



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

28
86

**ANALISIS COMPARATIVO DE LAS DEMANDAS
DE DUCTILIDAD EN EDIFICIOS IRREGULARES**

TESIS PROFESIONAL

Elaborada para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

por

JOSE RAMON GONZALEZ ARVIZU

México, D. F.

Octubre, 1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

1. INTRODUCCION	1
2. ANALISIS NUMERICO	4
2.1 Hipótesis en el análisis estructural	5
2.2 Características de miembros estructurales	6
2.3 Método de análisis	8
2.4 Matrices de rigideces	10
2.5 Efecto P- Δ	16
2.6 Fuerzas generalizadas de desequilibrio	18
3. CARACTERISTICAS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS IRREGULARES ESTUDIADOS	21
3.1 Análisis de cargas gravitacionales	22
3.2 Análisis por carga lateral	22
4. SELECCION DE REGISTROS DE SISMOS REALES	23
5. RESPUESTA INELASTICA	26
5.1 Desplazamientos estructurales	28
5.2 Demandas de ductilidad	28
5.3 Discusión de la respuesta estructural	29
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	41
7. RECONOCIMIENTO	44
8. REFERENCIAS	45
TABLAS	47
FIGURAS	56

1. INTRODUCCION

Con el paso de los años se ha llegado a establecer que generalmente, cuando el estado de esfuerzos en las estructuras de concreto es severo, se provoca un comportamiento inelástico en las mismas, presentándose deformaciones que en muchas ocasiones rebasan el estado límite que marcan los reglamentos; estos esfuerzos en la mayoría de los casos son producto de la acción de sismos intensos.

Con el objeto de estudiar la respuesta inelástica de las estructuras se han desarrollado programas de computadora (ref 1) capaces de simular su comportamiento ante acciones sísmicas, lo que ha generado avances en el área de ingeniería sísmica y que a la vez ha provocado que los reglamentos de construcciones cada día estén siendo mejorados en el carácter de seguridad de las estructuras, cuando se encuentren sometidas a la acción de sismos.

En general, los estudios realizados sobre el comportamiento inelástico, han sido en estructuras regulares en elevación que evitan los cambios bruscos de masa y/o rigidez; por lo tanto, las estructuras que presentan estos cambios en su altura, denominadas estructuras irregulares en elevación, han sido poco estudiadas.

En el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (ref 2) no se hace distinción entre criterios de diseño para estructuras regulares e irregulares en elevación, por lo que el diseño de ambas se realiza con base en las mismas normas.

En este trabajo se presenta un análisis comparativo entre la respuesta inelástica de estructuras irregulares en elevación y la de estructuras regulares, sometidas a sollicitaciones sísmicas. El objetivo principal es contribuir a futuras investigaciones, en las que se determinen las características de modelos regulares "equivalentes" que representen en forma adecuada la respuesta de los modelos irregulares y así, el diseño de las estructuras irregulares se haga indirectamente, con base en la estructura regular "equivalente".

Las estructuras estudiadas fueron marcos de concreto de 10 y 12 niveles, con tres crujeas, desplantados en suelo firme y compresible (zona I y III según el RDF), con distintos factores de ductilidad. Los datos que se requieren en el análisis inelástico se fijan al diseñar preliminarmente a los edificios de acuerdo con el método estático del citado reglamento.

La formulación de los sistemas inelásticos debe incluir el comportamiento histerético el cual en este trabajo se representa con las reglas de Takeda (ref 3). Como excitación se emplean registros de sismos reales con una duración definida con la Intensidad de Arias (ref 4). La compatibilidad entre la máxima aceleración registrada en el terreno y la aceleración máxima empleada en los análisis dinámicos se obtiene por medio de un factor de escala calculado a partir de la respuesta sísmica máxima probable para suelos de la ciudad de México (ref 5).

En el capítulo 2 se describe lo relacionado con las hipótesis

del análisis numérico; con las características de los miembros estructurales y con el método de análisis. Las características y diseño de los modelos irregulares analizados se presentan en el capítulo 3. En el capítulo 4 se trata el criterio de selección de los registros de sismos reales utilizados en el análisis como excitación dinámica y por último la discusión de la respuesta estructural y las conclusiones se tratan en los capítulos 5 y 6 respectivamente.

2. ANALISIS NUMERICO

En el estudio del comportamiento inelástico de estructuras sometidas a la acción de sismos severos, es necesario el uso de programas de computadora para determinar deformaciones y fuerzas en los miembros, así como las demandas de ductilidad.

Para fines ingenieriles los resultados de estos análisis son valiosos, pues a pesar de las incertidumbres en los valores de rigidez y amortiguamiento en la modelación de la estructura, se ha obtenido una idea del mecanismo de la resistencia, desarrollado en estructuras expuestas a sismos.

El problema principal que se puede encontrar en los programas de computadora para análisis inelástico de estructuras, radica en la estabilidad y convergencia del esquema de integración numérica.

En este trabajo se utilizó un programa de computadora desarrollado en la Universidad de Urbana (ref 1) con las adaptaciones convenientes para poder analizar marcos rígidos irregulares en elevación.

2.1 Hipótesis en el análisis estructural

Cuando se trata de resolver un problema ingenieril, generalmente se siguen tres pasos básicos: a) formulación matemática del problema a través de hipótesis ingenieriles; b) solución del problema matemático utilizando métodos exactos o aproximados, y c) interpretación ingenieril de la solución matemática.

El propósito de utilizar hipótesis en ingeniería es simplificar el trabajo analítico y obtener soluciones que de antemano se sabe que no son exactas pero para los fines que se persiguen son aceptables.

Las hipótesis que presenta el programa de computadora con el que se hacen los análisis inelásticos en este trabajo, son las siguientes: los edificios están formados por un conjunto de marcos planos unidos por un sistema de piso infinitamente rígido en su plano. El análisis se limita a deformaciones pequeñas; sin embargo, se considera el efecto de las cargas gravitacionales (efecto $P-\Delta$). El sistema de apoyo de los marcos se modela como un empotramiento y la excitación sísmica ocurre justamente en él. La masa del edificio se discretiza racionalmente en los niveles de piso. Se supone que la deformación axial de los miembros (vigas y columnas) es nula, considerándose únicamente deformaciones por flexión. Se da por hecho que las fuerzas de amortiguamiento actúan horizontalmente en cada nivel y que la matriz de amortiguamiento se forma a partir de la suma de una parte proporcional a la matriz de masas, que es constante y otra proporcional a la de rigideces, que es variable. El movimiento del terreno se considera solamente en la dirección horizontal paralela al plano del marco. Se supone que en todos los nudos (juntas) se satisfacen los requisitos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas.

Para la integración numérica de las ecuaciones de equilibrio dinámico se emplea el método de Newmark, con variación lineal de la aceleración en cada intervalo, ya que su aplicación no está restringida a los análisis elásticos.

2.2 Características de miembros estructurales

Cada uno de los miembros estructurales se modela como una viga-columna prismática que en cada extremo tiene una zona rígida y dos resortes, uno para representar la relación momento-rotación inelástica y el otro para simular la adherencia (fig 1).

El elemento viga-columna prismática sirve para describir el comportamiento elástico; sus características se definen con las hipótesis de la viga de Euler-Bernoulli, las propiedades de los materiales, el equilibrio de fuerzas internas y la compatibilidad de deformaciones.

En el resorte de flexión la relación momento-rotación se calcula de acuerdo con las características de momento-curvatura definidas para el elemento a flexión con sección uniforme y se apoya, fundamentalmente en la hipótesis de que la rotación en el extremo de un elemento a flexión depende de la distribución lineal de momentos y en que el punto de inflexión de la distribución de rotaciones se localiza a la mitad del claro (fig 2), esto ocasiona que la relación momento-rotación en el extremo del elemento flexible sea equivalente a aquella de un miembro simplemente apoyado con una longitud igual a la mitad del miembro real.

En este trabajo se supone que la relación momento-rotación de un resorte de flexión sometido a cargas reversibles se ajusta a las reglas de histéresis de Takeda (ref 3) para representar la variación de rigidez y la absorción de energía. Estas re-

glas fueron desarrolladas sobre las bases de observar el comportamiento de muchos miembros de concreto, sometidos a cargas laterales estáticas reversibles y a cargas axiales.

Cabe mencionar que el uso de resortes de flexión no es el mejor para simular el comportamiento de la flexión inelástica de un miembro, porque la rotación en un extremo se vuelve independiente en el extremo del otro. Aparentemente esto no es cierto en vigas elásticas. Sin embargo, esta aproximación es aceptable, si el punto de inflexión del miembro se encuentra en una zona no muy distante de la mitad del claro y si las características del resorte se determinan de acuerdo con la localización promedio.

Para determinar las relaciones momento-rotación en los resortes de flexión, en este trabajo se considera que el punto de inflexión se localiza en el punto medio del elemento flexible.

Para representar las fallas por adherencia en los extremos del miembro, se utilizan los resortes de junta, siempre que la relación momento-rotación se haga depender de la longitud de anclaje del refuerzo, de la distribución de esfuerzos en el refuerzo, de la fuerza de adherencia generada por fricción dentro de la junta y de la cuantía de refuerzo en ella.

Para obtener las relaciones momento-curvatura se supone que la falla por adherencia no ocurre en la zona de anclaje, que el refuerzo de tensión tiene suficiente longitud de desarrollo en la junta y que los esfuerzos por adherencia son constantes a lo largo de la longitud de desarrollo.

Nuevamente en este trabajo se utilizan las reglas de histéresis de Takeda (ref 3) para describir el comportamiento del resorte de junta.

Las zonas rígidas se localizan en las juntas viga-columna y se consideran infinitamente rígidas en flexión.

2.3 Método de análisis

El análisis dinámico inelástico de una estructura idealizada, generalmente se basa en las siguientes relaciones: relaciones no lineales entre fuerzas y desplazamientos resultantes, relación de compatibilidad de desplazamientos en las juntas estructurales, relación de equilibrio de fuerzas en las juntas (inercia, amortiguamiento, resistencia y fuerzas externas) y relación diferencial entre funciones de respuesta y tiempo (aceleración, velocidad y desplazamiento).

La relación de rigidez no lineal se aproxima por medio de relaciones lineales en un intervalo, correspondiente a un pequeño incremento de fuerza y desplazamiento.

El método numérico empleado en este trabajo presenta dos hipótesis para linealizar las relaciones entre funciones de respuesta. La primera supone que el cambio de las propiedades estructurales durante un corto intervalo de tiempo es pequeño y puede despreciarse. En otras palabras, las fuerzas incrementadas y los desplazamientos se relacionan linealmente por la rigidez instantánea durante un corto periodo, y el incremento en las fuerzas de amortiguamiento es proporcional al incremento en la velocidad. La segunda hipótesis es que la aceleración varía linealmente respecto al tiempo en un intervalo pequeño; esta suposición establece las relaciones lineales entre desplazamientos, velocidades y aceleraciones; se le considera razonable en la solución numérica de la ecuación de movimiento de un sistema elástico lineal (Newmark, 1959).

El procedimiento de análisis estructural no lineal para un

intervalo de tiempo dado, puede resumirse como sigue:

- 1) Linealizar la relación fuerza-desplazamiento de un miembro, empleando la matriz de rigidez instantánea para pequeños - incrementos de fuerza y desplazamiento.
- 2) Formar la matriz de rigidez estructural instantánea de acuerdo con la compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas en un nudo.
- 3) Formular la ecuación de movimiento de acuerdo con la condición de equilibrio de fuerzas en cada junta (inerciales, disipativas, restitutivas, por efecto de gravedad y las externas).
- 4) Integrar la ecuación diferencial para obtener un incremento de desplazamiento en cada junta estructural, que se - transforma a incrementos de desplazamiento en los extremos de los miembros por medio de las relaciones de compatibilidad.

El incremento de fuerzas en los miembros se calcula con la matriz instantánea de rigideces y la de incrementos de desplazamiento. La fuerza resultante en un miembro es la suma de los incrementos anteriores más el calculado en el intervalo en cuestión. Al completar este paso, se termina el análisis para el intervalo y deberá repetirse el número de veces necesario para obtener la respuesta completa de la estructura en el dominio del tiempo.

Para seleccionar el incremento de tiempo, Δt , con el cual se calcula la respuesta estructural, se debe tener en cuenta el rango de variación del registro del sismo y el período menor de vibración de la estructura. Newmark propuso

que el incremento de integración en el tiempo se escogiera entre 1/6 y 1/10 del periodo menor de vibración de la estructura elástica. En este trabajo el incremento de integración en el tiempo se consideró de un centésimo de segundo.

2.4 Matrices de rigideces

Matriz de rigideces de miembros. Un miembro (viga o columna) está formado por una zona elástica flexible, dos resortes de rotación no lineal en cada extremo de la zona flexible y por dos zonas rígidas fuera de los resortes rotacionales (fig 1).

Si la porción del miembro entre las dos zonas rígidas está simplemente apoyada y los momentos flexionantes externos se aplican en los apoyos (fig 3), entonces la rotación en el apoyo A' es la suma de las rotaciones de los dos resortes (con flexibilidad instantánea f_A y j_A) y una rotación en el extremo del elemento lineal flexible (con rigidez EI y longitud l'). Por lo tanto, en forma incremental se puede escribir la siguiente relación:

$$\begin{aligned} \Delta\theta'_A &= \frac{l'}{6EI} (2\Delta M'_A - \Delta M'_B) + f_A \Delta M'_A + j_A \Delta M'_A \\ &= (l'/3EI + f_A + j_A) \Delta M'_A - (l'/6EI) \Delta M'_B \end{aligned} \quad (1a)$$

análogamente

$$\Delta\theta'_B = (l'/3EI + f_B + j_B) \Delta M'_B - (l'/6EI) \Delta M'_A \quad (1b)$$

escribiendo la relación en forma matricial

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta'_A \\ \Delta\theta'_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l'/3EI + f_A + j_A & -l'/6EI \\ -l'/6EI & l'/3EI + f_B + j_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M'_A \\ \Delta M'_B \end{Bmatrix} \quad (2)$$

esta relación puede ser fácilmente reescrita invirtiendo la matriz de flexibilidad

$$\begin{Bmatrix} \Delta M'_A \\ \Delta M'_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K'_{11} & K'_{12} \\ K'_{21} & K'_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta'_A \\ \Delta \theta'_B \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Los incrementos de momentos $\Delta M'_A$ y $\Delta M'_B$, en los extremos de los miembros, se relacionan con los incrementos $\Delta \theta'_A$ y $\Delta \theta'_B$, al considerar distribución lineal de momentos a lo largo del miembro (fig 3)

$$\begin{Bmatrix} \Delta M'_A \\ \Delta M'_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 + \beta_A & \beta_A \\ \beta_B & 1 + \beta_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M'_A \\ \Delta M'_B \end{Bmatrix} \quad (4)$$

donde

β_A relación de longitud de una zona rígida en el extremo A de la parte elástica flexible

β_B relación de longitud de una zona rígida en el extremo B de la parte elástica flexible

Los incrementos en las rotaciones $\Delta \theta'_A$ y $\Delta \theta'_B$ en los extremos de un miembro y los incrementos en las rotaciones dentro de las zonas rígidas $\Delta \theta'_A$ y $\Delta \theta'_B$, se relacionan de la siguiente manera

$$\begin{Bmatrix} \Delta \theta'_A \\ \Delta \theta'_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 + \beta_A & \beta_B \\ \beta_A & 1 + \beta_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta'_A \\ \Delta \theta'_B \end{Bmatrix} \quad (5)$$

combinando las ecuaciones (3), (4) y (5) se obtiene la siguiente relación de rigideces para un miembro

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Para una viga en la que su eje se mantiene horizontal aún después de la deformación y coincide con el eje horizontal del sistema global, no se necesita transformación de coordenadas. Para una columna, si un extremo se desplaza lateralmente se presenta una rotación; es conveniente expresar estos desplazamientos en el sistema global de referencia, para lo cual se emplea la matriz de transformación

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1/l & 1/l \\ 0 & 1 & -1/l & 1/l \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde

l longitud total de la columna

Entonces las rotaciones y desplazamientos del miembro, considerado como simplemente apoyado, se pueden expresar en coordenadas globales como

$$\begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \end{Bmatrix} = [C] \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ U_A \\ U_B \end{Bmatrix} \quad (8)$$

La magnitud de los momentos flexionantes en los extremos de las columnas en coordenadas locales son los mismos que en coordenadas globales. Las fuerzas laterales F_A y F_B en los extremos de las columnas pueden ser calculadas a partir de los momentos fle-

cionantes M_A y M_B . En forma incremental, la transformación de las fuerzas en los extremos del miembro de coordenadas locales a las globales, se escribe como

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta F_A \\ \Delta F_B \end{Bmatrix} = (C)^T \begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \end{Bmatrix} \quad (9)$$

donde $(C)^T$ es la transformada de la matriz (C) .

Si las ecuaciones (6), (8) y (9) se combinan, se obtiene la matriz de rigidez de una columna, considerando una relación incremental fuerza-desplazamiento se tiene que

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta F_A \\ \Delta F_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta U_A \\ \Delta U_B \end{Bmatrix} \quad (10)$$

La submatriz de 2x2 de la esquina superior izquierda es la misma que aparece en la ecuación (6).

El caso de articulaciones en los extremos se trata como se indica a continuación:

$$\begin{aligned} (i) \quad & \text{Miembro fijo-articulado } (M_B = 0) \\ & K'_{11} = 1/(l^3/3EI + f_A + j_A) \\ & k'_{12} = k'_{21} = k'_{22} = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

(ii) Miembro articulado-fijo ($M_A = 0$)

$$\begin{aligned} k'_{11} &= k'_{12} = k'_{21} = 0 \\ k'_{22} &= 1/(l'/3EI + f_B + j_B) \end{aligned} \quad (12)$$

(iii) Miembro articulado-articulado ($M_A = M_B = 0$)

$$k'_{11} = k'_{12} = k'_{21} = k'_{22} = 0 \quad (13)$$

Matriz de rigidez estructural. Se considera que en cada nudo la fuerza horizontal y el momento flexionante son fuerzas generalizadas, y los desplazamientos horizontales y rotaciones son desplazamientos generalizados. El sistema global consiste de un eje horizontal paralelo a la línea basal del marco y un eje rotacional con sentido a favor de las manecillas del reloj. Para formular las relaciones fuerza-deflexión en todos los nudos del marco se considera que:

- 1) Las fuerzas resultantes que actúan en un nudo deben ser iguales a la suma de todas las fuerzas en el extremo del miembro (condición de equilibrio), y
- 2) Los desplazamientos en los extremos de un miembro deben ser iguales a los desplazamientos del nudo (condición de compatibilidad). Para formular las relaciones fuerza-deflexión en todos los nudos de un marco, basta con establecer el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones, teniendo en cuenta que el giro del nudo es igual al que se tiene en el extremo de los elementos.

Las relaciones fuerza-deflexión se pueden reducir a una forma compacta al considerar que todos los nudos de un piso se desplazan la misma cantidad en la dirección horizontal y que la fuerza lateral se calcula como la suma de las fuerzas horizontales en todos los nudos de un nivel. Esta condensación estática conduce a expresar que

$$\begin{bmatrix} \Delta F \\ \Delta M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta U \\ \Delta \theta \end{bmatrix} \quad (14)$$

donde

- K_{ij} submatrices de rigides
- ΔM vector de momentos flexionantes incrementales en cada nudo
- ΔF vector de fuerzas incrementales en cada nivel
- ΔU vector de desplazamientos horizontales incrementales
- $\Delta \theta$ vector de rotaciones incrementales en cada nudo

A fin de reducir los requerimientos de "memoria" del programa, se aprovecha la simetría de las submatrices K_{ij} y se almacena solo la parte bandeada o, en su caso, la triangular superior.

En el programa se supone que la inercia rotacional de los miembros es nula; esto implica que en la ecuación (14) $\Delta M = 0$. Sin embargo, deben considerarse fuerzas de desequilibrio $\overline{\Delta F}$ y $\overline{\Delta M}$ en los nudos, para cada intervalo de tiempo, generadas por la corrección a las fuerzas en el extremo del miembro, debido a la relación fuerza-deflexión especificada.

Si las fuerzas de desequilibrio se incluyen, entonces la ecuación (14) se puede escribir como

$$\begin{aligned} \Delta F &= K_{11} \Delta U + K_{12} \Delta \theta + \overline{\Delta F} \\ 0 &= K_{21} \Delta U + K_{22} \Delta \theta + \overline{\Delta M} \end{aligned} \quad (15)$$

Esto conduce a que se pueda escribir

$$\Delta F' = K \Delta U \quad (16)$$

donde

$$K = K_{11} = K_{12} K_{22}^{-1} K_{21} \quad (17)$$

$$\Delta F' = \Delta F - \overline{\Delta F} + K_{12} K_{22}^{-1} \overline{\Delta M} \quad (18)$$

A K se le conoce como la matriz de rigidez estructural condensada. Si una estructura consiste de más de un marco, la matriz total de rigideces se obtiene como la suma de las matrices de rigideces condensadas.

2.5 Efecto P- Δ

Al tomar en cuenta la acción de las cargas gravitacionales en los miembros deformados, se origina un comportamiento no lineal que en ocasiones modifica la respuesta de manera considerable, por lo que es conveniente establecer un método para incluirlas en el análisis dinámico.

En el programa de computadora que se emplea en esta investigación (ref 1) el efecto de gravedad se reemplaza por fuerzas laterales equivalentes que provocan momentos de volteo iguales a los que genera dicho efecto. Para evaluar esas fuerzas se considera el diagrama de cuerpo libre de un entrepiso (fig 4) en donde el desplazamiento relativo, Δ_i , está dado por

$$\Delta_i = X_i - X_{i-1} \quad (19)$$

donde

X_i desplazamiento horizontal del nivel i

La fuerza V_i en dicho entrepiso se puede obtener al establecer el equilibrio de momentos en el nivel (i-1) como

$$V_i = (M_i + M_{i-1})/h_i + P_i \Delta_i/h_i \quad (20)$$

donde h_i es la altura de entrecaposo i y P_i es la suma de la carga gravitacional desde el nivel i hacia la parte superior de la estructura.

En la ecuación (20) el primer término de la derecha representa la fuerza cortante que se usa normalmente en el análisis convencional y es igual a la suma de las fuerzas horizontales que actúan desde arriba hasta el nivel i , inclusive. El segundo término es el cortante debido al efecto de gravedad. Entonces V_i es la fuerza cortante total que debe ser resistida por la estructura.

Para simular el efecto $P-\Delta$, se reemplaza la fuerza cortante que genera el efecto de gravedad por una fuerza horizontal ficticio F_i que actúa en el nivel i y se obtiene al establecer el equilibrio como

$$\begin{aligned} F_i &= V_i' - V_{i+1}' = P_i \Delta_i/h_i - P_{i+1} \Delta_{i+1}/h_{i+1} \\ &= (X_i - X_{i-1})P_i/h_i - (X_{i+1} - X_i)P_{i+1}/h_{i+1} \quad (21) \\ &= -\frac{P_{i+1}}{h_{i+1}} X_{i+1} + \left(\frac{P_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{P_i}{h_i}\right) X_i - \frac{P_i}{h_i} X_{i-1} \end{aligned}$$

Para una estructura en particular, el vector F de fuerzas horizontales ficticias se puede expresar de la siguiente forma

$$F = K_p X \quad (22)$$

donde

K_p es la matriz constante tridiagonal

X es el vector de desplazamientos

Los elementos de la matriz K_p se calculan de acuerdo con lo siguiente:

a) Para el renglón i -ésimo de la diagonal principal

$$\frac{P_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{P_i}{h_i}$$

b) En el renglón i -ésimo, pero a la izquierda de la diagonal principal

$$- \frac{P_i}{h_i}$$

c) En el renglón i -ésimo, pero a la derecha de la diagonal principal

$$- \frac{P_{i+1}}{h_{i+1}}$$

A la matriz K_p se le considera como la "matriz de rigidez geométrica" y se puede sumar a la rigidez instantánea de la estructura.

2.6 Fuerzas generalizadas de desequilibrio

La respuesta estructural se obtiene en forma incremental al integrar la ecuación de movimiento en función de los desplazamientos horizontales de piso. Los incrementos de rotación en los nudos del marco, se calculan con la rigidez instantánea, los desplazamientos horizontales de piso y los momentos de desequilibrio conocidos al inicio de cada intervalo. Las rotaciones en los extremos de una viga, en coordenadas locales, se obtienen iguales a la de los nudos en la estructura y las rotaciones en las columnas se calculan considerando los despla-

mientos de entrepiso y las rotaciones en los nudos.

Puede darse el caso que la respuesta estructural calculada en un intervalo no satisfaga la relación fuerza-desplazamiento especificada, debido a que se aproxima por medio de una rigidez lineal instantánea, por lo que debe hacerse una corrección.

En este trabajo dicha corrección se llevó a cabo mediante un procedimiento que consiste en modificar la fuerza y/o el desplazamiento para hacer el ajuste, aún cuando con la fuerza o el desplazamiento resultante se pudiera violar el equilibrio, o la compatibilidad en el nudo; entonces, para obtener el equilibrio se deberá aplicar una fuerza de desequilibrio o un desplazamiento modificado para lograr la compatibilidad. Debe tenerse presente que la recuperación de equilibrio, o de la condición de compatibilidad en un nudo, cambia la configuración de desplazamientos en la estructura y consecuentemente, las velocidades y aceleraciones.

El procedimiento de encontrar los momentos flexionantes en los extremos del miembro merece una descripción detallada. Empleando la rigidez elástica instantánea del miembro, los desplazamientos de extremo y la geometría inicial, se calculan los momentos flexionantes en los extremos del elemento viga-columna; en seguida se modifican los momentos en los resortes (fig 5) de un momento M_1 a otro M_2 especificado en la curva momento-rotación, esto se hace empleando la rotación calculada θ_1 en el resorte. Con el momento M_2 se determina la rotación θ_2^f en el resorte de flexión utilizando la rigidez instantánea; si es necesario se puede modificar M_2 a un valor M_3 a fin de ajustar la curva momento-rotación especificada del resorte de flexión empleando θ_2^f . La suma de las rotaciones modificadas que se obtienen con el elemento viga-columna, el resorte de nudo y el de flexión, debería ser menor que la rota-

ción dada; la diferencia que exista entre ellas se tomará como el nuevo incremento de rotación. El proceso se repite hasta que la diferencia se haga prácticamente despreciable; sin embargo, debido a que la relación momento-rotación de los resortes es seccionalmente lineal, normalmente no se requieren más de dos ciclos en la iteración para cada miembro. Cabe aclarar que cuando los momentos modificados no satisfacen el equilibrio en los nudos de la estructura se genera un momento de desequilibrio que, por conveniencia, se trata como una fuerza externa al sistema en el inicio del siguiente intervalo de integración.

3. CARACTERISTICAS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS IRREGULARES ESTUDIADOS

En el presente trabajo se analizan dos tipos de edificios - irregulares en elevación; aquellos constituidos por marcos rígidos que poseen un primer entrepiso flexible (modelo K_C-1) y los que tienen reducción en planta en los pisos superiores (modelo K_C-3).

El diseño de las estructuras se hace siguiendo las normas para concreto reforzado del Reglamento (ref 6), considerando - que pueden estar cimentadas en suelo firme y compresible (zona I y III según el RDF); los factores de ductilidad que se utilizan son 1 y 4.

Los edificios se clasifican según su uso (Art. 232 RDF) dentro del grupo B y según su estructuración (Art. 233 RDF) pertenecientes al tipo 1.

En la fig. 6 se muestra la geometría de las estructuras, así como las áreas tributarias que se utilizan en la determinación de la carga gravitacional y el valor de la masa correspon

diente a cada nivel.

En las tablas 1 a 8 se dan los datos relevantes para diseño sísmico, así como las propiedades de resistencia de columnas y vigas.

3.1 Análisis de cargas gravitacionales

En este análisis se considera que la estructura está formada por marcos planos, y se le asignan valores de carga gravitacional de acuerdo con lo establecido en el Reglamento (ref 2) en base a esto se hace un análisis elástico convencional y se determinan las acciones en trabes y columnas; en el proceso de diseño estas acciones se combinan con los efectos sísmicos más desfavorables.

3.2 Análisis por carga lateral

En la mayoría de los despachos de cálculo es muy común que al analizar una estructura sometida a carga lateral se haga uso del análisis sísmico estático por la relativa facilidad en su aplicación.

Por esta razón en el presente trabajo se analizan los edificios, utilizando el análisis sísmico estático, y se comparan los resultados con los que se obtienen de la aplicación del método dinámico inelástico y con los límites que por ejemplo en desplazamientos marca el Reglamento.

4. SELECCION DE REGISTROS DE SISMOS REALES

Al analizar estructuras en las que la probabilidad de ocurrencia sísmica es alta, generalmente se utilizan registros de sismos ocurridos en el pasado, para predecir el comportamiento de las estructuras ante posibles eventos futuros.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (ref 2) admite la integración paso a paso de la respuesta a temblores específicos, como alternativa en el análisis dinámico de edificios.

Para considerar que un registro sísmico es representativo del movimiento que se espera pueda ocurrir en un sitio, deben tomarse en cuenta los aspectos concernientes con las causas que los origina, la naturaleza de los movimientos sísmicos-ondas sísmicas, su distribución geográfica, su intensidad y su duración.

Cuando se utilizan acelerogramas en el análisis dinámico conviene tener presente que en el intervalo inicial del registro los valores de las aceleraciones no son realistas en la mayo-

ría de los casos, debido principalmente a causas de tipo instrumental (ref 7). Se ha estimado la frecuencia abajo de la cual el espectro elástico de respuesta de aceleraciones es inadecuado y se ha sugerido un procedimiento para eliminar las partes de baja frecuencia, cuando los acelerogramas se emplean directamente en el análisis no elástico (ref 8), el cual consiste en asignar un pulso inicial de aceleraciones. En este trabajo se emplea un criterio alternativo que consiste en calcular la intensidad del sismo de acuerdo con el criterio de A. Arias (ref 4) y utilizar en el análisis la parte del registro donde se defina el 90 por ciento de esa intensidad.

Para la realización de este trabajo se escogieron dos sismos reales registrados en el D.F., como modelos de excitación sísmica; en las figuras 7 a 10 se presentan las historias de aceleración del temblor del 14 de marzo de 1979 y del 24 de octubre de 1980.

Del sismo registrado en 1979 se emplearon las componentes NOOE registradas en la Cd. Universitaria (terreno firme) y en la SAHOP (terreno compresible). Para el sismo que se presentó en 1980, se escogieron los siguientes registros: componente NOOE en la Cd. Universitaria y componente N90W en la SAHOP.

En la figura 11 se presenta la curva para la intensidad de cada una de las componentes sísmicas que se emplearon en el análisis.

Para tener compatibilidad entre la máxima aceleración registrada en el terreno, durante cierto temblor, y el nivel de aceleración máxima de diseño, se empleó un criterio basado en un análisis probabilista para obtener las respuestas sísmicas máximas en suelos de la Ciudad de México (ref 5). El criterio consiste en calcular la probabilidad marginal de que para un

solo evento la aceleración no supere a un valor previamente asignado. En este trabajo se fijaron los niveles de aceleración de 0.75 m/seg^2 , para terreno duro, y 1.5 m/seg^2 , para terreno blando, a los cuales corresponde una probabilidad de cien por ciento de no ser excedidos durante la vida útil de las estructuras, que se supuso de 50 años (fig 12).

5. RESPUESTA INELASTICA

La acción de sismos severos sobre las estructuras, en la mayoría de los casos provoca un comportamiento no lineal de las mismas y algunos de sus miembros presentan deformaciones plásticas, que pueden ser de poca o mucha importancia, dependiendo de la capacidad para disipar energía que tenga la estructura.

El enfoque convencional para diseñar por sismo una estructura se basa en la disipación de energía mediante el comportamiento dúctil de sus miembros estructurales; criterio utilizado en este trabajo.

Otro enfoque es separar la función de transmisión de carga de la estructura, por medio de dispositivos especiales para disipar la energía generada en ella por el sismo (ref 9). Estos dispositivos protegen a las estructuras contra el daño.

En los edificios altos el fenómeno de la plasticidad surge primero en determinadas regiones, denominadas zonas críticas, y que normalmente al realizar un análisis dinámico inelástico

se consideran localizadas en los extremos de vigas y columnas. Dependiendo del tipo de esfuerzo gobernante que se presente en estas zonas pueden ser clasificadas de la siguiente manera: a) aquéllas que su comportamiento se controla por flexión; b) las que se controlan por fuerza cortante alta y c) las que se controlan por fuerza axial alta y fuerza cortante.

El diseño de los edificios que se utilizaron en este trabajo, se realizó de tal manera que la zona crítica quedara controlada por flexión.

En un marco de múltiples niveles, las articulaciones plásticas tienden a desarrollarse en las secciones críticas por toda la estructura, pero no todas se desarrollan bajo la misma carga. En consecuencia la relación de carga lateral-deformación no es bilineal.

En este capítulo se comentan los resultados obtenidos de análisis dinámicos inelásticos, realizados en diferentes modelos de edificios; sobresalen en importancia para este trabajo los denominados modelos irregulares, que son edificios no tratados explícitamente en el Reglamento de construcciones del Distrito Federal (ref 2).

En lo concerniente al criterio de diseño, por conveniencia se usó en trabes el mismo porcentaje de acero en el lecho superior e inferior, además se supuso que las secciones se encuentran reforzadas adecuadamente para evitar la falla por cortante. Respecto a la matriz de amortiguamiento viscoso se supuso un valor pequeño de amortiguamiento, y es en los dos primeros modos igual a dos por ciento del crítico; esto se hizo con el objeto de que la disipación de la energía se hiciera por histéresis.

5.1 Desplazamientos estructurales

En las figuras 13 a 16 se muestran gráficamente los valores correspondientes a los desplazamientos máximos de entrepiso que se obtuvieron en los modelos desplantados en terreno compresible y firme, al someterlos a la acción sísmica. Con fines comparativos en las mismas gráficas se muestran los desplazamientos del estado límite por desplazamiento horizontal (establecido en el artículo 242 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), del análisis sísmico estático y del dinámico modal espectral. En estas gráficas es posible observar la fuerte influencia que tiene la magnitud del factor de ductilidad de diseño en la respuesta, además de verificar la conveniencia del estado límite que proporciona el artículo correspondiente a desplazamientos permitidos por el reglamento. En la tabla 9 se presentan los desplazamientos máximos del nivel superior de los diferentes modelos estudiados.

Antes de realizar deducciones tempranas es conveniente tomar en cuenta que en los desplazamientos que se obtuvieron de los análisis, no se consideraron con todo rigor dos aspectos importantes, como son el endurecimiento por deformación y el deterioro de rigidez.

5.2 Demandas de ductilidad

Con el propósito de que las estructuras presenten un margen de seguridad razonable, se pretende que la ductilidad exigida no rebase la ductilidad calculada teóricamente.

En este trabajo se analiza la demanda de ductilidad de elementos (vigas y columnas) de entrepiso y global; para estas dos últimas no existe un concepto explícito de la forma de calcularlas, así que se recurrió a una forma aproximada, la que se describe a continuación.

Para valuar la demanda de ductilidad de entrepiso se puede suponer que la curva carga lateral-desplazamiento es aproximadamente bilineal, considerando que el desplazamiento correspondiente a la primera cedencia es aquel que se tiene cuando actúa la carga de diseño sísmica estática, aplicada al marco que se comporta elásticamente. Ese desplazamiento no deberá estar afectado del factor de seguridad involucrado al emplear los factores de carga en las solicitaciones y los factores de reducción en las resistencias.

Aplicando el mismo criterio se puede definir la demanda de ductilidad global, que se calculará como el cociente del máximo desplazamiento horizontal de piso, obtenido en el análisis inelástico, entre el desarrollado cuando actúan las cargas sísmicas estáticas.

5.3 Discusión de la respuesta estructural

En este capítulo se analiza el comportamiento de las estructuras en base a las siguientes respuestas: desplazamiento máximo de entrepiso, demandas de ductilidad de trabes, columnas, entrepiso y global.

Con fines de facilidad en la descripción, los registros sísmicos serán denominados de la siguiente manera: sismo del 14 de marzo de 1979 como sismo 1 y sismo del 24 de octubre de 1980 como el sismo 2.

a) Desplazamiento máximo de entrepiso

En cada una de las figuras 13 a 16, se muestran los valores de desplazamiento correspondientes al estado límite que marca el RDF (artículo 242), a la acción sísmica cuando la estructura presenta factores de ductilidad (Q) de 1 y 4, al análisis estático y al método dinámico modal espectral.

Modelos desplantados en suelo compresible y bajo la acción del sismo 1 (fig 13).

En el modelo K_C-1 irregular utilizando factores de ductilidad de 1 y 4, la acción del sismo genera desplazamientos mucho mayores que los desarrollados en el modelo K_C-1 regular, presentándose los máximos en los niveles inferiores con una tendencia de aumento de los niveles superiores hacia los inferiores, lo que no sucede en el modelo K_C-1 regular, pues su comportamiento es aproximadamente de aumento del nivel 12 al nivel 5, disminuyendo hasta el nivel 1. En el modelo K_C-1 regular el desplazamiento máximo se presenta en el nivel 5 y en el modelo K_C-1 irregular se localiza en el nivel 1. Si ahora se comparan esos desplazamientos con los pertenecientes al estado límite que indica el RDF, se observa que únicamente los desarrollados en el modelo K_C-1 regular, cuando el Q es igual a 1, son inferiores a dicho estado límite.

Los desplazamientos en el modelo K_C-1 irregular y en el modelo K_C-1 regular, determinados a partir del análisis sísmico estático, en todos los niveles exceptuando los dos primeros del modelo K_C-1 irregular, presentan una línea de comportamiento semejante en ambos modelos. En el modelo K_C-1 regular el estado límite de desplazamiento que marca el RDF es rebasado en un mayor número de niveles en comparación con el modelo K_C-1 irregular, pero este último rebasa el estado límite con una mayor magnitud. Con lo que respecta al análisis dinámico modal espectral en el modelo K_C-1 regular el estado límite que marca el RDF es superado únicamente en dos niveles con una diferencia máxima que se presenta en el tercer nivel de aproximadamente 23%, mientras que en el modelo K_C-1 irregular el estado límite se rebasa en cuatro niveles, presentando la diferencia mayor en el primer nivel de aproximadamente 67%.

Después de haber hecho este análisis comparativo es posible

decir que en el modelo K_c-1 irregular se generan los mayores desplazamientos y son máximos en el nivel en donde se localiza la irregularidad.

En el modelo K_c-3 el comportamiento que presentan los desplazamientos bajo la acción sísmica, difiere del correspondiente al modelo K_c-1 en el modelo irregular, en donde la tendencia de la respuesta en el modelo K_c-3 es la siguiente: cuando el Q es igual a 4, el desplazamiento se incrementa del nivel 1 hasta el nivel 7 y disminuye hasta el nivel superior, pero cuando el factor de ductilidad se modifica a 1, no se observa ninguna tendencia definida, es decir, hay decrementos e incrementos sin ningún orden, por otra parte, el modelo K_c-3 regular presenta un comportamiento en el desplazamiento en forma general parecida al modelo K_c-1 regular; esto era de esperarse pues únicamente difieren en el número de niveles.

Al comparar los modelos K_c-1 y K_c-3 irregulares es posible observar que el comportamiento de este último podría decirse que es más conservador pues el estado límite del reglamento únicamente lo supera la respuesta de desplazamiento correspondiente al análisis sísmico estático y la perteneciente a la acción sísmica cuando el edificio presenta un factor de ductilidad igual a 4.

Resumiendo se puede decir que la influencia de la irregularidad en el modelo K_c-3 tiene una trascendencia en los desplazamientos, de menor importancia en comparación con el modelo K_c-1 , de esta manera se puede pensar que la posición de la irregularidad es de suma importancia en los desplazamientos resultantes.

Modelos desplazados en suelo compresible y bajo la acción del sismo 2 (fig 14).

Las tendencias del desplazamiento, se puede decir que son prác

ticamente las mismas que presentaron los modelos ante la acción del sismo 1, difiriendo principalmente en la magnitud de la respuesta, siendo de menor magnitud la que provoca el sismo 2, además de que en los modelos irregulares el estado límite permitido por el RDF es rebasado en un menor número de niveles.

Con base en lo anterior se verifica que el sismo 2 provoca menores desplazamientos, sobre todo en los modelos irregulares.

Modelos desplantados en suelo firme y bajo la acción del sismo 1 (fig 15)

Aún después de haber cambiado el suelo de cimentación se observan las mismas tendencias de comportamiento en los desplazamientos de los modelos K_c-1 y K_c-3 . En el modelo K_c-1 irregular el límite del RDF se respecta en los ocho niveles superiores; en los dos niveles inferiores los desplazamientos generados por la acción sísmica cuando el edificio tiene un Q igual a 4 rebasan en mayor magnitud el estado límite que marca el RDF, pero comparados con el valor del desplazamiento que se generó para el mismo caso, cuando el edificio se encontraba desplantado en suelo compresible, estos desplazamientos son pequeños. En el modelo K_c-1 regular el estado límite del RDF únicamente es superado por el desplazamiento que generó la acción sísmica cuando en el diseño del edificio se utilizó un factor de ductilidad igual a 4, pero este rebase es de una magnitud mucho menor que la correspondiente al modelo irregular.

Hasta aquí el modelo K_c-1 irregular sigue presentándose como el caso en donde se desarrollan las máximas respuestas.

Ahora al analizar los modelos K_c-3 regular e irregular se observa una acentuación en los desplazamientos del modelo K_c-3 regular, pues se presentan mayores desplazamientos que en el modelo K_c-3 irregular en todas las condiciones de análisis, y en el caso de acción sísmica cuando la estructura presenta

un factor de ductilidad igual a 4, la respuesta rebasa el estado límite del RDF.

Modelos desplantados en suelo firme y bajo la acción del sismo 2 (fig 16).

El modelo K_C-1 irregular presenta mayores desplazamientos que el modelo K_C-1 regular mientras que en el modelo K_C-3 exceptuando los resultados de la acción sísmica cuando el edificio se diseña con un factor de ductilidad igual a 4 el modelo K_C-3 regular presenta una mayor respuesta que el modelo K_C-3 irregular, por esta razón es posible darse cuenta que no es fácil hacer una rápida deducción sobre cuál o cuáles son los casos críticos.

Como resumen del análisis de desplazamientos se puede decir que dos factores que influyen de una manera importante en la magnitud de la respuesta, son la posición de la irregularidad y el suelo de cimentación.

b) Demandas de ductilidad en trabes

En las figuras 17, 19, 21 y 23 se muestra la demanda de ductilidad de trabes de cada uno de los modelos estudiados; en cada figura se muestra la demanda de trabes interiores y exteriores.

Modelo K_C-1 desplantado en terreno compresible (fig 17)

Al analizar la estructura irregular diseñada con un factor de ductilidad de 1 se observa que la demanda se incrementa de niveles superiores hacia los inferiores manteniendo una estrecha relación de igualdad la demanda de las trabes interiores con la de las exteriores, pero sobresaliendo en magnitud éstas últimas. La demanda de ductilidad que generó el sismo 2 en esta estructura se encuentra en la mayoría de los niveles dentro del rango de la ductilidad unitaria utilizada en su diseño,

excepto en el nivel 1 en el cual las trabes exteriores demandan aproximadamente un 40% más del propuesto. En cambio cuando se modeló el comportamiento utilizando el sismo 1 todos los niveles subsecuentes del 8 incluyéndolo, rebasaron tanto en trabes exteriores como en interiores la ductilidad de 1, alcanzando en el nivel inferior, en trabes exteriores una demanda de 3.35 aproximadamente; mientras tanto el modelo K_c-1 regular presentó demandas de ductilidad prácticamente iguales en trabes interiores y exteriores bajo la acción de los dos sismos y el valor de ductilidad de diseño igual a 1 no fue rebasado en ningún nivel. Al aumentar el factor de ductilidad a 4 el comportamiento del modelo K_c-1 irregular presenta la misma tendencia que cuando fue diseñado con ductilidad unitaria, pero con demandas máximas mayores; con el sismo 1 se rebasa la ductilidad de 4 casi en un 90% mientras que con el sismo 2 se supera en aproximadamente 20%. En el modelo K_c-1 regular diseñado con un factor de ductilidad igual a 4, los valores máximos correspondientes a cada sismo presentan el siguiente estado: con el sismo 1 se rebasa la ductilidad de 4 en aproximadamente un 53%, mientras que con el sismo 2 en un 38%; con esto se deduce ya en forma general que el sismo 1 genera las mayores demandas de ductilidad en trabes en el modelo K_c-1 regular e irregular, diseñados con factores de ductilidad de 1 y 4.

Modelo K_c-3 desplantado en terreno compresible (fig 19)

La estructura diseñada con un factor de ductilidad de 1, en el caso regular y en el irregular presenta un comportamiento elástico en todos sus niveles y es posible decir que prácticamente la demanda exigida por ambos sismos es la misma en los dos modelos; cuando la ductilidad de diseño es aumentada a 4 la respuesta del modelo irregular sufre un incremento en los niveles 5 a 7, sobre todo cuando el sismo que actúa es el 1, la demanda de ductilidad en el nivel 7 es aproximadamente de 7.15, re-

basando fuertemente la ductilidad de diseño igual a 4. En la estructura K_C-3 regular se supera la ductilidad de 4 aún cuando el sismo que actúa es el 2, los niveles que presentan esta respuesta son el 2, 3 y 4, mientras que el sismo 1 genera demandas de ductilidad superiores a 4 en los niveles 2 a 7 en las trabes exteriores; la demanda máxima en este modelo se presenta en el nivel 4 y es aproximadamente 40% mayor de la propuesta, la cual se puede comparar con el 80% superior al de diseño, correspondiente al modelo K_C-3 irregular.

Después de este análisis es posible corroborar lo que sucedió en el modelo K_C-1 ; el sismo 1 provoca las demandas máximas en trabes.

Modelo K_C-1 desplantado en terreno firme (fig 21)

Al comparar esta estructura con el mismo modelo pero cimentado en suelo compresible, se observa una línea de comportamiento en las demandas de ductilidad semejante; la respuesta se reduce cuando la cimentación es en suelo firme; la disminución es a tal grado que únicamente el modelo K_C-3 irregular diseñado con un Q igual a 1 y bajo la acción del sismo 1, presenta en el nivel inferior una demanda mayor que la de diseño.

Cabe hacer la observación que en terreno firme el modelo K_C-3 regular diseñado con Q igual a 4 presenta mayor demanda que el modelo K_C-3 irregular y que el sismo 1 provoca mayores demandas de ductilidad en trabes.

Modelo K_C-3 desplantado en terreno firme (fig 23)

En el análisis del comportamiento en las demandas de ductilidad de esta estructura, se observa el mismo fenómeno que sucedió en el modelo K_C-1 al ser transferida la cimentación de suelo compresible a suelo firme.

En el modelo K_C-3 la respuesta de los modelos diseñados con Q igual a 1 presentan un comportamiento elástico y en los que se utilizó un Q igual a 4 la máxima demanda es igual a 2.6; ésta se presenta en el modelo K_C-3 regular.

c) Demandas de ductilidad en columnas

Esta respuesta se muestra en las figuras 18, 20, 22 y 24 y en cada una se presenta la demanda de ductilidad en columnas interiores y exteriores de los modelos K_C-1 y K_C-3 .

Modelo K_C-1 desplantado en terreno compresible (fig 18)

Al analizar este modelo se observa que el sismo 1, lo mismo que en la demanda de ductilidad en trabes, genera los máximos valores, pero ahora estos se presentan en los elementos exteriores. La línea de comportamiento de la demanda de ductilidad en columnas de los modelos diseñados con Q igual a 1 es aproximadamente de incremento en la dirección de niveles superiores a inferiores, presentándose el máximo en el nivel 1, mientras que la tendencia general en los modelos diseñados con Q igual a 4 es de incremento-decremento consecutivamente en toda la altura del edificio y presentando la máxima demanda en el nivel inferior. Si consideremos los valores máximos de la demanda como representativos del modelo, cabe hacer mención que son prácticamente los mismos que se presentaron en las trabes.

El modelo K_C-1 irregular es el que presenta la mayor demanda de ductilidad en columnas.

Modelo K_C-3 desplantado en terreno compresible (fig 20)

El establecer una línea de comportamiento general de la demanda en los modelos diseñados con Q igual a 4 no es fácil, pues no se muestra una tendencia definida como en los modelos di-

señados con Q igual a 1, en los cuales, aunque en el sentido estricto tampoco presentan una tendencia general bien definida la importancia de esto se ve disminuída ya que en ningún nivel rebasan la ductilidad unitaria propuesta. En el modelo K_C-3 regular diseñado con Q igual a 4 el valor máximo de la demanda se presenta en el nivel inferior, mientras que en el modelo K_C-3 irregular con el mismo factor de ductilidad de diseño la máxima demanda se genera en el nivel 6 y de una mayor magnitud que en el modelo K_C-3 regular.

Modelo K_C-1 desplantado en terreno firme (fig 22)

En los modelos diseñados con Q igual a 1 solo en el modelo K_C-1 irregular en el nivel 2 se logran formar articulaciones plásticas; cuando el factor de ductilidad se incrementa a 4 el número de los niveles en los que se presenta la plastificación se incrementa, pero tanto en el modelo K_C-1 irregular como en modelo K_C-1 regular no se rebasa la ductilidad propuesta. La máxima demanda igual a 2.6, se presenta en el nivel inferior y pertenece al modelo K_C-1 irregular; cabe mencionar que en las trabes el mayor valor de ductilidad se presentó en el modelo K_C-1 regular.

Modelo K_C-3 desplantado en terreno firme (fig 24)

El modelo K_C-3 regular diseñado con un factor de ductilidad igual a 1, y el modelo K_C-3 irregular diseñado con Q igual a 4, presentan un comportamiento en la respuesta del tipo elástico en todos los niveles, mientras que en el modelo K_C-3 regular con ductilidad de diseño igual a 4 se presentó la formación de articulaciones plásticas en los niveles 1 y 7 cuando actuó el sismo 1.

d) Demandas de ductilidad de entrepiso y global

En las figuras 25 a 28 se presentan las demandas de ductilidad de entrepiso de los modelos estudiados; para evitar con-

fusión se definirá la demanda de ductilidad global como la máxima demanda de ductilidad de entrepiso que presente el modelo en estudio.

Modelos desplantados en suelo compresible y bajo la acción del sismo 1 (fig 25)

Al analizar los modelos diseñados con un factor de ductilidad igual a 1, se observa que la demanda es mayor en los modelos irregulares; en general se presenta una tendencia de valores máximos en los niveles inferiores, desarrollándose la mayor demanda en el nivel 1; en este caso el modelo K_c-1 irregular es el único que presenta un comportamiento inelástico, rebasando en aproximadamente un 40% la ductilidad de diseño; en los modelos diseñados con Q igual a 4 la demanda máxima se presenta nuevamente en los niveles inferiores. Al comparar los modelos irregulares con los regulares, se observa que el modelo K_c-1 irregular presenta los valores máximos de la demanda, mientras que en el modelo K_c-3 se desarrollan en el modelo regular.

Modelos desplantados en suelo compresible y bajo la acción del sismo 2 (fig 26)

La línea de comportamiento de las demandas son prácticamente las mismas que en el caso anterior, la diferencia principal es la reducción en la magnitud de la respuesta cuando actúa el sismo 2 y que todas las estructuras diseñadas con Q igual a 1 presentan comportamiento elástico.

Modelos desplantados en suelo firme y bajo la acción del sismo 1 (fig 27)

Al comparar este caso con las demandas obtenidas cuando el suelo es compresible, se observa que en el suelo firme las demandas se reducen en todos los modelos diseñados con Q

igual a 4; como ilustración de lo expuesto se presentan los valores de la demanda global cuando el suelo es compresible y después los que generó la cimentación en suelo firme, todos desarrollados cuando la estructura se diseñó con un Q igual a 4: K_C-1 irregular 11 a 5, K_C-1 regular 7.7 a 5.3, K_C-3 irregular 8 a 3.2, K_C-3 regular 9.1 a 5.5.

Cuando el factor de ductilidad de diseño es de 1 la demanda de ductilidad es parecida en suelo firme y compresible, excepto en el modelo K_C-1 irregular, el cual en suelo firme presenta un comportamiento elástico.

Al comparar modelos irregulares con regulares se observa una superioridad en la magnitud de la demanda en los modelos regulares, excepto en el modelo K_C-1 diseñado con Q igual a 1.

Modelos desplantados en suelo firme y bajo la acción del sismo 2 (fig 2B)

A lo largo del análisis se han observado las bajas respuestas que generó el sismo 2 y en este caso no hubo excepción, a tal grado que únicamente el modelo K_C-3 diseñado con Q igual 4 no presenta comportamiento elástico en todos sus niveles. El modelo K_C-3 diseñado con factores de ductilidad de 1 y 4 presenta en el caso irregular mayores demandas que en el modelo regular, mientras que en la estructura K_C-1 se genera esto, solo cuando el factor de ductilidad es 4.

Con el objeto de explicar el porqué uno de los sismos provoca una mayor respuesta en las estructuras, se hace la siguiente interpretación.

Desde el punto de vista del primer periodo al modelo K_C-1 se le puede definir como más flexible que el K_C-3 ; en cuanto a los demás periodos, de manera casual son iguales. Por consi-

derarse de interés se presentan los cinco primeros periodos

Modo	Modelo K_C-1	Modelo K_C-3
	Irregular	Irregular
1	1.84 seg	1.17 seg
2	0.56 "	0.55 "
3	0.29 "	0.28 "
4	0.18 "	0.18 "
5	0.12 "	0.13 "

Ahora bien, al considerar dos por ciento de amortiguamiento los periodos dominantes de máxima respuesta en los espectros de aceleraciones absolutas son (ref 5)

Sismo 14 Mar 79		Sismo 24 Oct 80	
CU	SAHOP	CU	SAHOP
1.8 seg	2.1 seg	0.27 seg	0.40 seg
0.5 "	1.8 "	0.18 "	2.40 "
0.7 "	0.8 "	0.70 "	0.65 "
0.3 "	2.8 "	1.0 "	0.28 "

La similitud que hay entre los primeros periodos naturales con los primeros dominantes del sismo del 14 de marzo de 1979, explica la tendencia de que con él se alcancen, por lo general, mayores demandas de ductilidad, superando las correspondientes al sismo del 24 de octubre de 1980.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del estudio realizado en este trabajo se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- a) En la mayoría de los edificios diseñados con factor de ductilidad igual a 4 el desplazamiento máximo de los niveles rebasa el estado límite que marca el RDF (art 242).

Esto hace pensar en la conveniencia de realizar futuras investigaciones con el objeto de revisar ese valor del estado límite de desplazamiento en edificios irregulares y establecer lineamientos que mejoren el diseño de este tipo de edificios.

- b) En los sistemas irregulares el mayor desplazamiento se obtiene cerca o en el propio nivel en donde se encuentra la irregularidad.

El tipo y la localización de irregularidad tiene especial influencia en la magnitud de la respuesta; así, los desplazamientos que se presentaron cuando la irre-

gularidad se encontraba en el primer nivel (Modelo K_c-1) fueron de mayor magnitud que cuando se localizaba en los niveles superiores (Modelo K_c-3). Al respecto también se encontró que para ciertas estructuras las respuestas de los edificios irregulares eran menores que las correspondientes a los edificios regulares, sobre todo cuando el suelo de cimentación era firme.

Por lo tanto, en el futuro sería conveniente realizar investigaciones sobre la influencia que presenta la posición de la irregularidad en la respuesta estructural. Ello también ayudaría a definir en forma más adecuada lo que debe ser un modelo regular equivalente, que represente adecuadamente el comportamiento del irregular real.

- c) Las trabes exteriores presentaron la mayor demanda de ductilidad, y en los edificios no regulares se desarrolló la máxima cerca de los niveles en donde se localizaba la irregularidad.

En casi todos los edificios irregulares diseñados en suelo compresible con factor de ductilidad superior a 1, se generaron demandas de ductilidad mayores a dicho factor. En terreno firme, los edificios regulares exhibieron demandas más grandes que la de los irregulares, pero no se rebasó el factor de ductilidad de diseño. Cuando se empleó un Q igual a 1, el comportamiento de trabes, de los modelos regulares, fue elástico.

- d) La mayor demanda de ductilidad en columnas se presentó en las interiores. En casi todos los edificios irregulares, la máxima demanda en columnas se presenta en los primeros niveles y llega a ser en algunos casos, el doble del factor de ductilidad de diseño. Esto es peligroso porque indica la posibilidad de formación de articulaciones con las

cuales se generaría un mecanismo de colapso en traslación, llamado de "piso suave", que para edificios de más de tres niveles debería evitarse.

Este tipo de mecanismo se minimiza cuando el diseño se basa en el criterio de columna fuerte - viga débil. A ese respecto en el Reglamento del Distrito Federal no se encuentra especificado cuánto más resistentes deberían ser las columnas que las vigas, por lo tanto, se recomienda hacer estudios al respecto.

- e) La demanda de ductilidad de entrepiso y global, en todos los modelos, tanto regulares como irregulares, diseñados con factor de ductilidad de 4, es mayor que la demanda de vigas y columnas, lo que indica que pueda presentarse un mecanismo de colapso en traslación del entrepiso, no obstante que el diseño de elementos se haya hecho atendiendo las normas que marca el Reglamento.

- f) Al comparar la respuesta que han generado ambos sismos se observó que el sismo 2 provocó menores valores; esto se debe, entre otras cosas, a la relación que existe entre los periodos naturales de vibración y el periodo dominante del sismo.

7. RECONOCIMIENTO

Se agradece al M en I Gustavo Rafael Aranda Hernández por su valiosa dirección y apoyo, así como a las personas que intervinieron de una u otra forma para la realización de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería por las facilidades proporcionadas para el desarrollo del presente trabajo.

8. REFERENCIAS

1. Otani, S, "SAKE. A Computer program for inelastic analysis of R/c frames to earthquake", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No. 413, Universidad de Illinois, Urbana, noviembre, 1974.
2. "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 400, julio, 1977.
3. Takeda, T, "Study of the load-deflection characteristics of reinforced concrete beam subjected to alternating loads", Transactions, Architectural Institute of Japan, Vol 76, septiembre, 1962.
4. Lange-Ovalle, JG, "Una medida de intensidad sísmica", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Obras Civiles, Universidad de Chile, 1968.

5. Faccioli, E, y Ramírez-Flores, J, "Respuestas sísmicas máximas probables en las arcillas de la Ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, 359, noviembre, 1975.
6. "Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 401, julio, 1977.
7. Husid, R, Terremotos. "Análisis espectral y características de acelerogramas como base del diseño sísmico". Editorial Andrés Bello, Santiago, Chile, 1973.
8. Pecknold, D A, y Riddell, R, "Effect of initial base motion on response spectra" Journal ASCE, Vol 104, No. EM2, pp 485-491, abril, 1978.
9. Park, R, y Paulay, T, "Estructuras de Concreto reforzado", Editorial LIMUSA, México, 1979.

TABLA 1. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c-1 IRREGULAR, EN ZONA DE TERRENO FIRME.

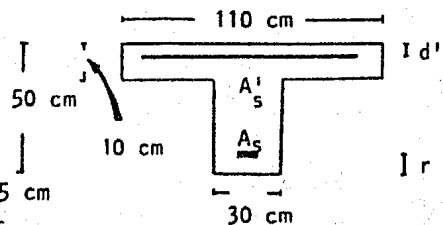
Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		129.80		31.18	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		79.97		19.33	
Area de acero, A_s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-10	12.98		12.98	
	N-9	"		"	
	N-8	17.86*		"	
	N-7	19.97*		"	
	N-6	24.38		"	
	N-5	27.80		"	
	N-4	30.94		"	
	N-3	35.53		"	
	N-2	40.71		"	
N-1	52.54		17.86*		
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-10	60x60	8.74	60x60	8.74
	N-9	"	"	"	"
	N-8	"	"	"	"
	N-7	"	"	"	"
	N-6	"	"	"	"
	N-5	"	"	"	"
	N-4	"	"	"	"
	N-3	"	"	"	"
	N-2	"	"	"	"
N-1	70x70	69.02	70x70	11.76	
Idem. En columnas interiores.	N-10	60x60	8.74	60x60	8.74
	N-9	"	9.33	"	"
	N-8	"	11.66	"	"
	N-7	"	12.82	"	"
	N-6	"	14.57	"	"
	N-5	"	15.74	"	"
	N-4	"	"	"	"
	N-3	"	18.65	"	"
	N-2	"	25.06	"	"
N-1	70x70	81.71	70x70	11.76	

Peso total: $W_T = 811.09$ Ton

Periodo fundamental: $T_1 = 1.84$ seg

Resistencia del concreto: $f'_c = 200$ kg/cm²

Resistencia del acero: $f_y = 4200$ kg/cm²



* En estos casos se tiene $d' = 3$ cm y $r = 5$ cm para las vigas T y $d' = r = 5$ cm para las rectangulares. Para los demás, $d' = r = 5$ cm tanto en vigas T como rectangulares

TABLA 2. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c-1 REGULAR,
EN ZONA DE TERRENO FIRME.

Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		150.16		37.51	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		84.68		21.20	
Area de acero, A_s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-12	12.98		12.98	
	N-11	17.86		"	
	N-10	"		"	
	N-9	22.71		"	
	N-8	27.80		"	
	N-7	30.94		"	
	N-6	35.53		"	
	N-5	40.71		"	
	N-4	"		"	
	N-3	"		"	
	N-2	"		"	
N-1	"		"		
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-12	59x59	8.29	59x59	8.29
	N-11	"	"	"	"
	N-10	"	"	"	"
	N-9	"	"	"	"
	N-8	"	"	"	"
	N-7	"	"	"	"
	N-6	"	"	"	"
	N-5	"	"	"	"
	N-4	"	"	"	"
	N-3	70x70	11.67	70x70	11.67
	N-2	"	"	"	"
N-1	"	"	"	"	
Idem. En columnas interiores	N-12	59x59	8.29	59x59	8.29
	N-11	"	10.71	"	"
	N-10	"	14.09	"	"
	N-9	"	15.22	"	"
	N-8	"	16.91	"	"
	N-7	"	18.60	"	"
	N-6	"	19.73	"	"
	N-5	"	"	"	"
	N-4	"	"	"	"
	N-3	70x70	24.59	70x70	11.67
	N-2	"	"	"	"
N-1	"	43.63	"	"	

Peso total: $W_T = 938.92$ Ton

Periodo fundamental: $T_1 = 1.57$ seg

Resistencia del concreto: $f'_c = 200$ kg/cm²

Resistencia del acero: $f_y = 4200$ kg/cm²

En estos casos se tiene $d' = 3$ cm y $r = 5$ cm para las vigas T y $d' = r = 5$ cm para las rectangulares. Para los demás, $d' = r = 5$ cm tanto en vigas T como rectangulares

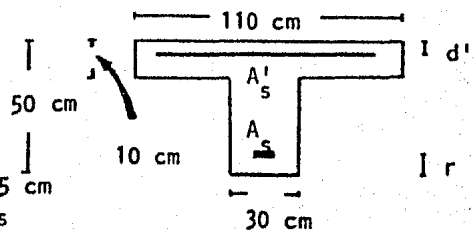


TABLA 3. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c-3 IRREGULAR, EN ZONA DE TERRENO FIRME.

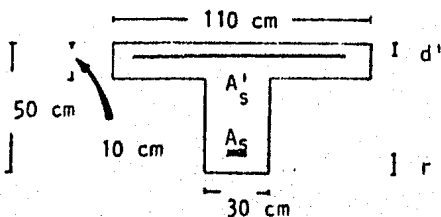
Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		94.56		23.60	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		51.08		12.79	
Area de acero, A_s , de refuerzo longitudinal en traves, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-10	12.98		12.98	
	N- 9	17.86*		"	
	N- 8	27.80		"	
	N- 7	33.69		"	
	N- 6	"		"	
	N- 5	"		"	
	N- 4	"		"	
	N- 3	"		"	
	N- 2	"		"	
	N- 1	" *		"	
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-10				
	N- 9				
	N- 8				
	N- 7				
	N- 6				
	N- 5	70x70	11.76	70x70	11.76
	N- 4	73x73	12.79	73x73	12.99
	N- 3	76x76	13.86	76x76	13.86
	N- 2	79x79	14.98	79x79	14.98
	N- 1	80x80	26.94	80x80	15.36
Idem. En columnas interiores	N-10	45x45	8.85	45x45	4.86
	N- 9	53x53	11.82	53x53	6.74
	N- 8	59x59	11.84	59x59	8.38
	N- 7	64x64	"	64x64	9.83
	N- 6	67x67	16.72	67x67	10.77
	N- 5	70x70	"	70x70	11.76
	N- 4	73x73	"	73x73	12.79
	N- 3	76x76	"	76x76	13.86
	N- 2	79x79	"	79x79	14.98
	N- 1	80x80	23.83	80x80	15.36

Peso total: $W_T = 591.05$ ton

Periodo fundamental: $T_1 = 1.17$ seg

Resistencia del concreto: $f'_c = 200$ kg/cm²

Resistencia del acero: $f_y = 4200$ kg/cm²



*En estos casos se tiene $d' = 3m$ y $r = 5$ cm para las vigas T y $d' = r = 5$ cm para las rectangulares. Para los demás, $d' = r = r$ cm tanto en vigas T como rectangulares.

TABLA 4. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_C-3
REGULAR, EN ZONA DE TERRENO FIRME.

Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		137.12		34.25	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		77.18		19.31	
Area de acero, A _s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm ² , con A _s = A' _s .	N-10	12.98		12.98	
	N- 9	17.86		"	
	N- 8	24.38		"	
	N- 7	27.80		"	
	N- 6	35.53		"	
	N- 5	"		"	
	N- 4	40.71		"	
	N- 3	"		"	
	N- 2	"		"	
	N- 1	"		"	
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm ² , con A _s = A' _s .	N-10	45×45	7.21	45×45	4.82
	N- 9	53×53	8.19	53×53	6.69
	N- 8	59×59	8.45	59×59	8.29
	N- 7	64×64	9.75	64×64	9.75
	N- 6	67×67	10.69	67×67	10.69
	N- 5	70×70	11.67	70×70	11.67
	N- 4	73×73	12.69	73×73	12.69
	N- 3	76×76	13.75	76×76	13.75
	N- 2	79×79	14.86	79×79	14.86
	N- 1	80×80	35.23	80×80	15.24
Idem. En columnas interiores	N-10	45×45	8.85	45×45	4.82
	N- 9	53×53	12.73	53×53	6.69
	N- 8	59×59	17.47	59×59	8.29
	N- 7	64×64	"	64×64	9.75
	N- 6	67×67	18.17	67×67	10.69
	N- 5	70×70	19.83	70×70	11.67
	N- 4	73×73	"	73×73	12.69
	N- 3	76×76	20.57	76×76	13.75
	N- 2	79×79	27.28	79×79	14.86
	N- 1	80×80	47.66	80×80	15.24

Peso total: W_T = 857.10 Ton

Periodo fundamental: T₁ = 1.50 seg

Resistencia del concreto: f'_c = 200 kg/cm²

Resistencia del acero: f_y = 4200 kg/cm²

* En estos casos se tiene d' = 3 cm y r = 5 cm para las vigas T y d' = r = 5 cm para las rectangulares. Para los demás, d' = r = 5 cm tanto en vigas T como rectangulares

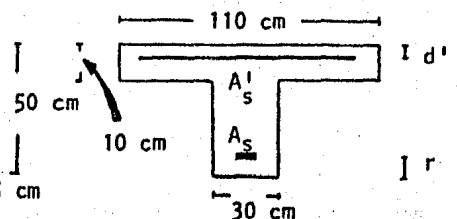


TABLA 5. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c^{-1} IRREGULAR, EN ZONA DE TERRENO COMPRESIBLE.

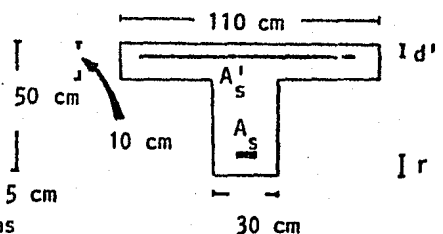
Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		194.73		48.65	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		180.87		45.25	
Area de acero, A_s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-10	12.98		12.98	
	N- 9	17.86*		"	
	N- 8	24.38		"	
	N- 7	30.94		"	
	N- 6	35.53		"	
	N- 5	42.29		"	
	N- 4	47.19		14.48*	
	N- 3	52.54		17.86*	
	N- 2	58.32		" *	
	N- 1	77.91		22.71	
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-10	60x60	8.74	60x60	8.74
	N- 9	"	10.20	"	"
	N- 8	"	"	"	"
	N- 7	"	"	"	"
	N- 6	"	"	"	"
	N- 5	"	"	"	"
	N- 4	"	"	"	"
	N- 3	"	11.66	"	"
	N- 2	"	22.15	"	"
	N- 1	80x80	90.67	70x70	22.21
Idem. En columnas interiores	N-10	60x60	8.74	60x60	8.74
	N- 9	"	13.99	"	"
	N- 8	"	18.07	"	"
	N- 7	"	22.73	"	"
	N- 6	"	23.90	"	"
	N- 5	"	26.81	"	"
	N- 4	"	29.14	"	"
	N- 3	"	33.22	"	"
	N- 2	"	43.71	"	"
	N- 1	70x70	52.76	70x70	23.01

Peso total: $W_T = 811.09$ Ton

Periodo fundamental: $T_1 = 1.84$ seg

Resistencia del concreto: $f'_c = 200$ kg/cm²

Resistencia del acero: $f_y = 4200$ kg/cm²



* En estos casos se tiene $d' = 3$ cm y $r = 5$ cm para las vigas T y $d' = r = 5$ cm para las rectangulares. Para los demás, $d' = r = 5$ cm tanto en vigas T como rectangulares

TABLA 6. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c -1 REGULAR, EN ZONA DE TERRENO COMPRESIBLE.

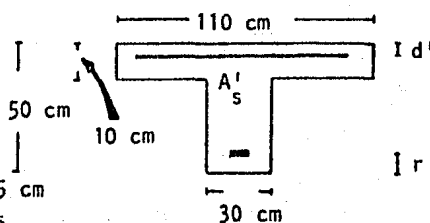
Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		222.29		56.27	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		175.03		44.03	
Area de acero, A_s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-12	12.98		12.98	
	N-11	19.97		"	
	N-10	27.80		"	
	N- 9	35.53		"	
	N- 8	40.71		"	
	N- 7	47.19		"	
	N- 6	52.54		"	
	N- 5	58.32		"	
	N- 4	"		"	
	N- 3	"		"	
N- 2	"		17.86		
N- 1	"		"		
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm^2 , con $A_s = A'_s$	N-12	59×59	13.53	59×59	8.29
	N-11	"	"	"	"
	N-10	"	14.09	"	"
	N- 9	"	"	"	"
	N- 8	"	"	"	"
	N- 7	"	"	"	"
	N- 6	"	"	"	"
	N- 5	"	"	"	"
	N- 4	"	"	"	"
	N- 3	70×70	"	70×70	11.67
N- 2	"	"	"	"	
N- 1	"	30.16	"	"	
Idem. En columnas interiores	N-12	59×59	12.40	59×59	8.29
	N-11	"	16.91	"	"
	N-10	"	22.54	"	"
	N- 9	"	26.49	"	"
	N- 8	"	29.87	"	"
	N- 7	"	31.00	"	"
	N- 6	"	33.25	"	"
	N- 5	"	"	"	"
	N- 4	"	33.82	"	"
	N- 3	70×70	34.11	70×70	11.67
N- 2	"	42.84	"	"	
N- 1	"	69.81	"	"	

Peso total: $W_T = 938.92$ Ton

Periodo fundamental: $T_1 = 1.57$ seg

Resistencia del concreto: $f'_c = 200$ kg/cm²

Resistencia del acero: $f_y = 4200$ kg/cm²



* En estos casos se tiene $d' = 3$ cm y $r = 5$ cm para las vigas T y $d' = r = 5$ cm para las rectangulares. Para los demás, $d' = r = 5$ cm tanto en vigas T como rectangulares

TABLA 7. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c-3 IRREGULAR, EN ZONA DE TERRENO COMPRESIBLE.

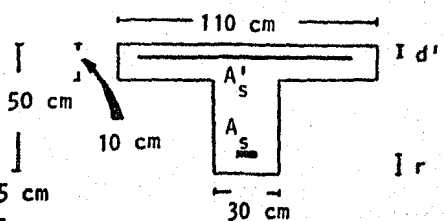
Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		141.87		40.43	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		86.78		22.46	
Area de acero, A _s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm ² , con A _s = A' _s	N-10	12.98		12.98	
	N- 9	27.80		"	
	N- 8	40.71		"	
	N- 7	47.19		14.48*	
	N- 6	"		" *	
	N- 5	"		"	
	N- 4	"		"	
	N- 3	"		"	
	N- 2	"		"	
	N- 1	"		"	
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm ² , con A _s = A' _s	N-10				
	N- 9				
	N- 8				
	N- 7				
	N- 6				
	N- 5	70×70	18.33	70×70	11.76
	N- 4	73×73	"	73×73	12.79
	N- 3	76×76	"	76×76	13.86
	N- 2	79×79	"	79×79	14.98
	N- 1	80×80	43.52	80×80	15.36
Idem. En columnas interiores	N-10	45×45	11.80	45×45	4.86
	N- 9	53×53	17.28	53×53	6.74
	N- 8	59×59	18.03	59×59	8.35
	N- 7	64×64	"	64×64	9.83
	N- 6	67×67	28.34	67×67	10.77
	N- 5	70×70	"	70×70	11.76
	N- 4	73×73	"	73×73	12.79
	N- 3	76×76	"	76×76	13.86
	N- 2	79×79	"	79×79	14.98
	N- 1	80×80	41.97	80×80	15.36

Peso total: W_T = 591.05 Ton

Periodo fundamental: T₁ = 1.17 seg

Resistencia del concreto: f_c' = 200 kg/cm²

Resistencia del acero: f_y = 4200 kg/cm²



* En estos casos se tiene d' = 3 cm y r = 5 cm para las vigas T y d' = r = 5 cm para las rectangulares. Para los demás, d' = r = 5 cm tanto en vigas T como rectangulares.

TABLA 8. PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO K_c-3 REGULAR, EN ZONA DE TERRENO COMPRESIBLE.

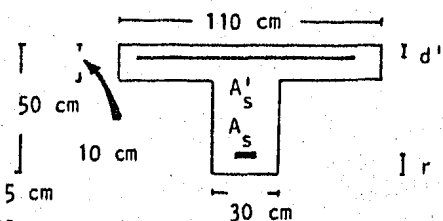
Datos		Factores de ductilidad, Q			
		1		4	
Cortante sísmico basal estático, en ton.		205.76		51.38	
Cortante sísmico basal dinámico modal, en ton.		155.79		39.25	
Area de acero, A _s , de refuerzo longitudinal en trabes, en cm ² , con A _s = A' _s	N-10	12.98		12.98	
	N- 9	24.38		"	
	N- 8	30.94		"	
	N- 7	40.71		"	
	N- 6	47.19		17.86	
	N- 5	52.54		"	
	N- 4	58.32		"	
	N- 3	"		"	
	N- 2	"		"	
N- 1	"		"		
Dimensiones de columnas exteriores, en cm, y área de acero de refuerzo longitudinal, en cm ² , con A _s = A' _s	N-10	45×45	9.51	45×45	4.82
	N- 9	53×53	12.73	53×53	6.69
	N- 8	59×59	14.09	59×59	8.29
	N- 7	64×64	"	64×64	9.75
	N- 6	67×67	"	67×67	10.69
	N- 5	70×70	"	70×70	11.67
	N- 4	73×73	"	73×73	12.69
	N- 3	76×76	"	76×76	13.75
	N- 2	79×79	23.24	79×79	14.86
N- 1	80×80	62.17	80×80	15.24	
Idem. En columnas interiores	N-10	45×45	13.77	45×45	4.82
	N- 9	53×53	22.28	53×53	6.69
	N- 8	59×59	27.62	59×59	8.29
	N- 7	64×64	31.83	64×64	9.75
	N- 6	67×67	32.71	67×67	10.69
	N- 5	70×70	33.32	70×70	11.67
	N- 4	73×73	"	73×73	12.69
	N- 3	76×76	36.47	76×76	13.75
	N- 2	79×79	47.49	79×79	14.86
N- 1	80×80	79.79	80×80	15.24	

Peso total: W_T = 857.10 Ton

Periodo fundamental: T₁ = 1.50 seg

Resistencia del concreto: f'_c = 200 kg/cm²

Resistencia del acero: f_y = 4200 kg/cm²



* En estos casos se tiene d' = 3 cm y r = 5 cm para las vigas T y d' = r = 5 cm para las rectangulares. Para los demás, d' = r = 5 cm tanto en vigas T como rectangulares

TABLA 9. DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MAXIMO DEL PISO SUPERIOR, EN mm.

Modelo	Terreno	Factor Q	Registro 14 mar 79	Registro 24 oct 80	Sísmico Estático	Dinámico Modal espectral	Art. 244 RDF - 76	
K _c -1	Irregular	Firme	1 4	174 151	25 43	188	111	180
		Compre- sible	1 4	420 641	191 356	282	251	240
	Regular	Firme	1 4	78 192	44 30	165	92	180
		Compre- sible	1 4	96 473	96 402	248	192	240
K _c -3	Irregular	Firme	1 4	45 91	68 58	140	80	180
		Compre- sible	1 4	91 488	79 278	210	144	240
	Regular	Firme	1 4	69 197	46 28	159	89	180
		Compre- sible	1 4	108 487	112 394	239	182	240

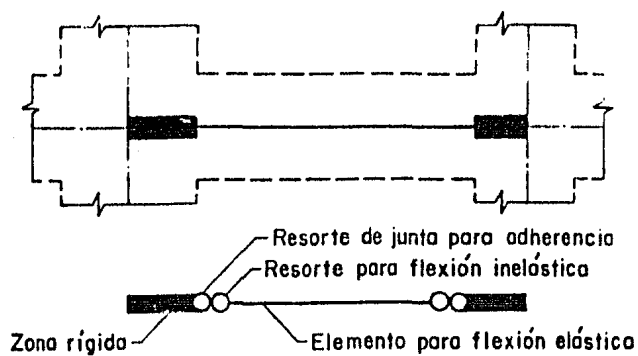
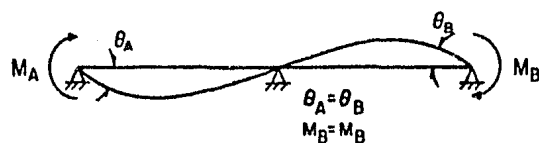
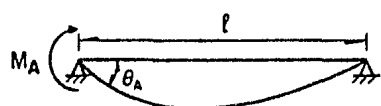


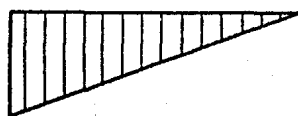
Fig 1. Idealización de un miembro estructural



a) Miembro flexible original



b) Mitad del miembro flexible



c) Distribución de momento



d) Distribución de curvatura

Fig 2. Relación momento-rotación de un resorte de flexión

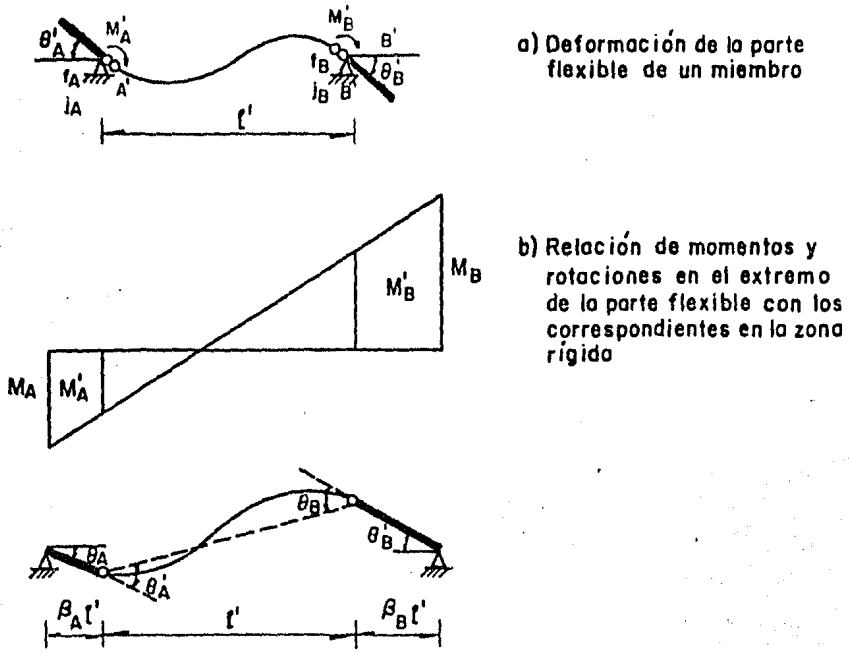


Fig 3 Deformación de un miembro estructural

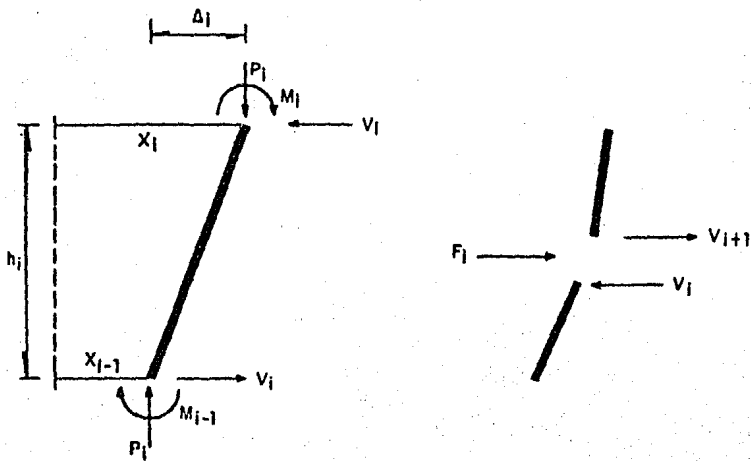


Fig 4 Fuerza lateral equivalente para el efecto P-Δ

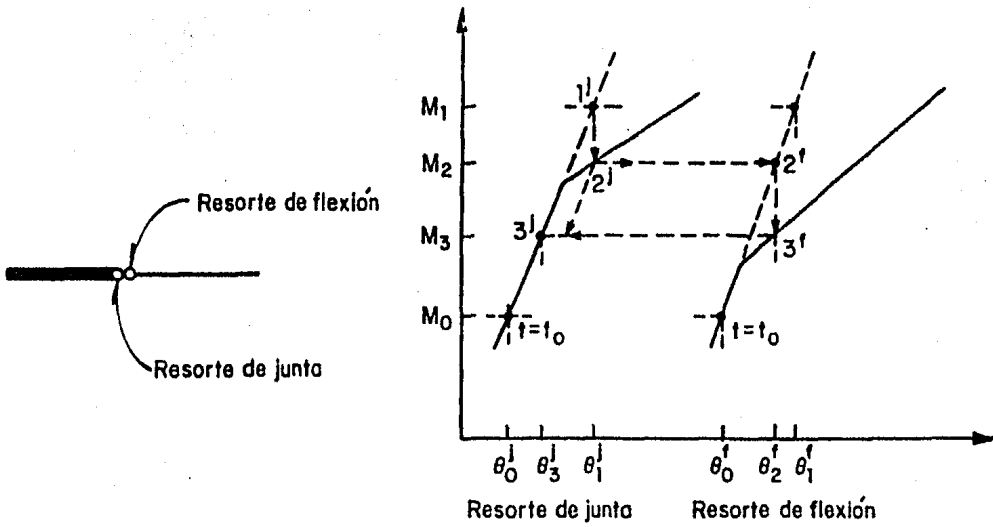


Fig 5. Corrección de la relación momento - rotación en los resortes de junta y de flexión

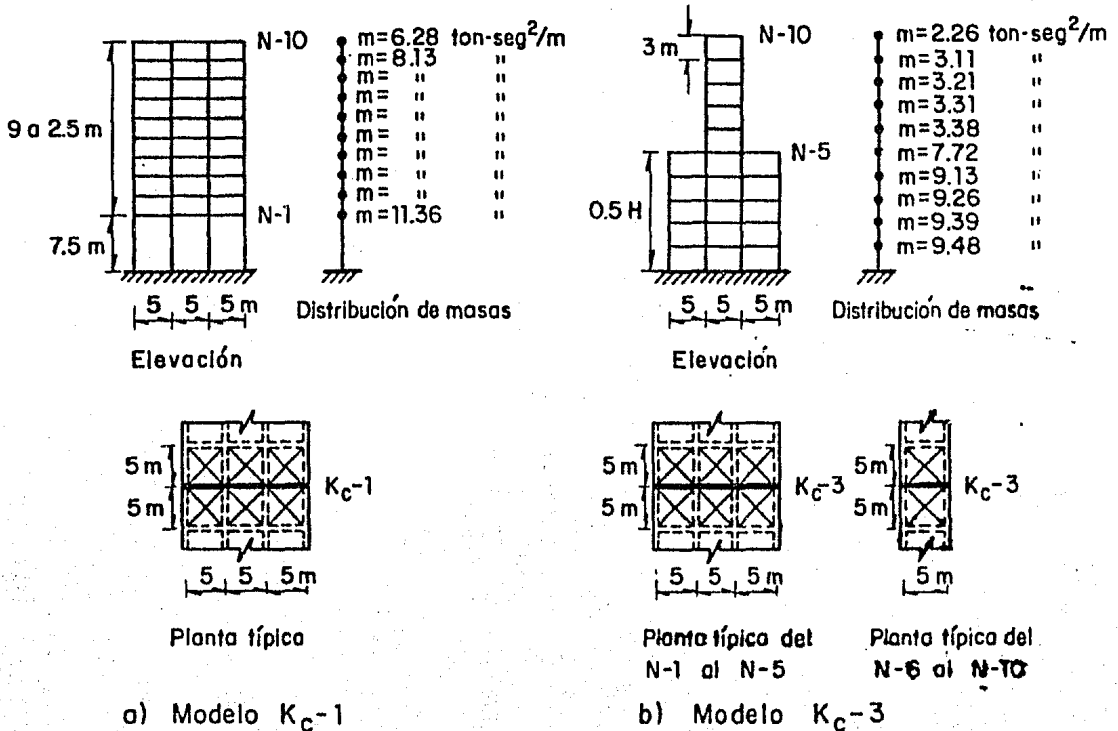


Fig 6. Marcos rígidos irregulares en elevación

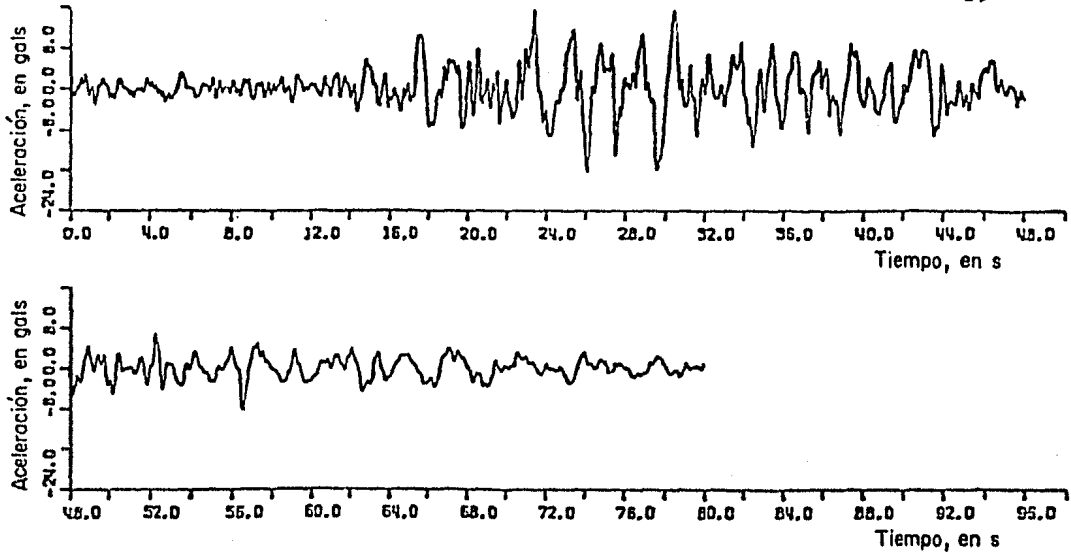


Fig 7. Movimiento del terreno. Ciudad Universitaria, 14 de marzo de 1979. Componente NOOE

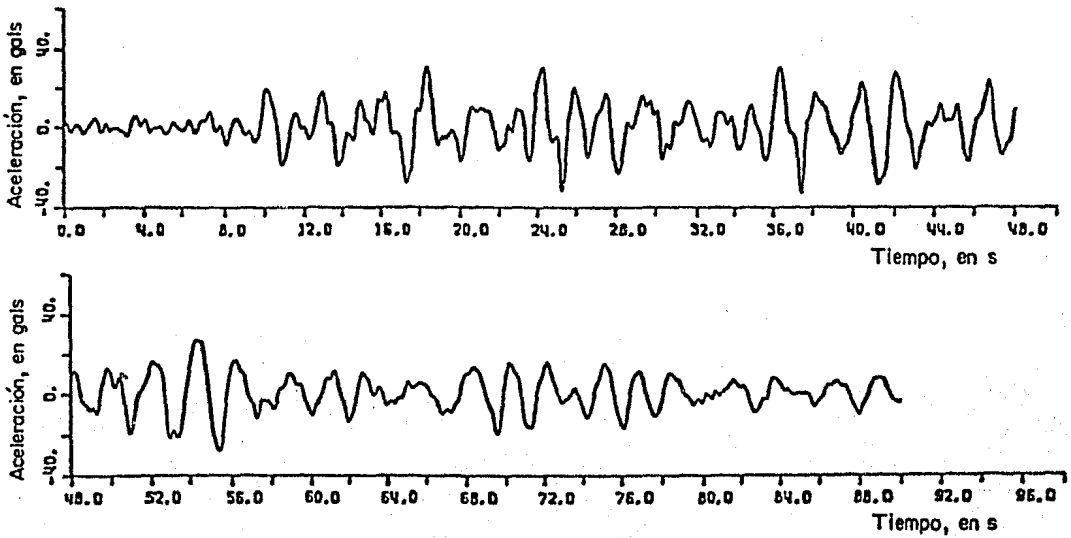


Fig 8. Movimiento del terreno. SAHOP, 14 de marzo de 1979. Componente NOOE

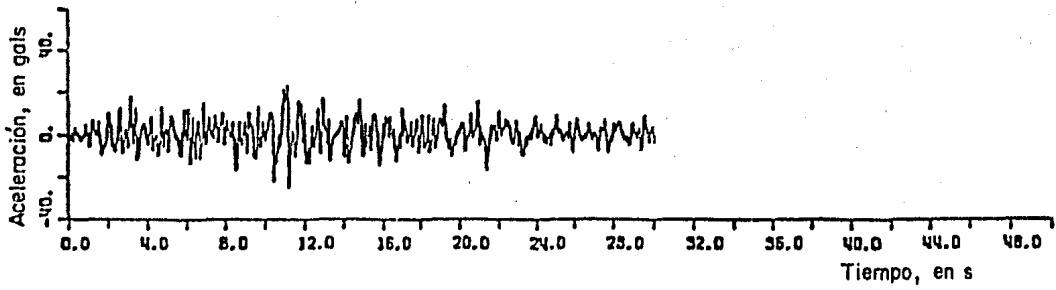


Fig 9. Movimiento del terreno. Ciudad Universitaria, 24 de octubre de 1980. Componente NOOE

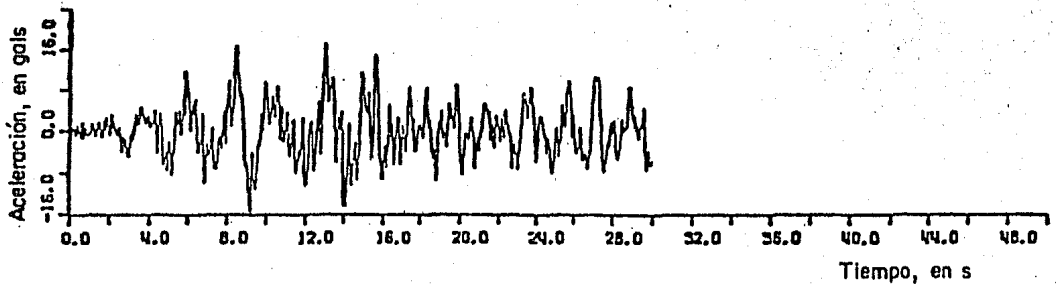
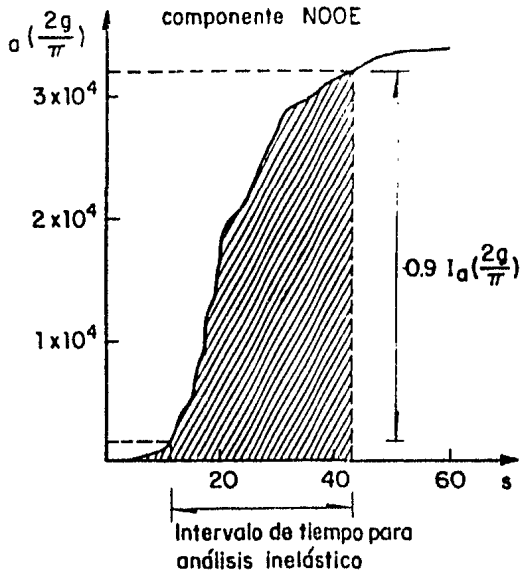


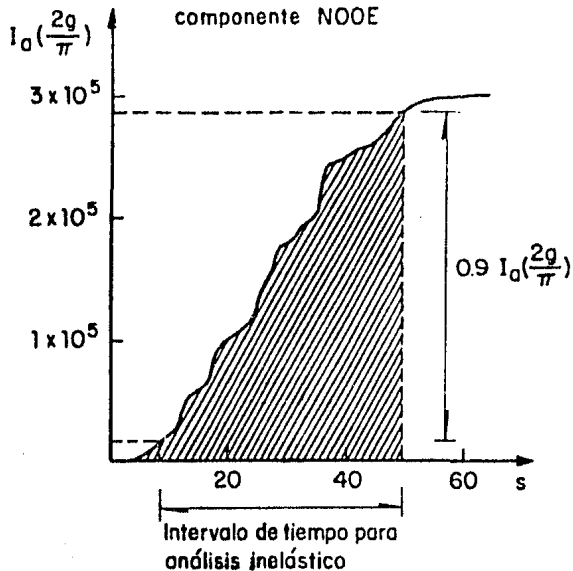
Fig 10. Movimiento del terreno. SAHOP, 24 de octubre de 1980. Componente N90W

Sismo del 14/mar/79 Cd Universitaria
componente NOOE



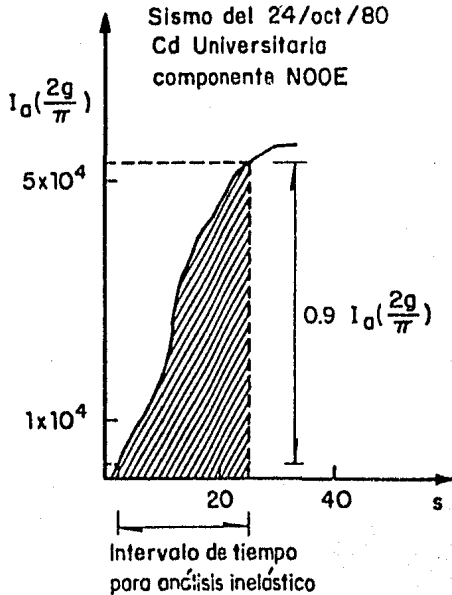
a)

Sismo del 14/mar/79 SAHCr
componente NOOE



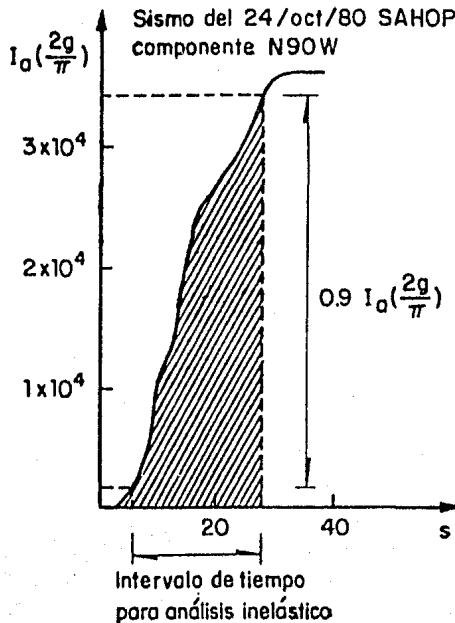
b)

Sismo del 24/oct/80
Cd Universitaria
componente NOOE



c)

Sismo del 24/oct/80 SAHOP
componente N90W



d)

I_a Intensidad de Arias

Fig 11. Obtención de la duración del acelerograma para análisis inelástico

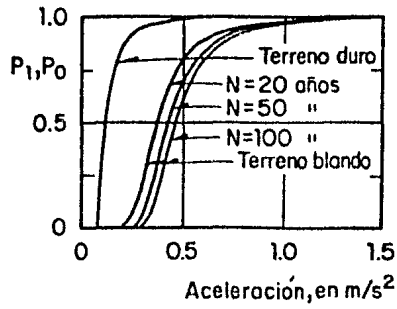
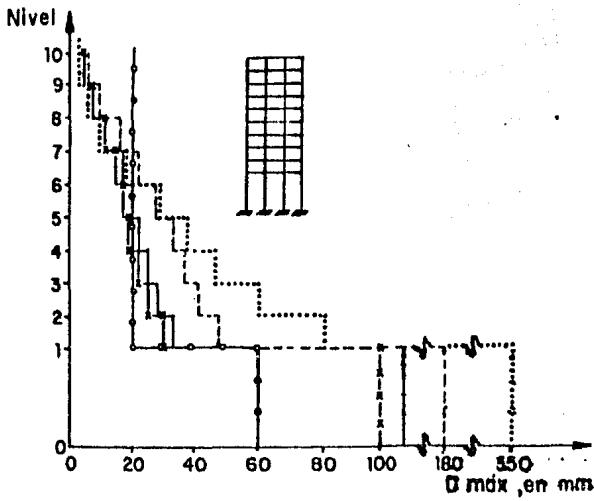
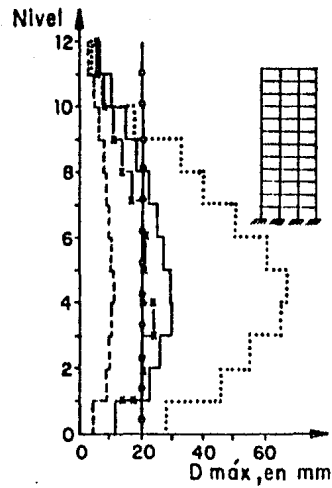


Fig 12. Distribuciones de probabilidad para aceleraciones máximas relativas a un solo temblor de intensidad aleatoria (según Faccioli y Ramírez - Flores, 1975)

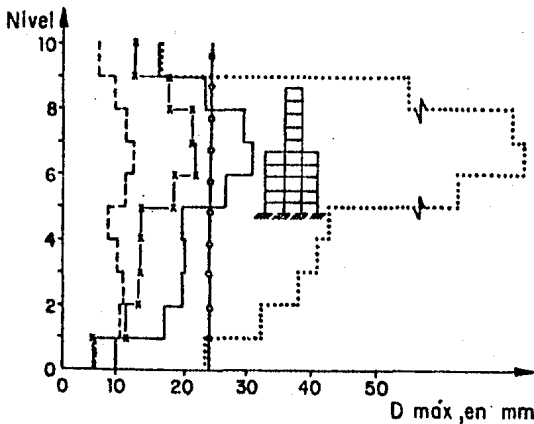


a) Modelo K_C-1 irregular

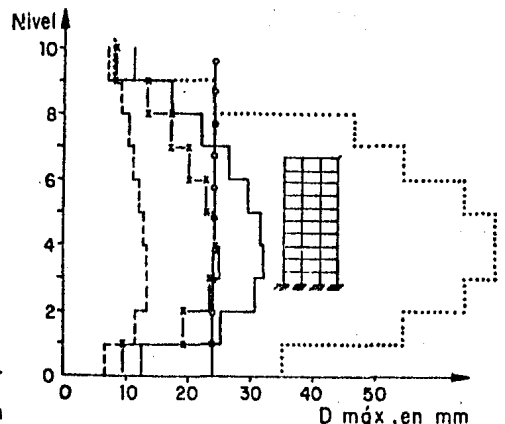


b) Modelo K_C-1 regular equivalente

- $h_i/125$ Art 242 RDF 1976
- - - Sismo SAHOP 14 de marzo 1979 $Q=1$
- Sismo SAHOP 14 de marzo 1979 $Q=4$
- Sismo estático (elástico)
- x - x - x - Dinámico modal espectral (elástico)

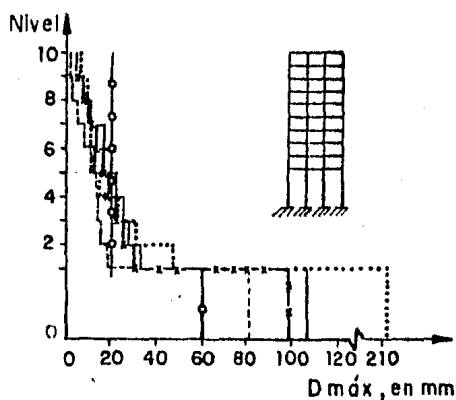
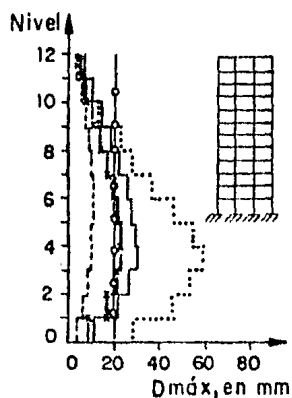


c) Modelo K_C-3 irregular



d) Modelo K_C-3 regular equivalente

Fig 13 Desplazamientos máximos de entrepiso con el sismo del 14 de marzo de 1979 para las estructuras diseñadas en terreno compresible

a) Modelo K_C-1 irregularb) Modelo K_C-1 regular equivalente

- $h_i/125$ Art 242 RDF 1976
- - - - - Sismo SAHOP 24 de octubre 1980 $Q=1$
- Sismo SAHOP 24 de octubre 1980 $Q=4$
- Sismico estático (elástico)
- x-x-x-x-x- Dinámico modal espectral (elástico)

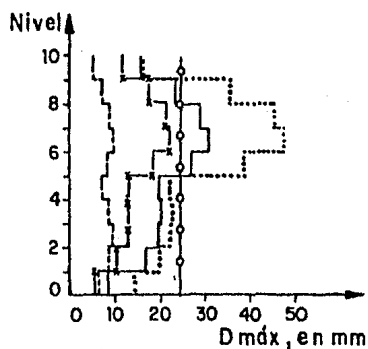
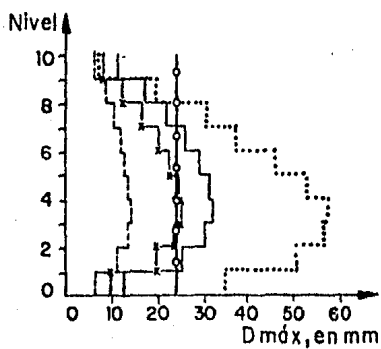
c) Modelo K_C-3 irregulard) Modelo K_C-3 regular equivalente

Fig14 Desplazamientos máximos de entrepiso con el sismo del 24 de octubre de 1980 para las estructuras diseñadas en terreno compresible

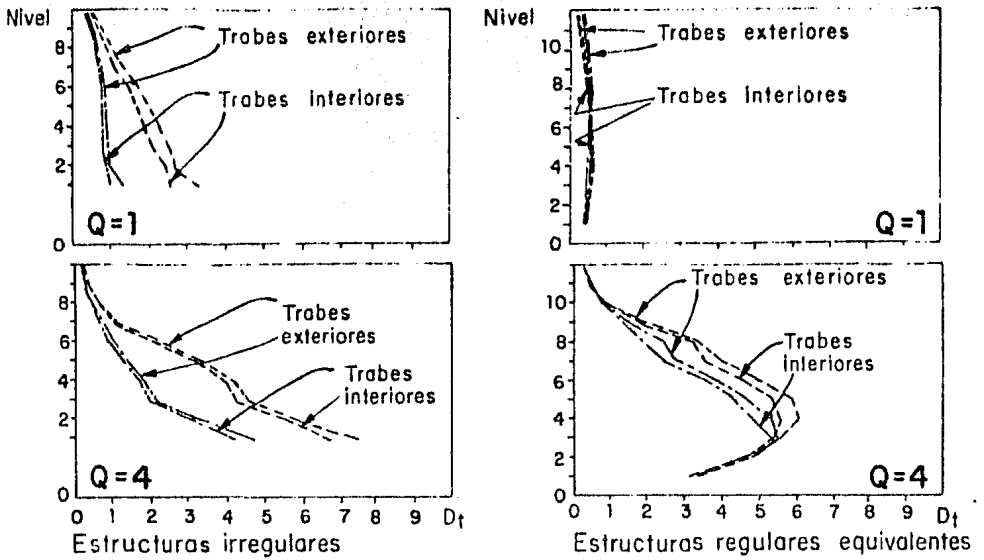


Fig 17 Demandas de ductilidad en traves para el modelo K_C-1 desplantado en terreno compresible

----- SAHOP NOOE (14 de marzo 1979)
 ————— SAHOP N90W (24 de octubre 1980)

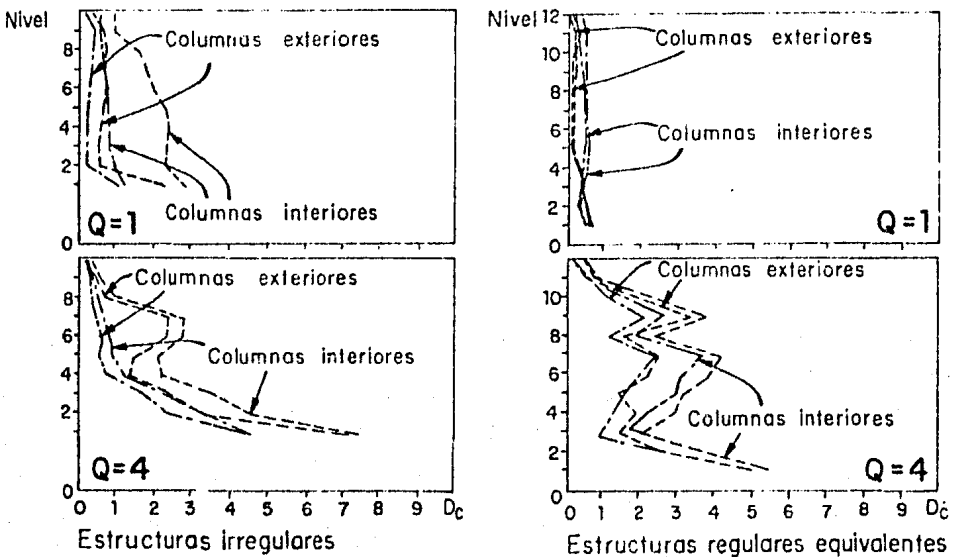


Fig 18 Demandas de ductilidad en columnas para el modelo K_C-1 desplantado en terreno compresible

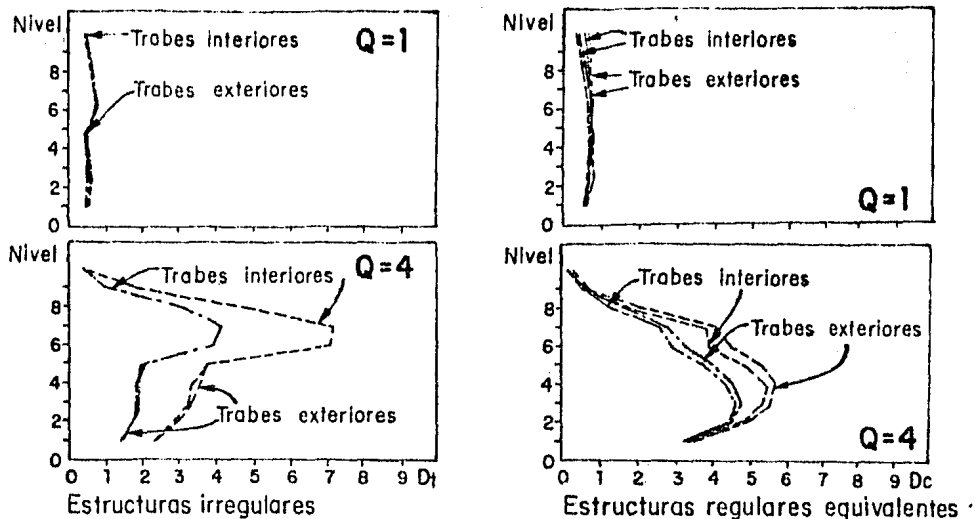


Fig 19 Demandas de ductilidad en trabes para el modelo K_c-3 desplantado en terreno compresible

----- SAHOP NOOE (14 de marzo 1979)
 ————— SAHOP N90W (24 de octubre 1980)

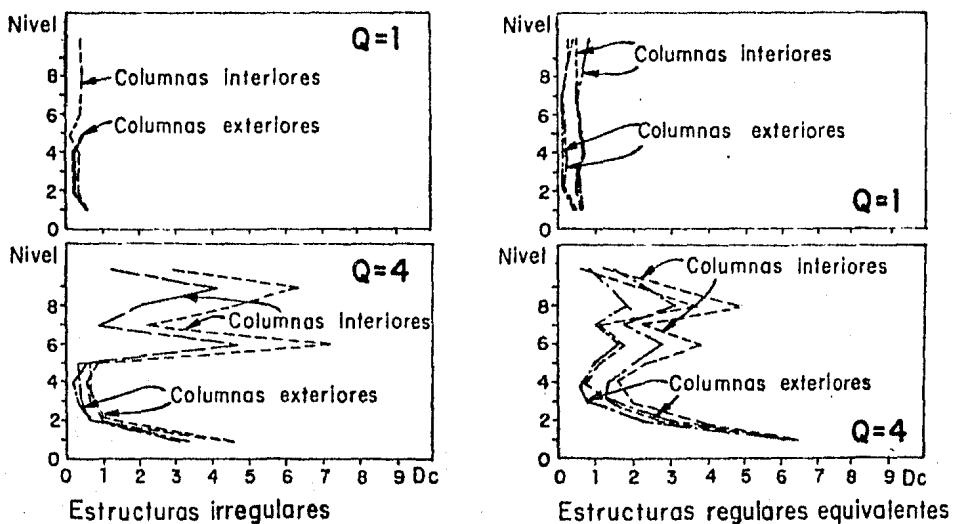


Fig 20 Demandas de ductilidad en columnas para el modelo K_c-3 desplantado en terreno compresible

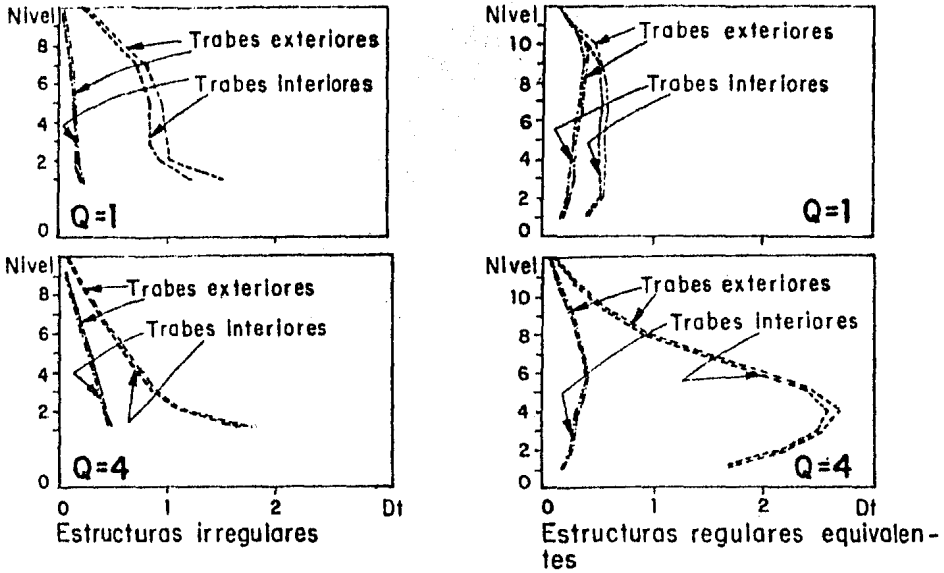


Fig 21 Demandas de ductilidad en trabes para el modelo K_C-1 desplantado en terreno firme

----- CU NOOE (14 de marzo 1979)
 - - - - - CU NOOE (24 de octubre 1980)

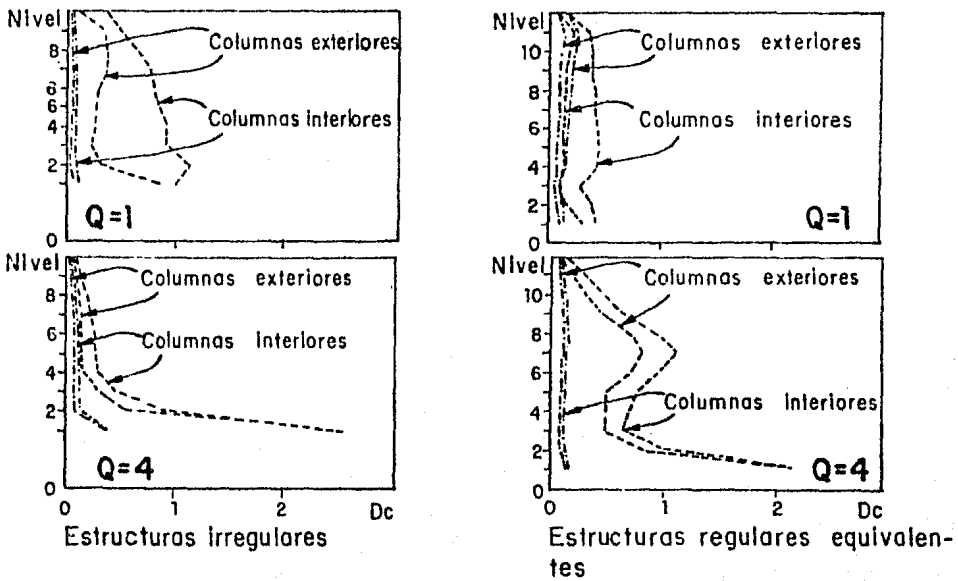


Fig 22 Demandas de ductilidad en columnas para el modelo K_C-1 desplantado en terreno firme

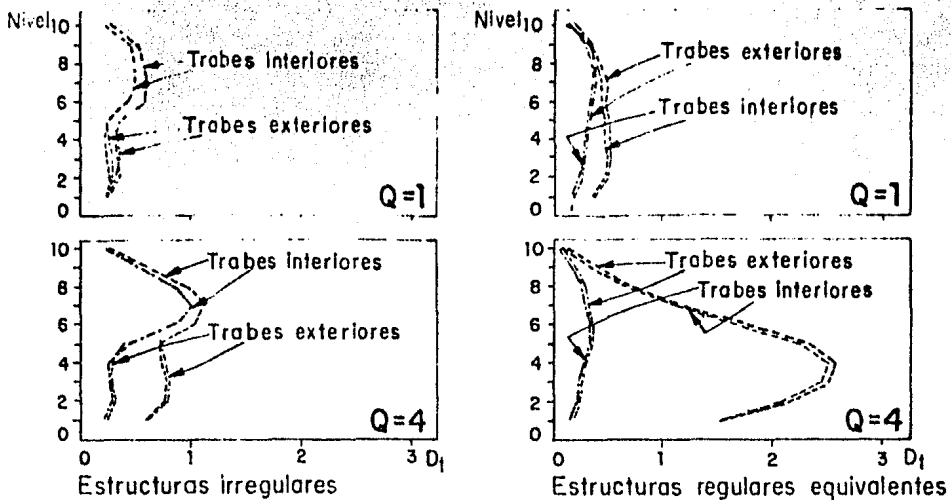


Fig 23 Demandas de ductilidad en trabes para el modelo K_c-3 desplantado en terreno firme

----- CU NOOE (14 de marzo 1979)
 _____ CU N9OE (24 de octubre 1980)

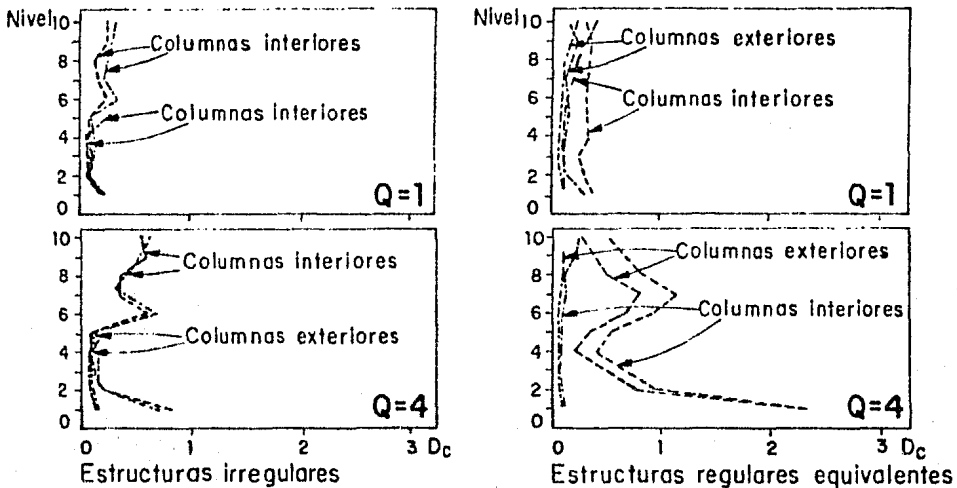


Fig 24 Demandas de ductilidad en columnas para el modelo K_c-3 desplantado en terreno firme

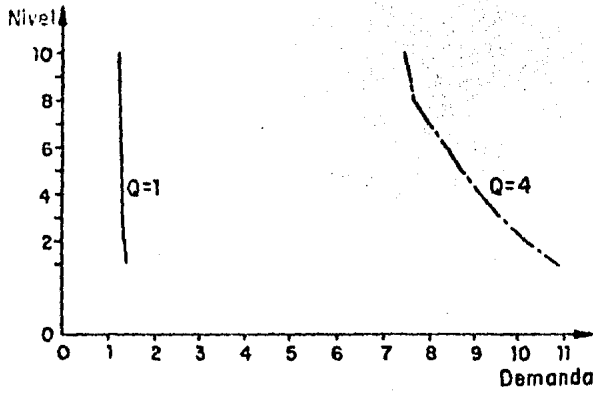
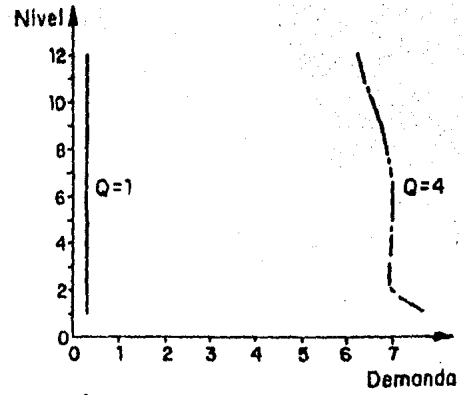
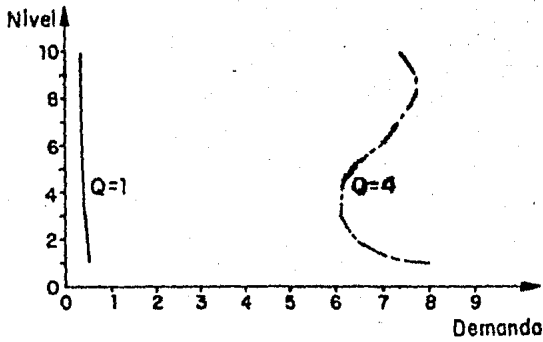
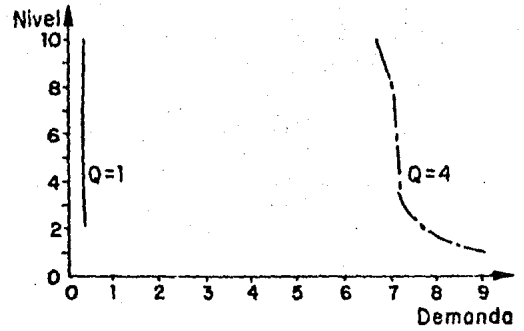
a) Modelo K_C-1 irregularb) Modelo K_C-1 regular
equivalentec) Modelo K_C-3 irregulard) Modelo K_C-3 regular
equivalente

Fig 25 Demandas de ductilidad de entrepiso con el sismo del 14 de marzo de 1979 para las estructuras diseñadas en terreno compresible

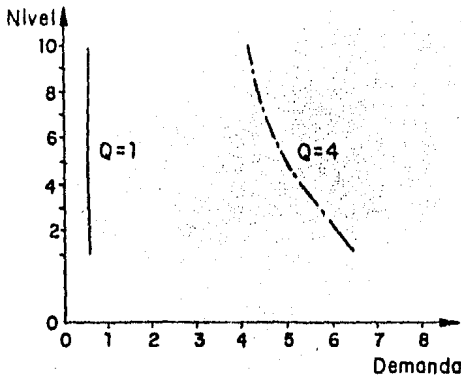
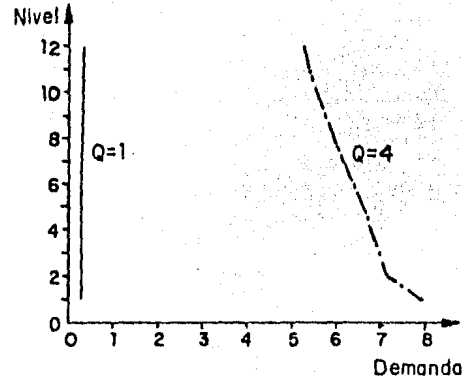
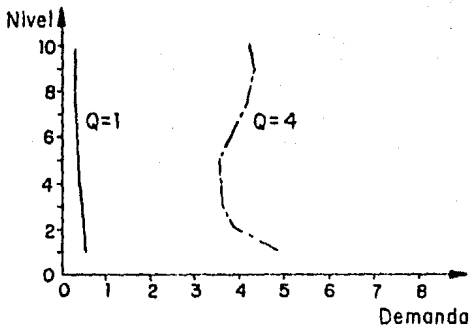
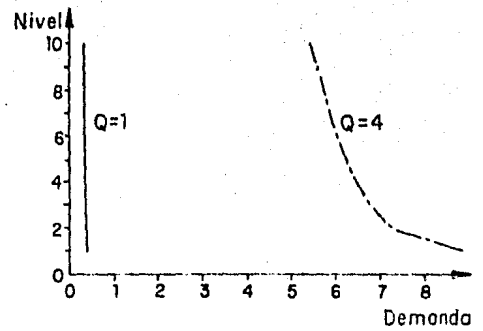
a) Modelo K_c-1 irregularb) Modelo K_c-1 regular equivalentec) Modelo K_c-3 irregulard) Modelo K_c-3 regular equivalente

Fig 26 Demandas de ductilidad de entrepiso con el sismo del 24 de octubre de 1980 para las estructuras diseñadas en terreno compresible

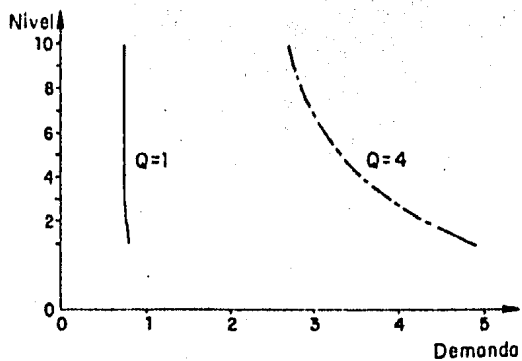
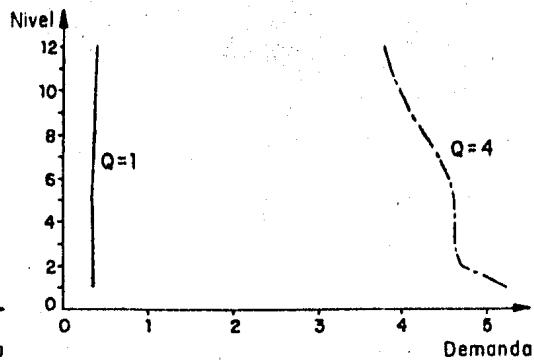
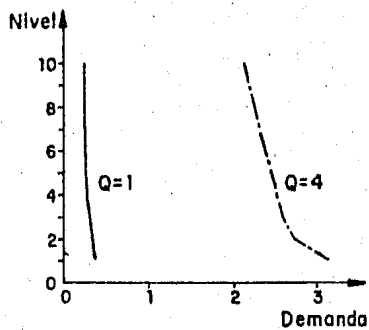
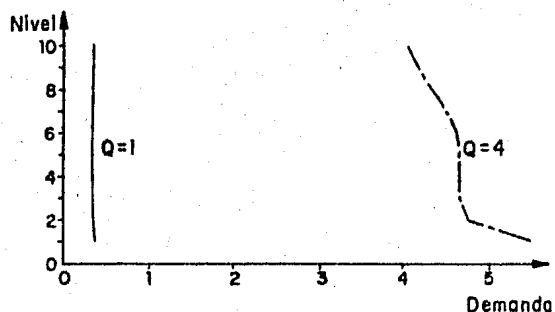
a) Modelo K_C-1 irregularb) Modelo K_C-1 regular equivalentec) Modelo K_C-3 irregulard) Modelo K_C-3 regular equivalente

Fig 27 Demandas de ductilidad de entrepiso con el sismo del 14 de marzo de 1979 para las estructuras diseñadas en terreno firme

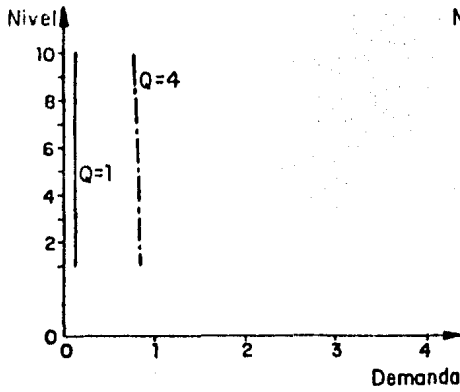
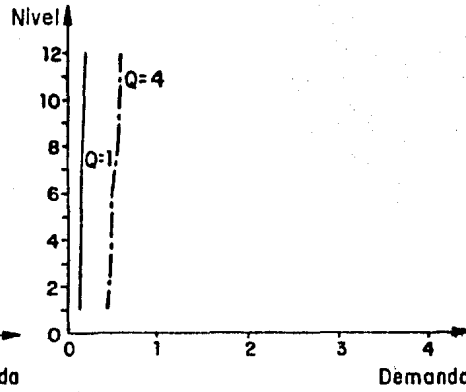
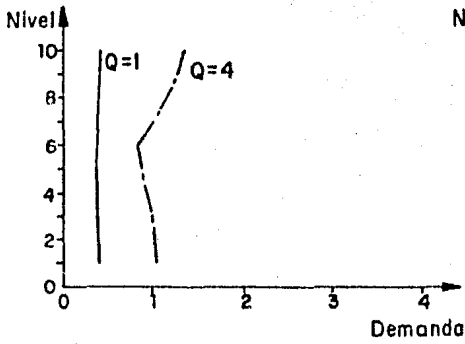
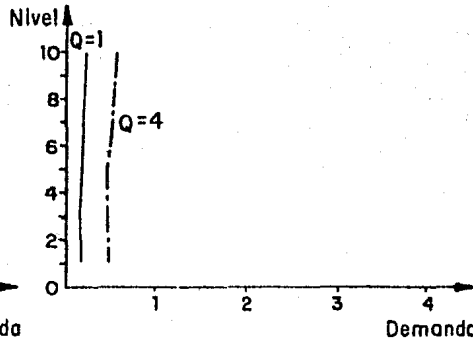
a) Modelo K_C-1 irregularb) Modelo K_C-1 regular equivalentec) Modelo K_C-3 irregulard) Modelo K_C-3 regular equivalente

Fig 28 Demandas de ductilidad de entrepiso con el sismo del 24 de octubre de 1980 para las estructuras diseñadas en terreno firme