. Resultados de varios investigadores(13) acerca de la variación de las dimensiones en la sección transversal de columnas recomiendan utilizar una función de distribución normal con desviación media respecto de la nominal de 0.159 cm. y una desviación estándar de 0.635 cm.

Drysdale (2) observó en sus análisis sobre la localización de las varillas de refuerzo que el recubrimiento real comúnmente es mayor que el especificado y por tanto, las tolerancias se exceden frecuentemente.

Basado en estudios de Redekop, Grant (4) sugiere que el error del recubrimiento puede ser descrito por una distribución normal, con media dada por la siguiente expresión:

$$r = r_n + 0.635 + 0.004 h \quad (\text{cm.})$$

Donde:

- r : es el valor medio del recubrimiento,
- r_n : es el valor nominal del recubrimiento y
- h : es la dimensión transversal de la columna.

y una desviación estándar de 0.42 cm. para cualquier sección.

2.3 INCERTIDUMBRES EN LAS SOLICITACIONES

2.3.1 Carga muerta

Las cargas muertas son producidas por el peso propio de los elementos estructurales, de los no estructurales y demás elementos cuya posición es permanente. El peso de un miembro de concreto reforzado puede determinarse mediante la expresión:

$$W_D = (W_c \times A_c + W_s \times A_s) \times L$$

Donde:

- W_c y W_s : son los pesos unitarios del concreto y del acero.
- A_c y A_s : son sus áreas transversales respectivas y
- L : la longitud del miembro.

Suponiendo que la carga muerta se puede obtener mediante el producto de:

$$W_i = \gamma_i \times W$$

donde γ_i y W son variables independientes; haciendo $\bar{\gamma}_i = 1$ y $\bar{W}_i = W$, tenemos que:

$$\begin{aligned} \text{Cov}(W_i, W_j) &= E(W_i W_j) - E(W_i) E(W_j) \\ &= E(\gamma_i \gamma_j) E(W^2) - E(\gamma_i) E(\gamma_j) E(W_i) E(W_j) \\ &= E(\gamma_i \gamma_j) E(W^2) - E^2(W) \end{aligned}$$

Pero $E(W^2) = \text{Var } W + E^2(W)$, por lo que

$$\begin{aligned} \text{Cov}(W_i, W_j) &= E(\gamma_i \gamma_j) (\text{Var } W + E^2(W)) - E^2(W) \\ &= E(\gamma_i \gamma_j) E^2(W) (V_v^2 + 1) - E^2(W) \end{aligned}$$

Es decir $\rho_{ij} \sigma_{vi} \sigma_{vj} = V_v^2 E^2(W) \therefore \rho_{ij} V_{vi}^2 = V_v^2$

Por otra parte se tiene que:

$$V_{vi}^2 = V_{\gamma i}^2 + V_v^2 + V_{\gamma i}^2 V_v^2$$

Así, conociendo V_{vi} y σ_{ij} se pueden obtener V_v y V_{γ} .

2.3.2 Carga viva

Las cargas vivas son las que provienen del uso y ocupación de las construcciones, es decir del equipo y accesorios móviles, ocupantes y otras cargas no permanentes. Una representación de la variación temporal de la carga viva es como la que se presenta en la fig.2.1, en la cual existe una carga sostenida, la cual tiene poca variación en el tiempo, y cargas extraordinarias o transitorias, las cuales tienen una intensidad relativamente alta pero cuya duración es muy corta.

La probabilidad de ocurrencia simultánea de un sismo fuerte y una carga viva transitoria extraordinariamente alta es muy pequeña y, por tanto puede ser despreciada. Por esta razón, solamente la porción de la carga viva sostenida se considera normalmente en los modelos probabilistas de la carga viva.

En la literatura disponible (7,14,20) se encuentran estudios relacionados con la variación espacial y temporal de la carga viva. De acuerdo con el modelo descrito en la referencia, la variabilidad de la carga viva es descrita por una función de probabilidades del tipo gamma, de la forma:

$$f_u(u) = \frac{\lambda (\lambda u)^{k-1} e^{-\lambda u}}{\Gamma(k)} \quad u \geq 0$$

Donde:

$\Gamma(k)$ es la función gamma,

λ y k son parámetros que dependen de la media y de la variancia definidas por:

$$k = \frac{E[u]^2}{\text{Var}[u]} = \frac{m^2}{\text{Var}[u]}$$

$$\lambda = \frac{E[u]}{\text{Var}[u]} = \frac{m}{\text{Var}[u]}$$

La variancia de u puede encontrarse por medio de la siguiente expresión:

$$\text{Var} [u] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_s^2 \frac{\pi d}{A}$$

Donde:

m representa el valor medio de la intensidad de la carga,

σ_b^2 es el coeficiente de variación de la carga entre edificios,

σ_f^2 es el coeficiente de variación de la carga entre pisos,

σ_s^2 es el coeficiente de variación de la carga de un punto a otro de un mismo piso y

d es una constante que debe ser determinada .

La figura 2.2 presenta los parámetros estadísticos de la carga viva, calculados a partir de los sondeos de Mitchell(14) para carga viva en oficinas.

2.3.4 Sollicitación Sísmica

La incertidumbre en las cargas sísmicas surge de la aleatoriedad del origen , magnitud , mecanismo de ruptura del sismo , así como de trayectoria de propagación de las ondas y efectos de amplificación local. Las incertidumbres asociadas a esta variable son mayores en comparación con las incertidumbres de las variables antes mencionadas.

En este trabajo se utilizaron acelerogramas que fueron simulados tomando como base las principales características de la componente E-W del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 registrado en SCT. Estos acelerogramas se simularon tratando de tener iguales propiedades estadísticas en intensidad , duración y frecuencia , es decir , pertenecientes a una misma familia de procesos estocásticos.

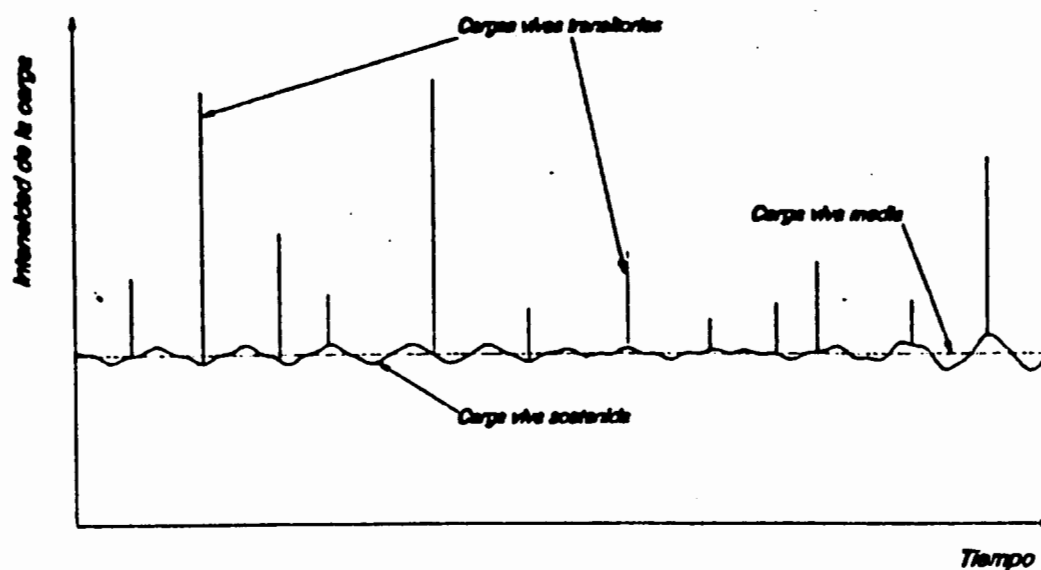


Fig 2.1 Variación de la carga viva con el tiempo

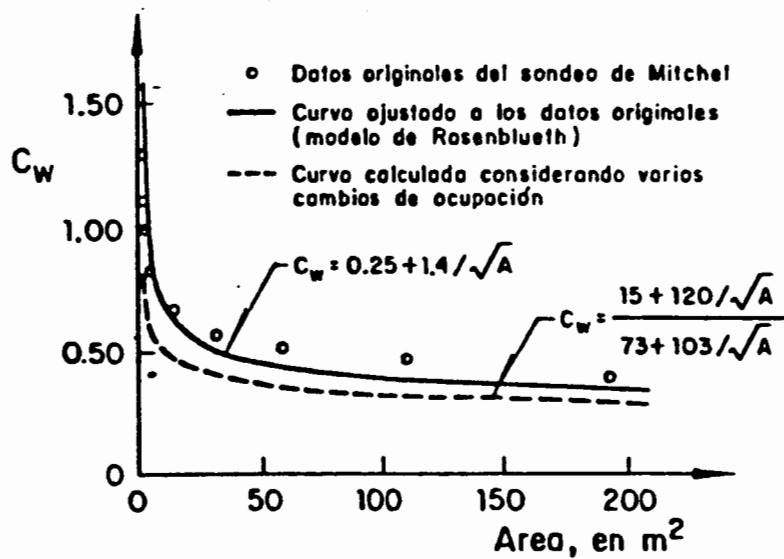


Fig 2.2 Parámetros estadísticos de la carga viva (calculados a partir de los sondeos de Mitchel para carga viva en oficinas)

3.0 SIMULACION DE LAS VARIABLES POR ESTUDIAR :

3.1 SIMULACION DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Para la simulación de las propiedades estructurales se empleó el método de Montecarlo , que es una técnica para la solución de problemas numéricos a través del muestreo experimental (21),el cual consiste normalmente de tres pasos:

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

El mínimo número de simulaciones permisible es de cinco , valor adoptado en el presente estudio.

Las variables que se consideran son descritas en el capítulo anterior con sus respectivas formas de funciones de distribución de probabilidad y dos primeros momentos estadísticos. Con ésta información se procedió a realizar los tres pasos antes mencionados , siendo resuelto el primer paso según los algoritmos presentados en la referencia (21) para cada tipo de función.

La generación de números aleatorios a partir de una función de distribución de probabilidad dada se realizó con el método de la transformada inversa (21), mientras la simulación de vectores aleatorios se llevó a cabo con el método de transformación lineal .

3.2 SIMULACION DE LAS CARGAS

Para simular las cargas vivas y muertas se emplearon funciones de distribución de probabilidad del tipo Gamma y un algoritmo correspondiente al método de Montecarlo , pero tomando en cuenta sus respectivos parámetros que más adelante se describen. Para la simulación de la excitación sísmica se consideró la evolución temporal de la intensidad como contenido de frecuencia, y que es conocida la sismicidad del sitio donde se encuentran 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 inters , $\nu(y)$.

3.2.1 Cargas muertas

Los parámetros usados como base de la simulación de sta variable son:

$$\rho_{ij} = 0.75$$

$$\bar{w}_m = 732 \text{ Kg/m}^2 \text{ (la carga media de todos los niveles)}$$

$$v_{wi}^2 = 0.08$$

$$V_w^2 = 0.0048$$

$$M_{sm} = 631.03 \text{ Kg/m}^2$$

3.2.2 Cargas vivas

Los parámetros usados como base de la simulación de ésta variable son:

$$\rho_{ij} = 0.75$$

$$\bar{W}_v = 90 \text{ Kg/m}^2 \text{ (valor constante para todos los niveles)}$$

$$\text{Area} = 25 \text{ m}^2 / \text{nivel}$$

$$V_{wi}^2 = 0.53 \text{ (del modelo de Rosenblueth)}$$

$$V_w^2 = 0.2107$$

$$M_{sv} = 43.689 \text{ Kg/m}^2$$

3.2.3 Excitación sísmica

En la generación de los acelerogramas se empleó un modelo que puede describirse por la función:

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

Donde:

$X(t)$: es la aceleración artificial del terreno,

$C(t)$: es la función moduladora de la intensidad 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:

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

Para el proceso numérico se empleó la siguiente ecuación:

$$\ddot{X}(t) = \sum_k C_k(t) \sum_i A(w_i, t) \sin(w_i t + \phi_i)$$

Donde:

$A(w_i, t)$: la amplitud de la i -ésima aceleración del terreno y

ϕ_i : es el i -ésimo ángulo de fase aleatorio comprendido en el intervalo $[0, 2\pi]$.

A continuación se muestran las gráficas correspondientes a los cinco acelerogramas simulados con los cuales se combinaron aleatoriamente las estructuras simuladas y las cargas gravitacionales simuladas.

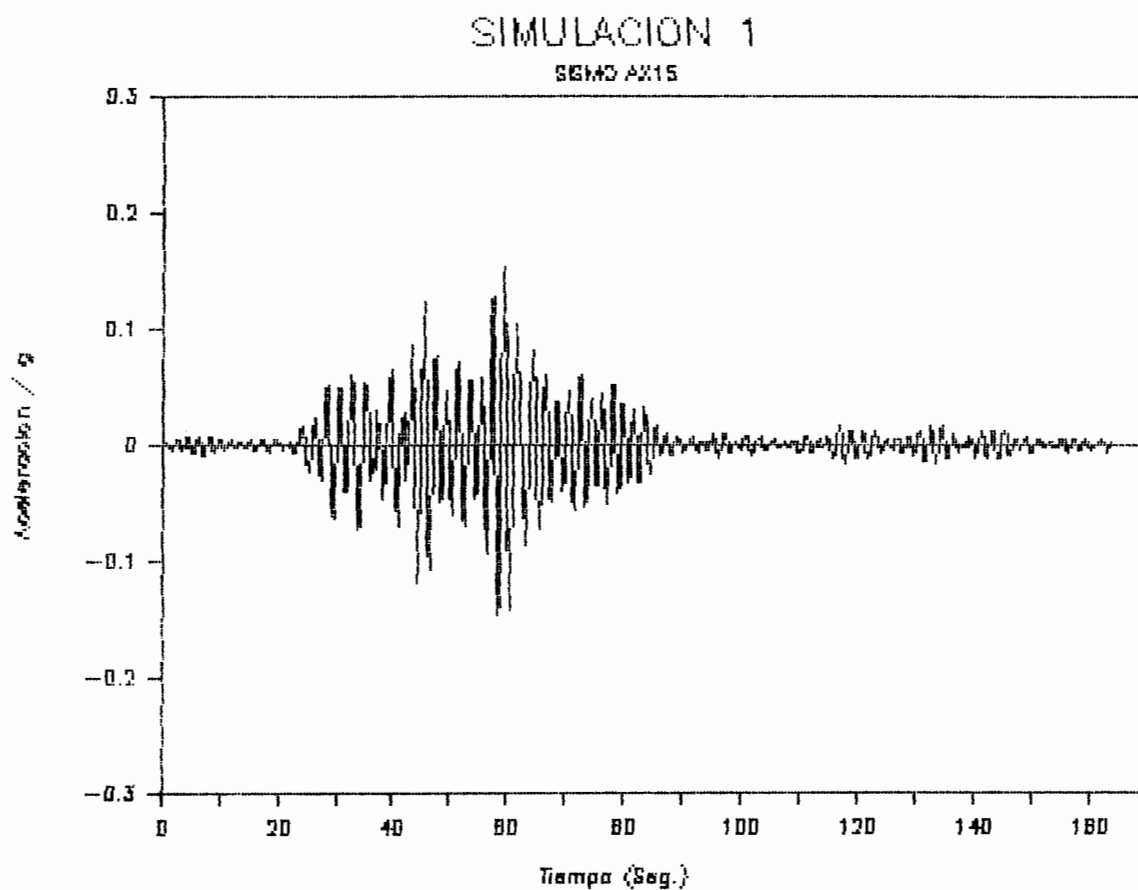


FIG. 3.1

SIMULACION 2

SEMO AX115

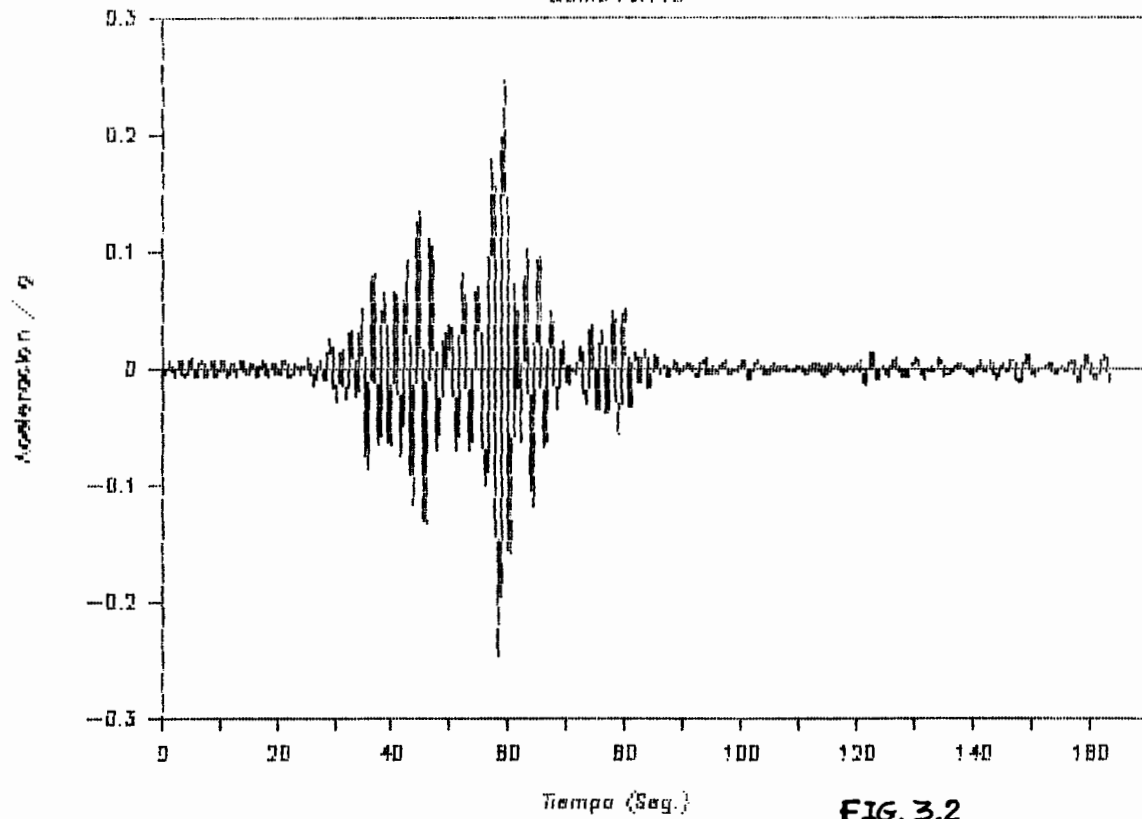


FIG. 3.2

SIMULACION 3

SEMO AX3B

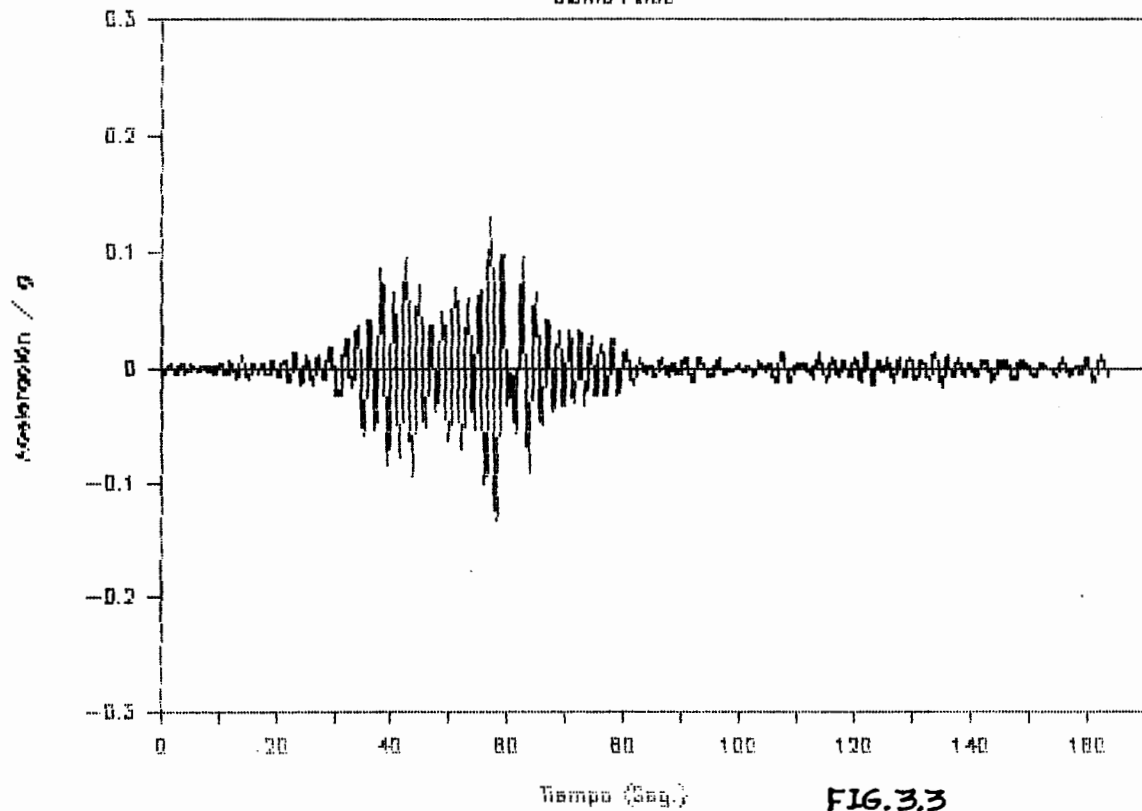
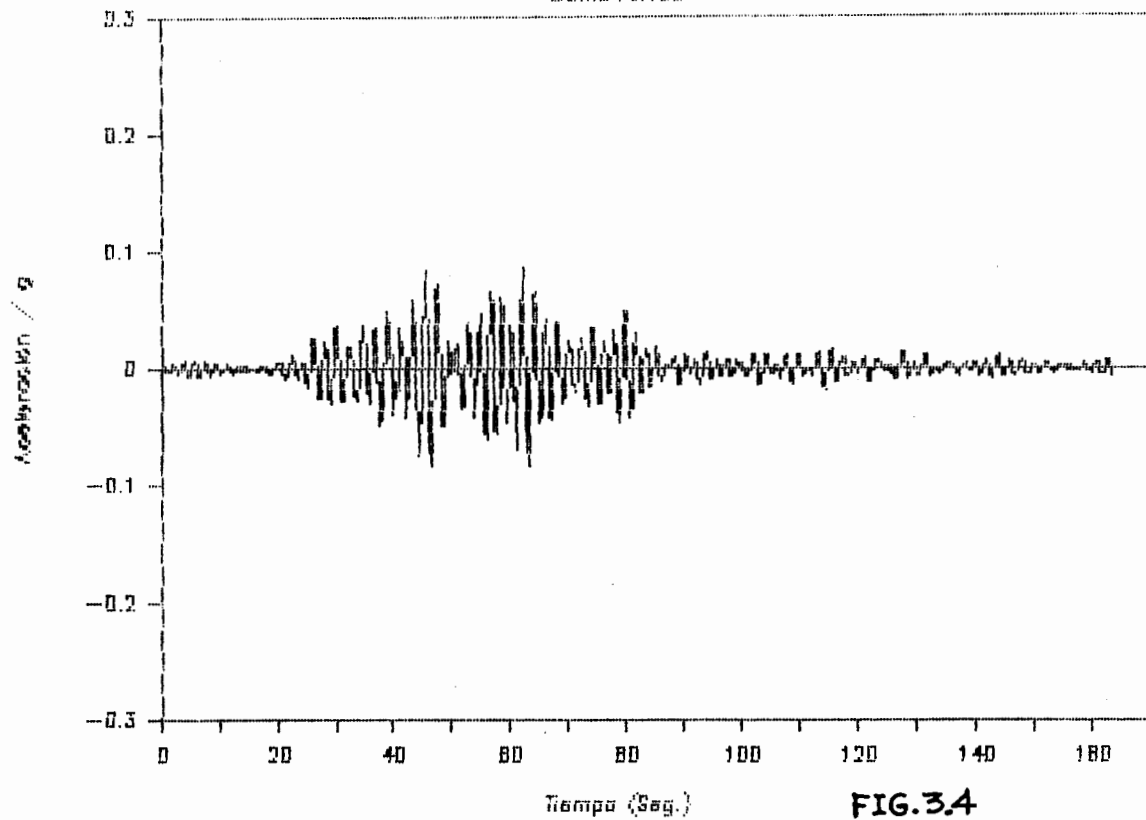


FIG. 3.3

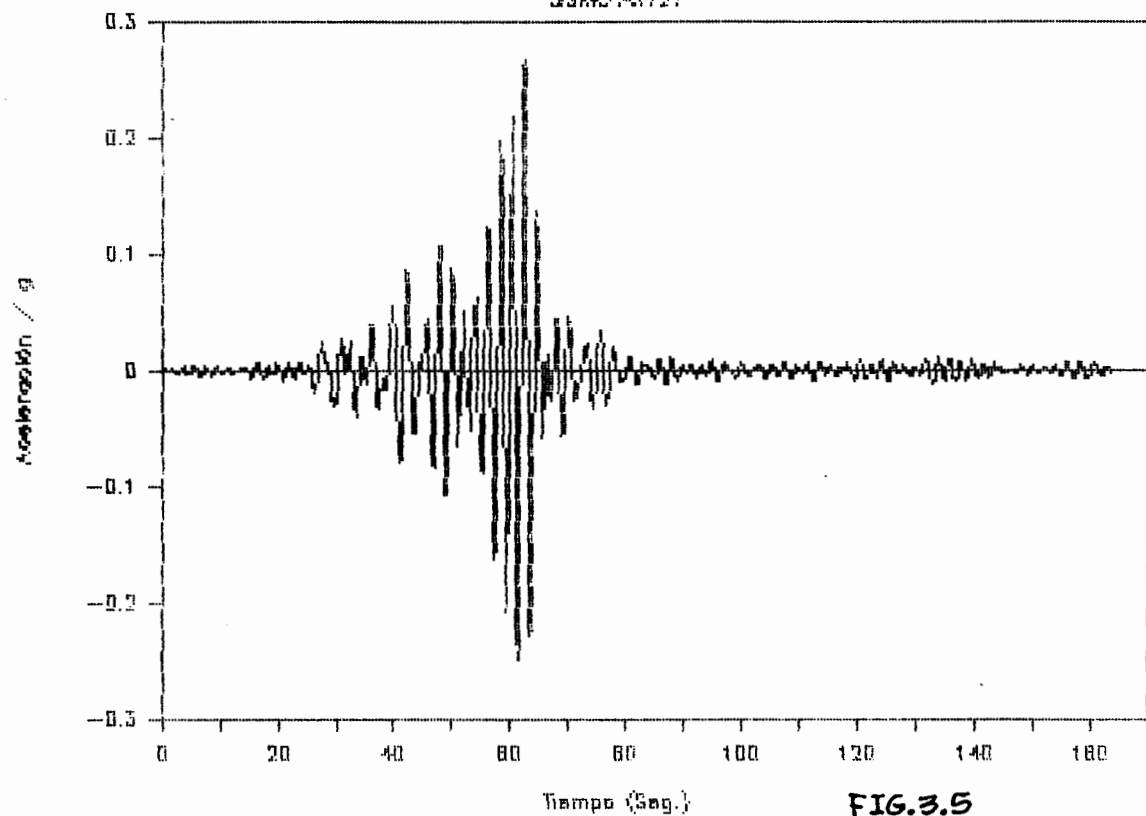
SIMULACION 4

SENO AX120



SIMULACION 5

SENO AX121



4.0 CASOS POR ESTUDIAR :

4.1 Sistema Estructural

En este trabajo se estudia un marco plano que forma parte de un edificio de tres niveles con dos crujeas iguales en cada dirección según fig.4.1.

El marco en cuestión se considera no empotrado en el suelo, sino que posee cierta flexibilidad en la cimentación, para lo cual se coloca una contratrabe de cimentación con rigidez a la flexión mucho mayor que el resto de trabes y masa nula.

Para el análisis de la estructura con fines de diseño posterior se empleó el programa **SUPER-ETABS(6)**, en el que se considera el sistema estructural del edificio como un marco tridimensional; posteriormente se aplicaron los criterios de diseño establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las variantes que se definen a continuación en materia de factores de seguridad.

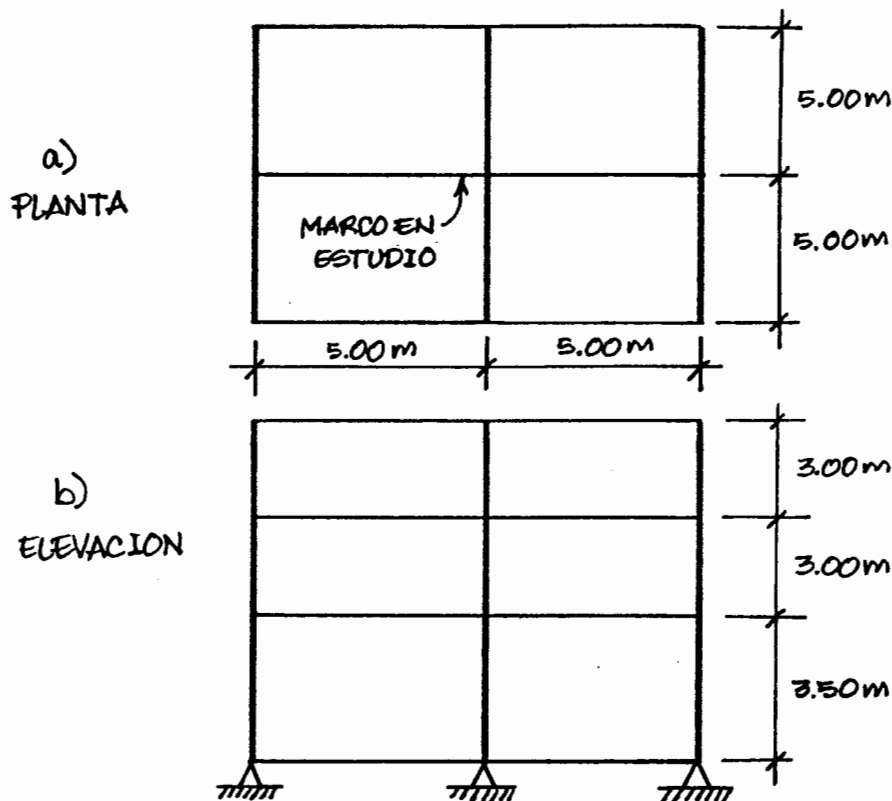
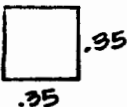
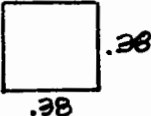
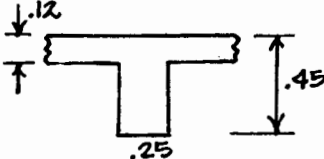
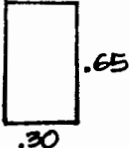


fig. 4.1

Para fines de análisis y diseño . se propusieron las secciones transversales en vigas y columnas que a continuación se muestran:

CUADRO 4.1

CUADRO DE MIEMBROS

MIEMBRO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION
columna	3 y 2	
columna	1	
viga	3,2 y 1	
viga	base	

4.2 ANALISIS ESTRUCTURAL

4.2.1 Análisis por cargas laterales

Se realizó un análisis por cargas laterales mediante el método estático equivalente según lo establece el RDF-87 bajo los siguientes criterios:

Uso : departamentos

Zona : blanda (III)

Grupo : B

Factor de comportamiento sísmico : $Q = 4$

Coeficiente sísmico: $C = 0.40$

Drift permisible : $\gamma_{\text{máx}} = 0.012$

Con stos criterios y tomando en cuenta las particularidades del edificio , las fuerzas sísmicas totales aplicadas a la estructura resultaron según el siguiente cuadro:

CUADRO 4.2

NIVEL	H_i (m)	W_i (Ton)	$W_i H_i$ (Ton-m)	F_i (Ton)
3	9.50	74.0	703.0	11.0
2	6.50	85.0	552.5	9.0
1	3.50	86.0	301.0	5.0

$$\sum = 245.0 \quad 1556.5 \quad 25.0$$

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \frac{C}{Q} \sum W_i = 0.01574 W_i H_i$$

Cabe señalar que éstas fuerzas no se redujeron según se estipula en el RDF-87 mediante la obtención de un factor Q' , y fueron las que se aplicaron a toda la estructura en combinación con las cargas gravitacionales para determinar los elementos mecánicos de diseño.

4.2.2 Análisis por cargas gravitacionales

Se realizó un análisis de cargas gravitacionales tomando en consideración las áreas tributarias de las vigas en cada eje estructural, y con los valores de cargas que a continuación se muestran:

a) Cargas vivas: (según RDF-87)

Entrepisos : $W_a = 90 \text{ Kg/m}^2$, $W_m = 170 \text{ Kg/m}^2$

Azotea : $W_a = 70 \text{ Kg/m}^2$, $W_m = 100 \text{ Kg/m}^2$

b) Cargas muertas:

Entrepisos : $W = 675 \text{ Kg/m}^2$

Azotea : $W = 445 \text{ Kg/m}^2$

4.2.3 Combinaciones de cargas

De acuerdo al RDF-87, se consideraron dos combinaciones de cargas según la siguiente descripción:

a) 1.4 (CM + W_m)

b) 1.1 (CM + W_a + S)

En la cual:

CM : efecto de la carga muerta

W_m : efecto de la carga viva máxima

W_a : efecto de la carga viva instantánea

S : efecto del sismo

4.2.4 Factores de seguridad

A fin de proporcionar el acero de refuerzo a los diferentes modelos por estudiar, se propusieron los siguientes factores de seguridad:

f1 : los del reglamento sin ningún cambio

f2 : los del reglamento, pero multiplicando los factores de carga para momentos flexionantes en trabes por 1.3.

f3 : los del reglamento, pero multiplicando los factores de carga para momentos flexionantes en trabes por 0.8.

4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

En base a todo lo anterior , se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño de las diferentes secciones , con los que se determinaron las áreas de acero requeridas : en los casos en que el área de acero mínima establecida por el RDF-87 resultó mayor que la requerida , se colocó el área mínima para cada caso en particular.

Así , las áreas de acero de refuerzo longitudinal para todos los miembros se muestran a continuación :

CUADRO 4.3

AREAS DE ACERO EN COLUMNAS

MARCO CENTRAL

F.S. = f1, f2 y f3

entrepiso	ubicación	$A_s = A'_s$ (cm^2)
3	extremos	3.189
	centro	2.767
2	extremos	4.154
	centro	6.125
1	extremos	7.220
	centro	7.220

Estas áreas de acero se utilizaron para obtener las propiedades de los marcos mediante la técnica de simulación ,los que luego se sometieron a los registros sísmicos simulados y a las cargas gravitacionales simuladas. También se determinaron las áreas de acero por confinamiento transversal con el objeto de determinar los diagramas momento-curvatura en las secciones donde se presentaron rotaciones plásticas.

CUADRO 4.4
AREAS DE ACERO EN TRABES
MARCO CENTRAL

F.S.	NIVEL	extremos		nudo central	
		As sup. (cm ²)	As inf. (cm ²)	As sup. (cm ²)	As inf. (cm ²)
f1	3	2.660	2.635	2.823	2.635
	2	5.392	2.635	5.324	2.635
	1	6.344	2.635	6.738	2.635
f2	3	3.498	2.635	3.716	2.635
	2	7.177	2.635	7.089	2.635
	1	8.490	3.102	9.038	2.635
f3	3	2.635	2.635	2.635	2.635
	2	4.251	2.635	4.199	2.635
	1	4.983	2.635	5.286	2.635

5.0 ANALISIS DE RESPUESTA DINAMICA :

Para conocer la respuesta estructural de los marcos simulados (5 por cada factor de seguridad) y sometidos a las solicitaciones simuladas se usó el programa **DRAIN-2D**, el cual emplea un método de integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento, suponiendo que la aceleración es constante dentro de cada intervalo de integración lo cual produce errores que se corrigen en el siguiente intervalo.

El programa original no se ajusta totalmente a los requerimientos de este estudio, ya que no se pueden conocer con facilidad los datos relacionados a la rigidez instantánea mínima de entrepiso ni aquellos que permitan determinar la carga axial en columnas, correspondiente al instante en que se presenta la rotación plástica máxima, elementos básicos para la determinación de los indicadores de seguridad que se buscan; por esta razón, tal programa se modificó de manera que suministrara tales datos.

Las hipótesis empleadas en los análisis de respuesta dinámica fueron las siguientes:

- 1) la estructura se idealiza como un conjunto de elementos discretos.
- 2) se considere que los marcos descansan sobre una base infinitamente rígida y que sus apoyos se mueven en fase.
- 3) el movimiento del terreno se considera sólo en la dirección horizontal paralela al plano del marco.
- 4) a cada nodo le corresponden tres grados de libertad entre restringidos y no restringidos (2 lineales y 1 angular).
- 5) la masa de la estructura se supone concentrada en los nodos.
- 6) las fuerzas de amortiguamiento actúan en cada nivel del piso en dirección horizontal y se consideran funciones de la velocidad horizontal del nivel relativa al terreno. La matriz de amortiguamiento se supone resultante de la combinación de una parte proporcional de la matriz de masas (constante) y otra parte proporcional a la matriz de rigidez (variable):

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

- 7) las articulaciones plásticas se comportan elastoplásticamente.

6.0 DETERMINACION DE DUCTILIDADES LOCALES Y GLOBALES :

6.1 OBTENCION DE DUCTILIDADES LOCALES

Se ha tomado como indicador representativo de la falla local de una sección en un miembro determinado a la relación de ductilidad demandada de curvatura entre ductilidad disponible de curvatura. La ductilidad demandada de curvatura puede calcularse a partir de los resultados obtenidos del análisis de respuesta dinámica por medio del programa DRAIN y del diagrama momento-curvatura de la sección correspondiente; es de mencionar el hecho que los diagramas momento-curvatura se obtuvieron a partir del modelo de Kent y Park modificado (15,17), y que para columnas se empleó la carga axial correspondiente al instante en que se presentó la rotación plástica máxima.

La expresión para calcular las ductilidades demandadas de curvatura es:

$$\mu_{dem} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y}$$

Donde:

ϕ_p : la curvatura plástica de la sección y

ϕ_y : la curvatura de fluencia de la sección

ϕ_p es obtenida de la relación θ_p / l_p , donde θ_p es la rotación plástica máxima de la articulación plástica en cuestión y l_p es la longitud plastificada del miembro, calculada en base al criterio propuesto por Mattock(17):

$$l_p = 0.5 d + 0.05 Z$$

Donde:

d : peralte efectivo del miembro en la sección considerada y

Z : la distancia desde la sección crítica al punto de inflexión.

En este estudio se toma $Z = 0.7 H$, donde H es el peralte total del miembro en la sección considerada.

La ductilidad disponible de curvatura se puede obtener de los diagramas momento-curvatura mediante la expresión:

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

Siendo ϕ_u y ϕ_y las curvaturas última y de fluencia, respectivamente.

En éste estudio se considera que el concreto posee una capacidad de deformación dada por la expresión:

$$\epsilon_{c \text{ máx}} = 0.004 + 0.9 \rho_s \left[\frac{f_{yh}}{9050} \right]$$

Donde:

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

f_{yh} : el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

En la referencia(19) se indica que éste valor de la deformación del concreto antes de la fractura del refuerzo transversal es conservador en columnas sujetas a un gradiente de deformación , sin embargo aquí se fija como un límite de utilidad estructural.

Finalmente , se obtiene la relación entre ductilidad demandada de curvatura y ductilidad disponible de curvatura (R) ,cuyo valor máximo representa un índice de comportamiento de los miembros en estudio.

$$R = \frac{\mu_{\text{dem}}}{\mu_{\text{dis}}}$$

6.2 OBTENCION DE DUCTILIDADES GLOBALES

Por considerarse un aspecto bastante complicado, se ha definido como indicador de seguridad únicamente la ductilidad demandada de entrepiso , la que se obtiene por la relación:

$$Q_{\text{dem}} = \frac{K \bullet \text{ini}}{K \bullet \text{min}}$$

Donde:

$K \bullet \text{ini}$: la rigidez elástica inicial del entrepiso en estudio y

$K \bullet \text{min}$: la rigidez instantánea mínima del entrepiso.

La primera se obtuvo de analizar los marcos simulados con una distribución de cargas laterales proporcional a la de toda la estructura , y la segunda de los resultados del programa DRAIN-2D modificado.

7.0 ANALISIS DE RESULTADOS :

7.1 RELACION DE DUCTILIDADES LOCALES (R)

Las figuras 7.1 y 7.2 muestran la variación de la relación R tanto para vigas como para columnas; el siguiente cuadro muestra los valores medios y las desviaciones estándar para cada conjunto de elementos y por factor de seguridad :

CUADRO 7.1

F.S.	elementos	$\bar{R}$	σ_R
f1	vigas	0.122	0.0822
	columnas	0.061	0.0288
f2	vigas	0.145	0.0590
	columnas	0.063	0.0190
f3	vigas	0.129	0.0725
	columnas	0.087	0.0248

RELACIONES DE DUCT. LOCALES EN VIGAS

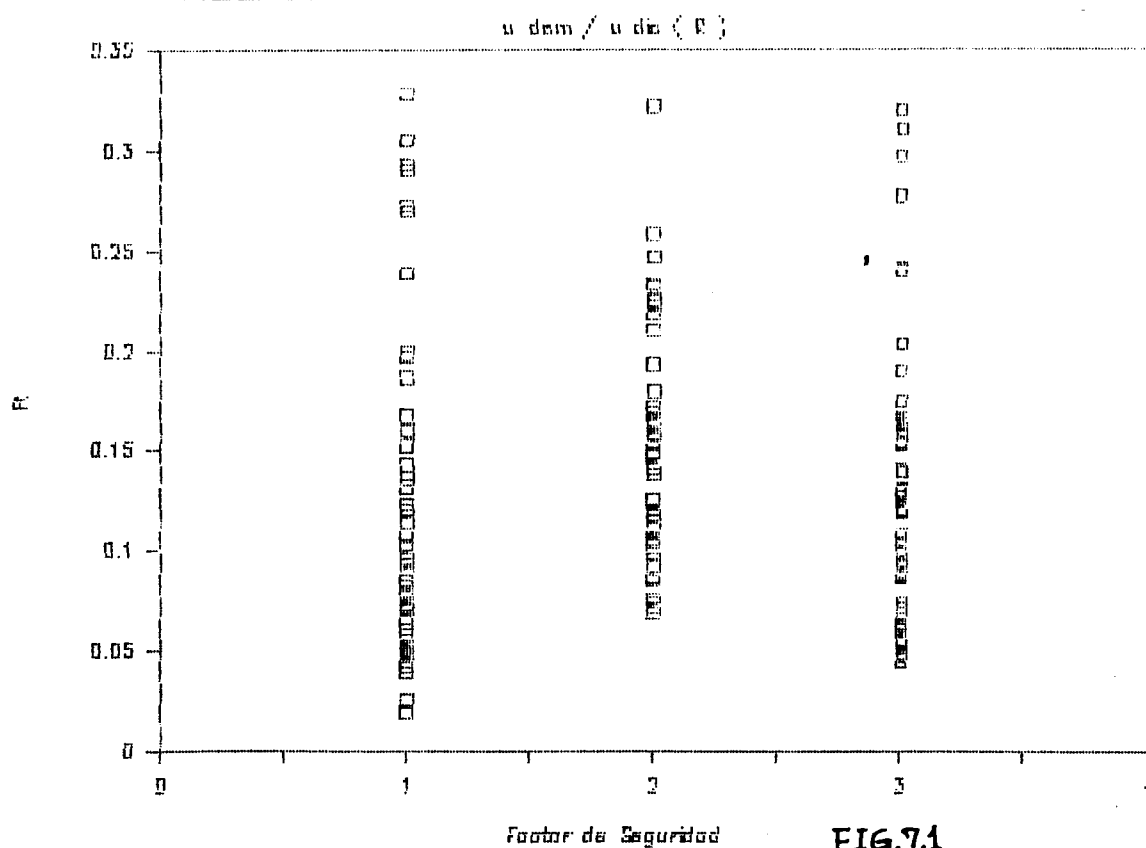


FIG. 7.1

RELACIONES DE DUCT. LOCALES EN COLUMNAS

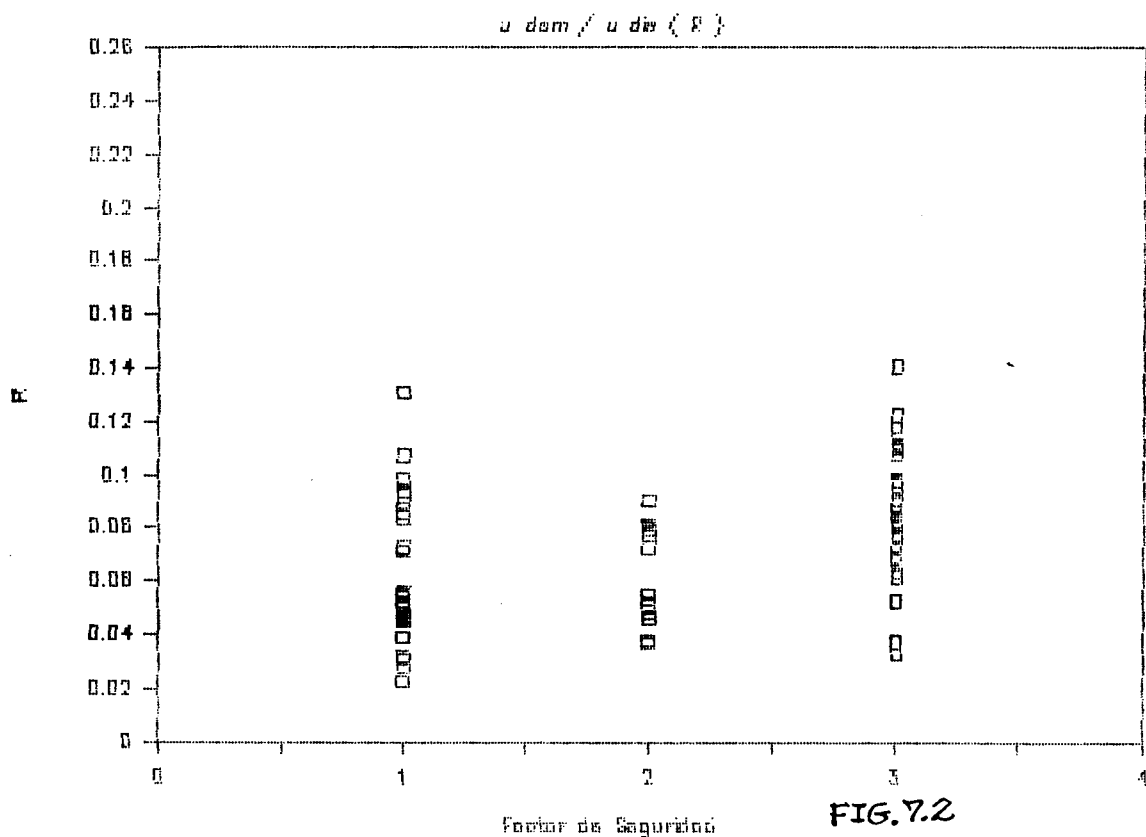


FIG. 7.2

7.2 DUCTILIDADES DEMANDADAS DE ENTREPISO

La fig.7.3 y el cuadro 7.2 nos muestra los valores medios y las desviaciones estándar de $\bar{Q}$ por entrepiso y por factor de seguridad :

CUADRO 7.2

F.S.	entrepiso	$\bar{Q}$	σ_Q
f1	3	1.717	0.5523
	2	1.903	0.8402
	1	1.906	1.0277
f2	3	1.492	0.2033
	2	1.383	0.254
	1	1.304	0.3005
f3	3	1.863	0.7766
	2	2.080	1.2286
	1	2.081	1.3752

DUCTILIDADES DE ENTREPISO MAXIMAS

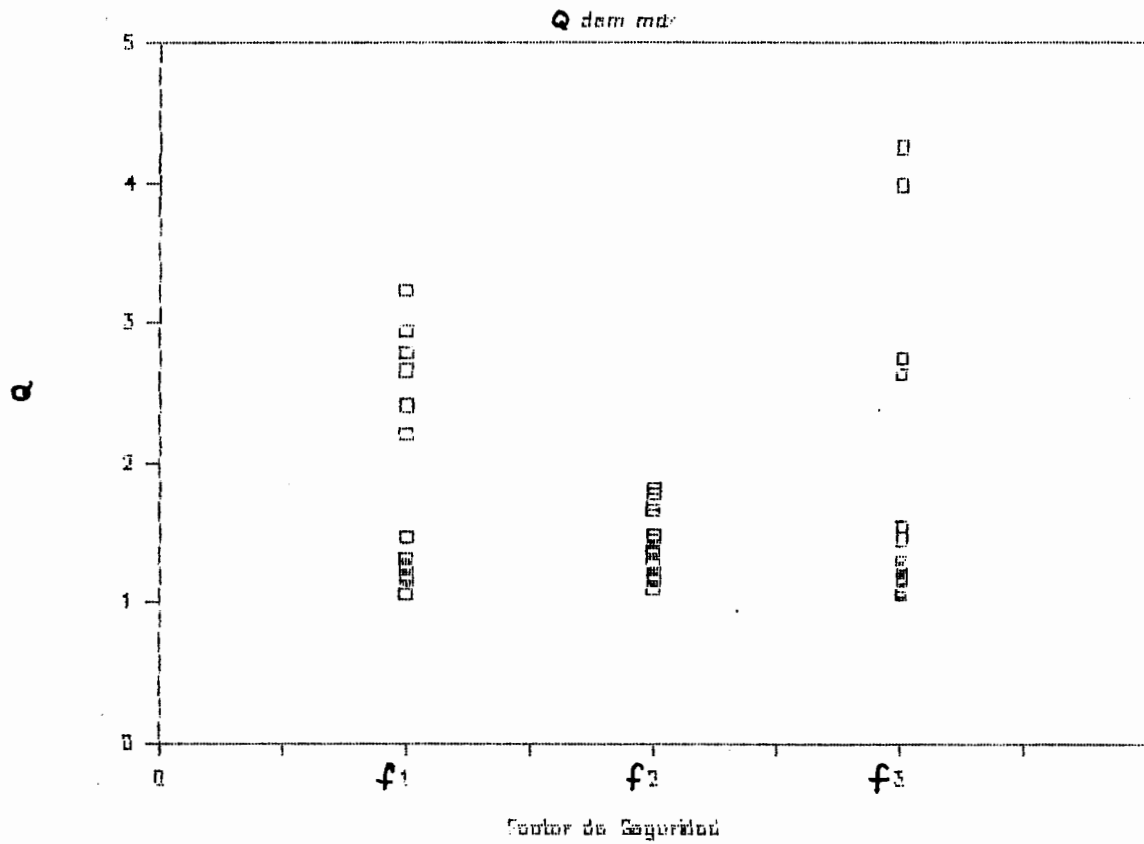


FIG. 7.3

8.0 CONCLUSIONES :

De los resultados obtenidos podemos observar lo siguiente :

- 1) las vigas diseñadas conforme el RDF-87 (F.S.=f1) presentan un menor valor de $\bar{R}$ y mayor en σ_R , lo cual significa que stas trabajan en menor porcentaje en el intervalo plástico y que la dispersión de sus valores es más amplia que en los otros casos.
- 2) las columnas diseñadas conforme el RDF-87 (F.S.=f1) presentan el menor valor de $\bar{R}$ y mayor en σ_R , lo cual puede ser una ventaja con respecto a los otros factores de seguridad puesto que las columnas son elementos que no tienen gran capacidad de deformación.
- 3) se puede observar a nivel global que las demandas de ductilidad de entrepiso, en sus valores medios y desviaciones estándar, varían inversamente proporcional con el factor de seguridad, y que en ningún caso alcanzó un valor de 4 en lo que respecta a los que se diseñaron conforme el RDF-87.
- 4) aparentemente, las estructuras diseñadas con el RDF-87 tienen suficiente capacidad de deformación para resistir sismos de gran intensidad y larga duración.



9.0 BIBLIOGRAFIA :

- 1 Benjamin, J. R. and Cornell, C. A., " Probability , statistics and decision for civil engineers " , Mc Graw-Hill , New York . 1970.
- 2 Drysdale, R. G., " Placement errors for reinforcing in concrete columns " , ACI , 1973.
- 3 Esteve, L. and Ruiz, S. E., " Seismic failure rates of multistory frames " , Journal of Structural Engineering , ASCE , Vol. 115 , No. 2, Feb., 1989.
- 4 Grant, L. H., " A Montecarlo study of the strength variability of rectangular tied reinforced concrete columns " , University of Alberta, Canada , 1976.
- 5 Kanaan, A. and Powell, G. , " DRAIN-2D , a general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures " , Report EERC 73-6 , University of California , Berkeley , California , 1973.
- 6 Maison, B. and Neuss, C. , " SUPER-ETABS , an enhanced version of the ETABS program " , a Report to the National Science Foundation , University of California , Berkeley , California , Feb. , 1985.
- 7 Mc Guire, R. K. and Cornell, C. A., " Live load effects in office buildings " , Journal of the Structural Division , ASCE , ST7, Jul., 1974.
- 8 Meli, R. y Villanueva, J. M., " Análisis estadístico de la resistencia en compresión de concretos fabricados en el Distrito Federal " , Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM , Diciembre , 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 , Junio , 1976.
- 10 Mendoza, C. J., Andrade, A. y Villanueva, F. , " Variación de las dimensiones y la posición del acero de refuerzo en las estructuras de concreto " , Informe Interno , Instituto de Ingeniería , UNAM , 1975.
- 11 Mirza, S. A., Halzinikolas, M. y Mc Gregor, J., " Statistical description of strength of concrete " , Journal of the Structural Division , ASCE , vol. 105 , ST6 , June , 1981.
- 12 Mirza, S. A. y Mc Gregor, J. " Variability of mechanical properties of reinforcing bars " , Journal of the Structural Division , ASCE , Vol. 105 ST5 , May , 1979.
- 13 Mirza, S. A. y Mc Gregor, J. " Variations in dimensions of reinforced concrete members " , Journal of the Structural Division , ASCE , Vol. 105 ST4 , April , 1979.

- 14 Mitchell, G. and Woodgate, R. , " Floor loadings in office buildings. The results of a survey " , Building Design Station , Garston , United Kingdom , Jan , 1971.
- 15 Montoya, C. E. , " Sobrerresistencia a flexión en elementos de concreto reforzado. Una causa en la falla por cortante " , Trabajo de investigación , DEPF1, UNAM, 1990.
- 16 Mora, J. L. y Aguillón, E. J. , " Estudio estadístico de las propiedades físicas del acero de refuerzo " , Tesis profesional , Facultad de Ingeniería , UNAM , 1975.
- 17 Park, R. and Paulay, T. , " Reinforced Concrete Structures " , John Wiley & Sons , 1974.
- 18 Quiroz, N. , " Confiabilidad de edificios ante sismos como el ocurrido el 19 de Septiembre de 1985 " , Tesis profesional , Facultad de Ingeniería , UNAM , Mayo , 1990.
- 19 Rodríguez, M. , " Strength and ductility in reinforced concrete frames designed with Mexican Codes " , Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering , Vol. 23 , No. 3, Sept. , 1990.
- 20 Rosenblueth, E. and Esteve, L. , " Reliability bases for some Mexican Codes " , Probabilistic design of reinforced concrete buildings , ACI , SP31 , 1972.
- 21 Rubinstein, R. Y. , " Simulation and the Montecarlo Method " , Wiley series in probability and mathematical statistics , John Wiley & Sons , 1981.
- 22 Trejo, C. , " Observaciones estadísticas de la variación de la resistencia del concreto en México , D. F. " , Tesis profesional , Facultad de Ingeniería , UNAM , 1970.
- 23 Villanueva, J. M. , Arias, A. y Meli, R. , " Estudio estadístico de las imperfecciones en las columnas de concreto " , Informe interno , Instituto de Ingeniería , UNAM , Mayo , 1984.
- 24 Villanueva, J. M. y Meli, R. , " Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México " , Informe interno , Instituto de Ingeniería , UNAM , Sept. , 1984.