



01161  
5  
2e1

# DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

## Facultad de Ingeniería

COMPORTAMIENTO INELASTICO DE EDIFICIOS ESBELTOS

JOSE EDUARDO ROMERO LOPEZ

### TESIS

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

como requisito para obtener  
el grado de:

MAESTRO EN INGENIERIA

(ESTRUCTURAS)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

CIUDAD UNIVERSITARIA

ENERO 1991



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



# **DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

## **Facultad de Ingeniería**

COMPORTAMIENTO INELASTICO DE EDIFICIOS ESBELTOS

JOSE EDUARDO ROMERO LOPEZ

### **TESIS**

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DE LA**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

como requisito para obtener  
el grado de:

**MAESTRO EN INGENIERIA**

**(ESTRUCTURAS)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**

ENERO 1991

## INDICE

1. INTRODUCCION	1
2. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	3
3. ANALISIS INELASTICO	7
4. RESULTADOS	14
5. CONCLUSIONES	18
6. REFERENCIAS	20
TABLAS Y FIGURAS	23

## 1. INTRODUCCION.

En este trabajo se estudia el comportamiento inelásticos de edificios esbeltos bajo sismo, en particular lo referente a los momentos de volteo que se generan. El objetivo principal es evaluar los momentos de volteo que resultan de aplicar los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; para este fin, se propusieron tres edificios de 17 niveles formados por marcos de concreto reforzado con relaciones de esbeltez de 2.2, 3.3 y 4.2 y periodos fundamentales cercanos a 2 segundos; se realizaron análisis inelásticos paso a paso de cada uno de ellos, utilizando el acelerograma registrado en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) en septiembre de 1985. Los máximos momentos de volteo obtenidos de los análisis inelásticos se compararon con los que resultaron de aplicar el Reglamento y sus Normas. En el estudio no se incluyó la interacción suelo-estructura.

Como labores complementarias, se definió el mecanismo de falla

que tiende a formarse en cada estructura para verificar si coincide con el previsto al diseñar y se determinaron los giros teóricos que se presentaron en las articulaciones de los extremos de las vigas, así como los máximos desplazamientos horizontales de la azotea, a fin de compararlos con los que se consideraron admisibles.

El estudio fue motivado por las consideraciones que se exponen en este párrafo. En el diseño por sismo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal supone que las estructuras tienen comportamiento elastoplástico y por medio del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , se acota la máxima fuerza lateral que puede presentarse; sin embargo, generalmente el comportamiento de una estructura de varios niveles no es elastoplástico debido a que las articulaciones inelásticas necesarias para formar el mecanismo de falla lateral no aparecen todas simultáneamente, por lo que la fuerza lateral y el momento de volteo que actúan son mayores que los supuestos al diseñar. Estas circunstancias deben tomarse en cuenta, en especial al diseñar la cimentación y las columnas de los pisos inferiores de edificios esbeltos.

En el capítulo 2 se presentan la geometría, la localización, el uso y otras características de los edificios estudiados, y los criterios empleados para diseñarlos. La forma de modelar las estructuras, las hipótesis involucradas, el análisis inelástico y el programa de computadora utilizado se tratan en el capítulo 3. Los resultados se presentan en el capítulo 4 y las conclusiones principales del trabajo forman el capítulo 5.

## 2. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.

Se propusieron tres edificios de 17 niveles con relaciones altura-base de 2.2, 3.3 y 4.2 respectivamente. Se supuso que los edificios son para oficinas, están situados en la zona III y que los marcos que los forman son dúctiles ( $Q=4$ ). El diseño se realizó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (ref 1) y sus Normas Técnicas Complementarias (ref 2 y 3).

La geometría de las estructuras y las dimensiones de sus miembros se ilustran en las figs 1, 2 y 3. Las estructuras son de planta cuadrada simétrica; en las tres, los tableros que forman las vigas principales tienen vigas secundarias en las dos direcciones.

Se supuso concreto clase 1 con resistencia especificada,  $f_c$ , igual a  $250 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de elasticidad,  $E_c$ , igual a  $14000 f_c$ ; se usó acero de refuerzo con esfuerzo especificado de fluencia,  $f_y$ , de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Las cargas muertas se estimaron a partir de escuadrias que se determinaron iterativamente, de manera que la deformación de entrepiso por fuerza cortante no fuera mayor que 0.012 veces la altura del entrepiso. Las cargas vivas que se utilizaron en la combinación de cargas muerta y viva máxima fueron de 100 y 250  $\text{kg/m}^2$  para azotea y niveles intermedios respectivamente; las cargas vivas instantáneas usadas en la combinación con sismo fueron de 70  $\text{kg/m}^2$  para azotea y de 100  $\text{kg/m}^2$  para niveles intermedios.

Los análisis se realizaron con el programa TABS 77 (ref 5) tomando en cuenta las dimensiones de los nudos.

Para cada estructura se efectuaron tres análisis, uno bajo cargas muerta y viva máxima, otro bajo cargas muerta y viva instantánea y otro únicamente bajo fuerzas de sismo; para valuar el efecto del sismo se empleó el método dinámico modal espectral considerando sólo los tres primeros modos de vibración.

Los momentos de inercia de las vigas se valuaron con las secciones rectangulares, pues se supuso que el aumento de rigidez debido a la losa se ve contrarrestado por el agrietamiento. Para las columnas se uso la sección completa; en ellas el agrietamiento está restringido por la carga axial.

El aceptar el límite de desplazamiento de entrepiso igual a 0.012H (en lugar de 0.006H) fue con la idea de disminuir la rigidez de la estructura y, así, aumentar los periodos fundamentales acercándolos a 2 segundos a fin de conseguir altas respuestas en los análisis inelásticos y con ello casos que se puedan considerar desfavorables (los periodos finales fueron de 1.64, 1.49 y 1.41 segundos para las relaciones altura-base de 2.2, 3.3 y 4.2 respectivamente).

De cada edificio se diseñó un marco interior siguiendo lo establecido en el capítulo de marcos dúctiles de las Normas

Técnicas para Estructuras de Concreto. Las secciones de vigas y columnas se dimensionaron para la más desfavorable entre la combinación de cargas muerta y viva máxima con factor de carga de 1.4 por un lado, y cargas muerta, viva instantánea y sismo con factor de carga de 1.1 por otro. Para las columnas se aplicó el procedimiento principal que establece el citado capítulo de las Normas.

En marcos dúctiles pueden disminuirse hasta 4 veces las fuerzas sísmicas que se obtienen del espectro de diseño si se asegura la formación de un número importante de articulaciones plásticas; para que esto ocurra deben evitarse fallas de los entrepisos, propiciando que las articulaciones se formen en las vigas y no en las columnas.

El refuerzo longitudinal de las vigas se suministró con barras de los números 8 y 6, y el de columnas, con barras del 8 y del 10. Para el refuerzo transversal se usaron barras del número 3 en vigas y del número 5 en columnas.

Debido a la similitud de valores entre los momentos flexionantes en los extremos de las vigas, se adoptó el mismo tipo de armado en ambos extremos de estos elementos y se cambió solo en su zona central; además, cuando las diferencias de un nivel a otro no se consideraron significativas (menores al 10 ó 15 por ciento), el refuerzo se mantuvo por varios niveles.

Las columnas se diseñaron por flexocompresión biaxial. Fue frecuente que rigiera la cuantía mínima de refuerzo longitudinal; por ello la disposición y cantidad de refuerzo cambia, generalmente, solo cuando cambian las dimensiones de la sección transversal. Sin embargo, hubo casos en que se aumentó este refuerzo para cumplir con la resistencia mínima a flexión que, según las Normas, deben tener las columnas a fin de obligar a que las articulaciones se formen en las vigas y no en ellas.

En la fig 4 se muestran los refuerzos longitudinales que resultaron para los extremos de las vigas de los marcos interiores de los edificios 1, 2 y 3 respectivamente. En las tablas 1, 2 y 3, aparece el refuerzo de las columnas.

### 3. ANALISIS INELASTICO.

Los tres marcos se analizaron paso a paso bajo el acelerograma SCT-1985 usando el intervalo comprendido entre 30 y 80 segundos (fig 5), con el programa DRAIN (ref 6) el cual permite tener en cuenta la formación de articulaciones plásticas durante el movimiento de la estructura causado por el sismo. En los análisis, los marcos incluyen las respectivas cargas muertas y vivas.

A fin de que los marcos analizados representaran la respuesta de los edificios, se buscó que los periodos fundamentales entre un cierto marco y su correspondiente edificio fueran iguales; para esto, la masa asociada a cada marco se escogió de manera que, para una rigidez dada, se conservara el periodo del edificio. Debido a que se aceptó que, en una cierta dirección, los marcos de una estructura tenían la misma rigidez, bastó dividir la masa total del edificio entre el número de marcos correspondiente.

En cada marco se determinó el momento de volteo máximo que ocurre

durante el sismo. La magnitud de los momentos de volteo depende, en cierta medida, de la magnitud de los momentos de fluencia de las secciones donde se forman articulaciones plásticas. Para llegar a los valores más probables de los momentos de volteo, los momentos de fluencia de las secciones se calcularon con valores medios de la resistencia del concreto a compresión y del esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo.

#### Características generales del programa DRAIN.

El programa DRAIN de análisis inelástico paso a paso opera por medio del método directo de las rigideces, considerando los desplazamientos y giros de los nudos como incógnitas. El análisis se realiza en dos dimensiones y a cada nudo es posible asignarle tres grados de libertad independientes. La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, por lo que la matriz de masas resulta diagonal.

La excitación se define como una historia de aceleraciones del terreno. Se acepta que la estructura descansa sobre una base infinitamente rígida y que sus apoyos se mueven en fase. El amortiguamiento se toma en cuenta con una matriz de amortiguamiento formada por la suma de una parte que es proporcional a la matriz de masas y otra que lo es a la de rigideces.

El programa cuenta con varios modelos para simular los miembros de la estructura como el elemento viga, el viga-columna, el tipo armadura, etc; en ellos, la fluencia se concentra en articulaciones plásticas que pueden originarse solo en los extremos de los elementos, de manera que debe ubicarse un extremo de un elemento, en toda zona en que se espere la formación de una articulación plástica. Se supone que el comportamiento de las articulaciones es bilineal, es decir que corresponde a la acción en paralelo de un componente elástico y uno elastoplástico.

El efecto P- $\Delta$  se incluye modificando la rigidez elástica de las columnas en función de las fuerzas axiales que, debidas solo a las cargas gravitacionales, actúan sobre estos elementos.

Sobre la estructura pueden aplicarse cargas estáticas previamente al análisis dinámico.

La respuesta dinámica se determina por integración numérica paso a paso con el método de aceleración constante. En este método se supone que las aceleraciones y las propiedades del sistema (masa, rigidez y amortiguamiento) permanecen constantes durante un cierto intervalo de tiempo.

#### Modelado y análisis de las estructuras.

El incremento de tiempo se tomó igual a 0.2 segundos, que es aproximadamente un noveno del promedio de los periodos fundamentales de las tres estructuras en estudio.

Las estructuras se supusieron empotradas en su base. Las columnas de los edificios se idealizaron utilizando el modelo "viga-columna" del programa, con el cual se asigna a cada elemento rigidez axial y rigidez a flexión. El nivel de fluencia puede ser distinto para cada extremo y variar en un mismo extremo para flexión positiva y negativa. El efecto de la carga axial en las columnas se toma en cuenta en forma aproximada definiendo puntos característicos del diagrama de interacción (parejas P y M) que se unen con líneas rectas.

Para las vigas se usó el modelo "viga" el cual tiene las mismas características que el modelo "viga-columna", excepto porque no incluye la carga axial. En estos elementos se aceptó la presencia de articulaciones plásticas sólo en los extremos, debido a que los requisitos de corte de barras longitudinales para no disminuir la resistencia a fuerza cortante y otras

consideraciones para evitar cortes poco prácticos dieron por resultado refuerzos para momento positivo, al centro del claro, mayores que los requeridos, lo cual permitió omitir la posibilidad de fluencia en dichas secciones.

Al modelo histerético bilineal se asignó una pendiente positiva, posterior al punto de fluencia, igual al uno por ciento de la rigidez inicial. Este valor corresponde aproximadamente a los reportados (ref 8) para columnas con porcentajes de refuerzo y niveles de carga similares a los que aquí se tienen. Para las vigas se juzgó aceptable emplear esa misma pendiente.

El uso del modelo bilineal simplifica la entrada de datos al programa y disminuye el tiempo de computadora. El modelo supone que dominan los efectos de flexión en el comportamiento de las zonas que se articulan y que los requisitos de confinamiento son tales que permiten la presencia de ciclos histeréticos estables y con mínima degradación de rigidez.

A fin de evitar fallas por fuerza cortante antes que aparezcan articulaciones plásticas en las vigas, la fuerza cortante de diseño se obtuvo del equilibrio del miembro entre caras de apoyos, bajo las cargas verticales factorizadas y suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades de los elementos en esas secciones, sin factores de reducción, con el esfuerzo en el acero de tensión igual a  $1.25f_y$ . El esfuerzo que resulta de la fuerza así calculada se limitó a  $2F_R f_c$  ( $1.43 f_c$ ) en  $\text{kg/cm}^2$ , de acuerdo con las Normas.

En estudios experimentales (ref 14) en los que se comparan ciclos histeréticos de secciones críticas con flexión importante y fuerza cortante pequeña por un lado, y flexión con cortante elevada por otro, se encontró que el límite en el esfuerzo cortante a partir del cual aumenta significativamente la degradación de rigidez causada por la fuerza cortante en ciclos repetidos, es del orden de  $0.93 f_c$  ( $\text{kg/cm}^2$ ). El límite que

especifican las Normas para el esfuerzo cortante que puede admitir una sección ( $2F_R f_c$ ) rigió el dimensionamiento de las vigas de sólo dos o tres niveles de cada edificio. Puesto que dichas dimensiones se mantuvieron para todas las vigas del marco, es de esperarse que, en general, los esfuerzos cortantes no degraden en forma importante a los ciclos histeréticos.

Según se dijo al principio de esta sección, al calcular las resistencias de los elementos se usaron los valores medios de las resistencias de los materiales para buscar los momentos de volteo más probables. Las cargas muertas se calcularon a partir de los pesos volumétricos y las escuadrias; como cargas vivas se tomaron las cargas instantáneas que establece el Reglamento D.D.F. para oficinas. Las acciones anteriores se introdujeron en el programa sin factor de carga.

Los valores de las cargas vivas que suministra el Reglamento, incluyendo las instantáneas, tienen una cierta probabilidad pequeña de ser excedidas. En rigor, si se buscan los valores más probables de los momentos de volteo debería usarse el valor medio de las cargas muerta y viva instantánea en lugar del valor que da el Reglamento; sin embargo, se juzgó que la forma en que se procedió no afecta significativamente los resultados, ya que la carga muerta tiene dispersión pequeña y su magnitud domina ampliamente sobre la carga viva instantánea.

Las resistencias a flexión de las vigas se valoraron tomando en cuenta la influencia del refuerzo de la losa, aunque esto sólo fue significativo en los últimos niveles, debido a que en ellos la cuantía de refuerzo necesaria por resistencia tiende a ser pequeña.

Las resistencias en flexión de vigas y en flexocompresión de columnas (diagramas de interacción P-M) se calcularon a partir de las hipótesis de diseño que establece la ref 2, con las siguientes salvedades: la deformación unitaria del concreto en

compresión cuando se alcanza la resistencia del elemento se cambió a 0.0035, y el esfuerzo uniforme a compresión en el concreto se supuso igual a  $0.85f_c$ . En estos cálculos no se incluyeron factores de resistencia.

La cantidad  $f_c$ , se tomó igual a  $257 \text{ kg/cm}^2$ . Para llegar a este valor se supuso que las resistencias tienen distribución normal, se calculó el valor medio y se afectó éste por un factor reductivo que toma en cuenta el efecto de la colocación del concreto (ref 14). La distribución normal está caracterizada por el valor  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  que tiene una probabilidad de 10 por ciento de no ser alcanzado, y una desviación estándar que se supuso de  $35 \text{ kg/cm}^2$ .

Los esfuerzos de fluencia del acero de refuerzo longitudinal en los miembros (tabla 4) se obtuvieron de los valores medios de análisis estadísticos y resultados de ensayos de grupos de barras (ref 10). Los esfuerzos de fluencia tienden a ser mayores en los diámetros pequeños debido al endurecimiento causado por la laminación.

Para cada marco decidió utilizarse, por sencillez, un solo valor del esfuerzo de fluencia en vigas y otro en columnas; estos valores se calcularon, para las vigas o para las columnas, como el promedio pesado de las fluencias respecto a las áreas de las barras de distinto diámetro que forman el refuerzo de las secciones extremas de los miembros.

Los momentos de inercia de las vigas se valoraron a partir de las secciones transformadas agrietadas. Para un determinado extremo se calcularon dos valores del momento de inercia, uno correspondiente a la acción del momento flexionante positivo (tensión en las fibras inferiores de la sección) y otro asociado al negativo. A la sección se asignó el promedio de los valores anteriores.

Los momentos de inercia de las columnas se calcularon con base en la sección completa, sin incluir la contribución del refuerzo. No se incluyó el agrietamiento debido a que, en general, la carga axial lo restringe.

En el programa DRAIN el amortiguamiento de cada estructura se define con una matriz generalizada de la forma:

$$C = \alpha M + \beta K$$

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son factores de proporcionalidad y  $M$  y  $K$  las matrices de masa y rigidez generalizada del sistema respectivamente.

De acuerdo con la ref 6, los valores  $\alpha$  y  $\beta$  que se introdujeron en el programa se calcularon con las igualdades siguientes:

$$\alpha = \frac{4\pi\lambda}{T_1 + T_2}$$

$$\beta = \frac{T_1 T_2 \lambda}{\pi(T_1 + T_2)}$$

en las que  $\lambda$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico que se mantiene en los periodos  $T_1$  y  $T_2$ , correspondientes al primer y segundo modo de vibración, que se valoraron con las propiedades de rigidez descritas en este subcapítulo (momentos de inercia de las secciones transformadas agrietadas de las vigas, etc.). Los periodos fundamentales de las estructuras se presentan en la tabla 5.

#### 4. RESULTADOS.

##### Momentos de volteo.

Los momentos de volteo en cada marco se obtuvieron a partir de las fuerzas axiales y momentos flexionantes que suministró el análisis inelástico en las bases de las columnas de planta baja. Se calculó el momento de volteo en cada intervalo de integración (0.2 segundos) a lo largo del movimiento y con estos valores se trazaron gráficas que describen la variación del momento de volteo con el tiempo (figs 6, 7 y 8). En cada gráfica es notoria la existencia de un límite que acota los valores de la respuesta.

Con objeto de comparar se calcularon las historias de los momentos de volteo suponiendo que las estructuras permanecen con comportamiento elástico a lo largo de la excitación. En las figs 9, 10 y 11 se presentan sobrepuestas las respuestas elásticas e inelásticas de cada marco.

En la tabla 5 se presentan los valores máximos de los momentos de volteo correspondientes a los comportamientos elástico e inelástico, así como los que resultaron de los análisis dinámicos que se realizaron para cada estructura, siguiendo los criterios del Reglamento DDF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Se observa que para los tres marcos la máxima respuesta elástica fue significativamente mayor que la correspondiente inelástica, aunque esta diferencia cambió según el periodo fundamental de cada estructura. En la última columna de la tabla 5 se presentan los cocientes que resultaron de dividir, para cada marco, el máximo momento de volteo correspondiente a la respuesta inelástica entre el que se obtiene a partir del Reglamento; en promedio, éste cociente resultó de 1.72.

#### Mecanismos de falla.

El criterio de diseño del Reglamento se basa en obligar a que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas; con este fin, en las Normas para Estructuras de Concreto se establece que en un nudo la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a él sea igual o mayor que 1.5 veces la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que allí llegan.

Los análisis inelásticos de las estructuras permitieron identificar los sitios en que se formaron articulaciones plásticas; en la fig 12 puede verse que dichas articulaciones se presentaron principalmente en las vigas (aproximadamente el 90 por ciento del total de cada marco) y, aunque el resto de éstas se formó en las columnas, resulta difícil la aparición de un mecanismo de falla lateral de entrepiso; es decir, el criterio de las Normas parece adecuado para lograr que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y se eviten los mecanismos de falla lateral de entrepiso.

### Máximas rotaciones inelásticas en vigas.

Algunas de las máximas rotaciones que se presentaron durante el sismo según el análisis inelástico y las correspondientes rotaciones disponibles se muestran en los diagramas de barras de las figs 13 a 20. Las mayores demandas de giro estuvieron asociadas a los momentos negativos y se localizaron en el primer tercio de la altura de los marcos. En los tres marcos se detectó la tendencia a que las máximas rotaciones ocurren en zonas donde se presentan los mayores momentos flexionantes según el análisis elástico.

En cuatro niveles del marco 1 las rotaciones requeridas, asociadas a los momentos negativos, rebasan a las disponibles; la mayor diferencia corresponde a una rotación requerida del 35 por ciento mayor que la disponible. En los marcos 2 y 3 las rotaciones disponibles superan a las requeridas en todas las vigas.

La rotación inelástica disponible de una viga se estimó según la expresión siguiente:

$$\theta_p = (\psi_u - \psi_y) l_p$$

donde:

- $\psi_u$  curvatura correspondiente al momento último
- $\psi_y$  curvatura que se tiene cuando se alcanza por primera vez el esfuerzo de fluencia en el acero de tensión
- $l_p$  longitud de una articulación plástica.

Según la ref 17,  $l_p$  puede valuarse como sigue:

$$l_p = 0.5d + 0.05z$$

donde:

- d peralte efectivo
- z distancia, a lo largo del claro, desde la sección de máximo momento hasta la de momento nulo.

La curvatura última,  $\psi_u$ , de cada sección se calculó por tanteos, estableciendo un estado de deformaciones y verificando el equilibrio de la sección con base en las hipótesis para flexión que se mencionan en la sección "Modelado y análisis de las estructuras" del capítulo 3. Las curvaturas de fluencia se determinaron a partir de criterios de comportamiento elástico.

#### **Desplazamiento lateral.**

En la tabla 6 se presentan los máximos desplazamientos del nivel de azotea de cada marco, obtenidos de los análisis inelásticos y dinámicos con los criterios que ya se han mencionado. Para el marco 1, el desplazamiento calculado con el análisis dinámico modal y el Reglamento DDF fue el 90 por ciento del máximo que se presentó en el análisis inelástico paso a paso. Para los marcos 2 y 3 se observa que los valores de desplazamiento que resultan de los análisis dinámicos superan en 10 por ciento a los máximos que se obtienen de los análisis inelásticos.

## 5. CONCLUSIONES.

1. A juzgar por los resultados obtenidos, los momentos de volteo calculados de acuerdo con el Reglamento DDF-1987 y sus Normas Técnicas Complementarias en edificios esbeltos diseñados con un factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 4 son insuficientes. Esto se debe principalmente a que en el Reglamento se supone que las estructuras tienen comportamiento elastoplástico y que, por tanto, la fuerza lateral no excede a un cierto valor que es proporcional a  $c/Q'$ . En realidad, el comportamiento global no es elastoplástico; es decir, el mecanismo de falla lateral no se forma en un cierto nivel de carga, sino que las articulaciones aparecen en forma progresiva, lo que provoca un incremento en la fuerza lateral con respecto a la que corresponde a la primer fluencia. Las ideas anteriores se encuentran respaldadas por los criterios del "diseño por capacidad" (ref 8); en este enfoque, las fuerzas internas de diseño se obtienen a partir del mecanismo de falla definido por una serie de articulaciones plásticas causadas por la flexión; esto es, en cuanto a fuerza axial y fuerza cortante los miembros estructurales se diseñan para

resistir las acciones obtenidas del mecanismo y no para las que provienen de un análisis convencional.

2. El mecanismo de falla que tiende a formarse en cada marco coincide, en general, con el previsto, ya que la mayor parte de las articulaciones plásticas se formó en las vigas y no en las columnas.

3. En los marcos 2 y 3, los giros que ocurren en las articulaciones plásticas durante el sismo son menores que los teóricos admisibles. En cuatro niveles del marco 1 los giros asociados a los momentos negativos son entre 20 y 35 por ciento mayores que los admisibles, por lo que son de esperarse daños importantes en las vigas de este edificio.

4. A pesar del comportamiento inelástico, la magnitud de las respuestas de las estructuras estudiadas tiende a aumentar a medida que el correspondiente periodo fundamental se aproxima al periodo dominante del sismo (2 segundos). Esta tendencia se observó tanto en la variación de los valores que resultan de dividir los máximos momentos de volteo de las respuestas inelásticas entre los que se obtienen de aplicar los criterios del Reglamento (tabla 5), como en los máximos desplazamientos del nivel de azotea de cada marco (tabla 6), y en las rotaciones inelásticas que se presentan en las vigas que se articulan.

## 6. REFERENCIAS.

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación. México, D.F. (3 de julio, 1987).
2. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F. (26 de noviembre, 1987).
3. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F. (5 de noviembre, 1987).
4. Meli, R. "Gráficas para Diseño Plástico de Columnas de Concreto Reforzado". Apéndice del Informe 176. Instituto de Ingeniería. UNAM (1969).
5. Wilson, E. L. y Dovey, H.H. "Three Dimensional Analysis of Building Systems-TABS". Earthquake Engineering Research

- Center. Universidad de California. EERC 72-8. Berkeley (diciembre, 1972).
6. Kanaan, A. E. y Powell, G. H. "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures". Earthquake Engineering Research Center. Universidad de California. EERC 73-6. Berkeley (abril, 1973).
  7. Clough, R. W. y Penzien, J. "Dynamics of Structures". Mc Graw Hill Book, Inc. (1985).
  8. Park, R. y Paulay T. "Estructuras de Concreto Reforzado". Ed. Limusa. (1983).
  9. Hidalgo, P. y Clough, R. W. "Earthquake Simulator Study of a Reinforced Concrete Frame". Earthquake Engineering Research Center. Universidad de California. EERC 74-13. Berkeley (diciembre, 1976).
  10. Villanueva, J. M. y Meli, R., "Análisis Estadístico de las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., septiembre, 1984.
  11. Ruiz, S. E., Esteva, L., López, P., Esguerra, C. y Ramírez, E. "Confiabilidad de Sistemas Estructurales ante la Acción de Temblores". Informe Interno. Instituto de Ingeniería. (febrero, 1987).
  12. González, O. M. y Robles, F. "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". Ed. Limusa. (1985).
  13. Shunsuke, O. "Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Building Structures". Department of Civil Engineering. Universidad de Toronto. M5S1A4. Toronto, Ont., Canadá (1980).

14. Bloem, D. "Concrete Strength in Structures". Journal of the American Concrete Institute. No. 3 Proceedings V.65. (marzo, 1968).
15. Bertero, V. V., Popov, E. P. "Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames". Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. Publication SP-53 A.C.I. (1977).
16. Norris, Ch. H., Hansen, R. J., Holley, M. J., Namyet, S. y Minami, J. K. "Structural Design for Dynamic Loads". Mc Graw Hill Book Co. (1959).
17. Mattock, A.H. "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams". Journal of the American Society of Civil Engineers. (abril, 1967).

ENTREPISO	SECCION (cmxcm)	EJE	
		EXTERIOR	INTERIOR
17-16	60x60	16#8	20#8
16-15	60x60	12#8	20#8
15-14	60x60	12#8	20#8
14-13	60x60	12#8	20#8
13-12	75x75	12#8	16#8
12-11	75x75	12#8	16#8
11-10	75x75	12#8	16#8
10- 9	75x75	12#8	16#10
9- 8	90x90	12#10	12#10
8- 7	90x90	12#10	12#10
7- 6	90x90	12#10	12#10
6- 5	105x105	16#10	16#10
5- 4	105x105	16#10	16#10
4- 3	105x105	16#10	16#10
3- 2	120x120	20#10	20#10
2- 1	120x120	20#10	20#10
1- 0	120x120	36#10	28#10

Tabla 1. Barras de refuerzo longitudinal en columnas del marco 1.

ENTREPISO	SECCION (cmxcm)	EJE	
		EXTERIOR	INTERIOR
17-16	70x70	4#10+ 8#8	4#10+20#8
16-15	70x70	4#10+ 8#8	4#10+20#8
15-14	70x70	4#10+ 8#8	4#10+16#8
14-13	70x70	4#10+ 8#8	4#10+16#8
13-12	90x90	4#10+12#8	4#10+12#8
12-11	90x90	4#10+12#8	4#10+12#8
11-10	90x90	4#10+12#8	4#10+12#8
10- 9	90x90	4#10+12#8	4#10+12#8
9- 8	100x100	8#10+ 8#8	8#10+ 8#8
8- 7	100x100	8#10+ 8#8	8#10+ 8#8
7- 6	100x100	8#10+ 8#8	8#10+ 8#8
6- 5	105x105	16#10	16#10
5- 4	105x105	16#10	16#10
4- 3	105x105	16#10	16#10
3- 2	120x120	24#10	20#10
2- 1	120x120	24#10	20#10
1- 0	120x120	36#10	28#10

Tabla 2. Barras de refuerzo longitudinal en columnas del marco 2.

ENTREPISO	SECCION (cmxcm)	EJE	
		EXTERIOR	INTERIOR
17-16	60x60	12#8	4#10+16#8
16-15	60x60	8#8	4#10+ 8#8
15-14	60x60	8#8	4#10+ 8#8
14-13	60x60	8#8	4#10+ 8#8
13-12	75x75	8#10	8#10
12-11	75x75	8#10	8#10
11-10	75x75	8#10	8#10
10- 9	75x75	8#10	8#10
9- 8	90x90	12#10	12#10
8- 7	90x90	12#10	12#10
7- 6	90x90	12#10	12#10
6- 5	105x105	16#10	16#10
5- 4	105x105	16#10	16#10
4- 3	105x105	16#10	16#10
3- 2	120x120	20#10	20#10
2- 1	120x120	20#10	20#10
1- 0	120x120	28#10	20#10

Tabla 3. Barras de refuerzo longitudinal en columnas del marco 3.

BARRA No.	ESFUERZO MEDIO DE FLUENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
6	4685
8	4552
10	4440

TABLA 4. Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

MARCO	T (s)	RELACION DE ESBELTEZ (H/B)	MOMENTOS DE VOLTEO (t-m)			
			R.D.F. (1)	INELASTICO (2)	ELASTICO (3)	(2)/(1)
1	1.91	2.2	9655	16970	78340	1.76
2	1.67	3.3	8313	14320	30810	1.72
3	1.62	4.2	5062	8437	16430	1.67

TABLA 5. Momentos de volteo máximos

MARCO	RELACION DE ESBELTEZ (H/B)	DESPLAZAMIENTOS (cm) RESPUESTA	
		R.D.F.	INELASTICA
		1	2.2
2	3.3	46.0	41.6
3	4.2	44.5	41.2

TABLA 6. Desplazamiento lateral máximo de azotea

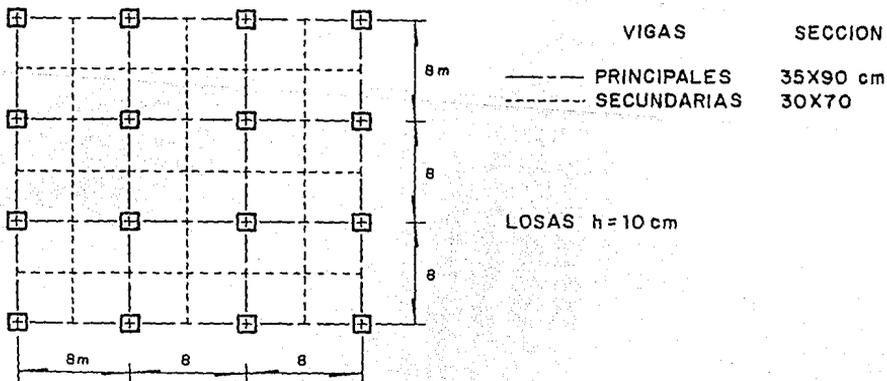
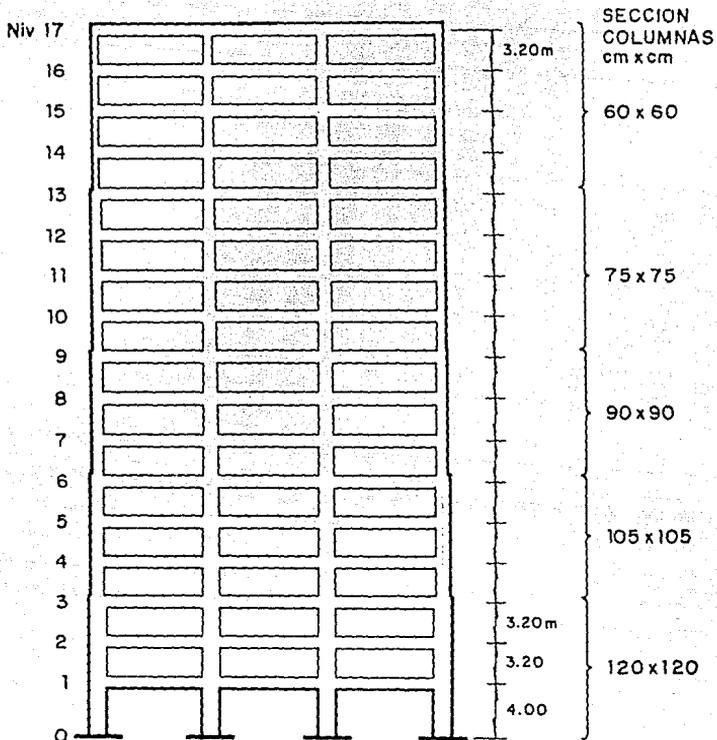
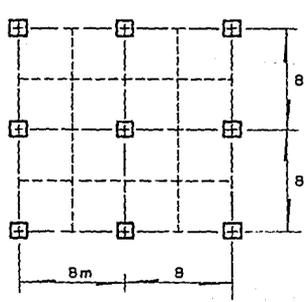
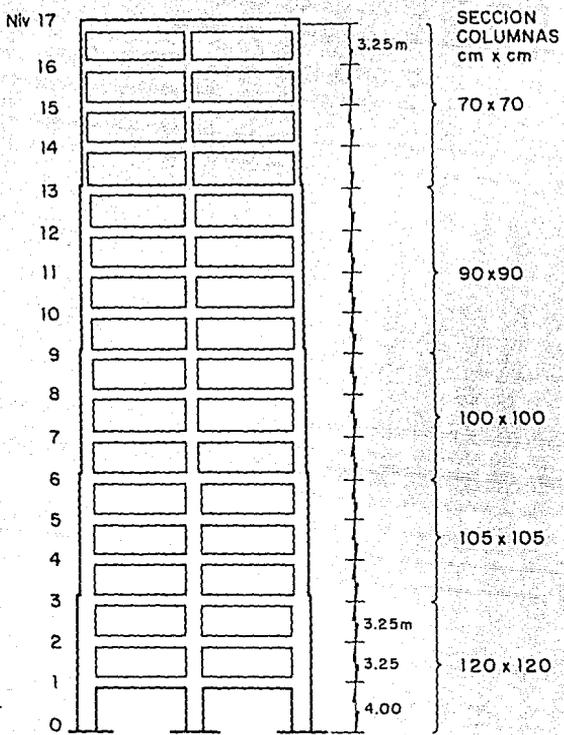


Fig 1. Edificio 1. Relación de esbeltez  $H/B=2.2$



VIGAS

SECCION

PRINCIPALES 40X95 cm

SECUNDARIAS 30X70

LOSAS h = 10 cm

Fig 2. Edificio 2. Relación de esbeltez H/B=3.3

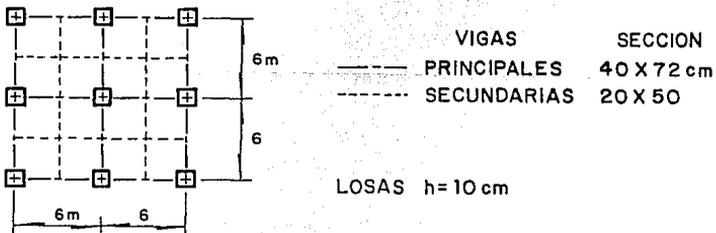
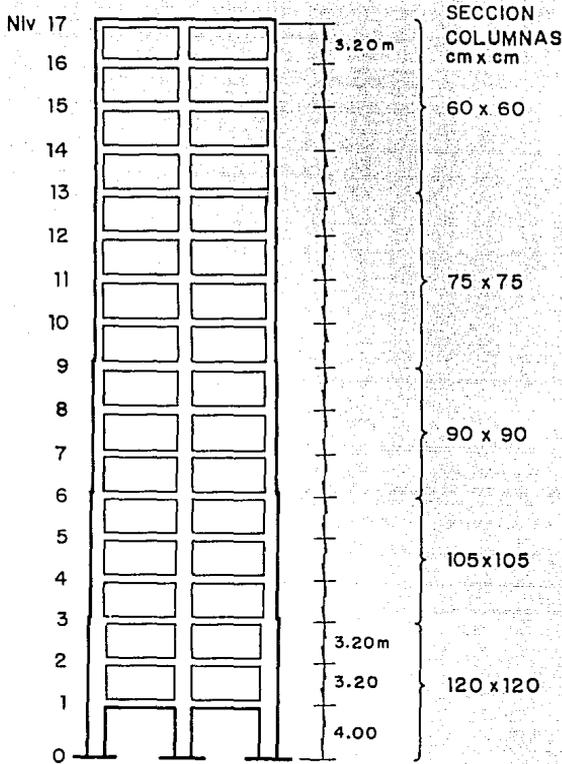


Fig 3. Edificio 3. Relación de esbeltez  $H/B=4.2$

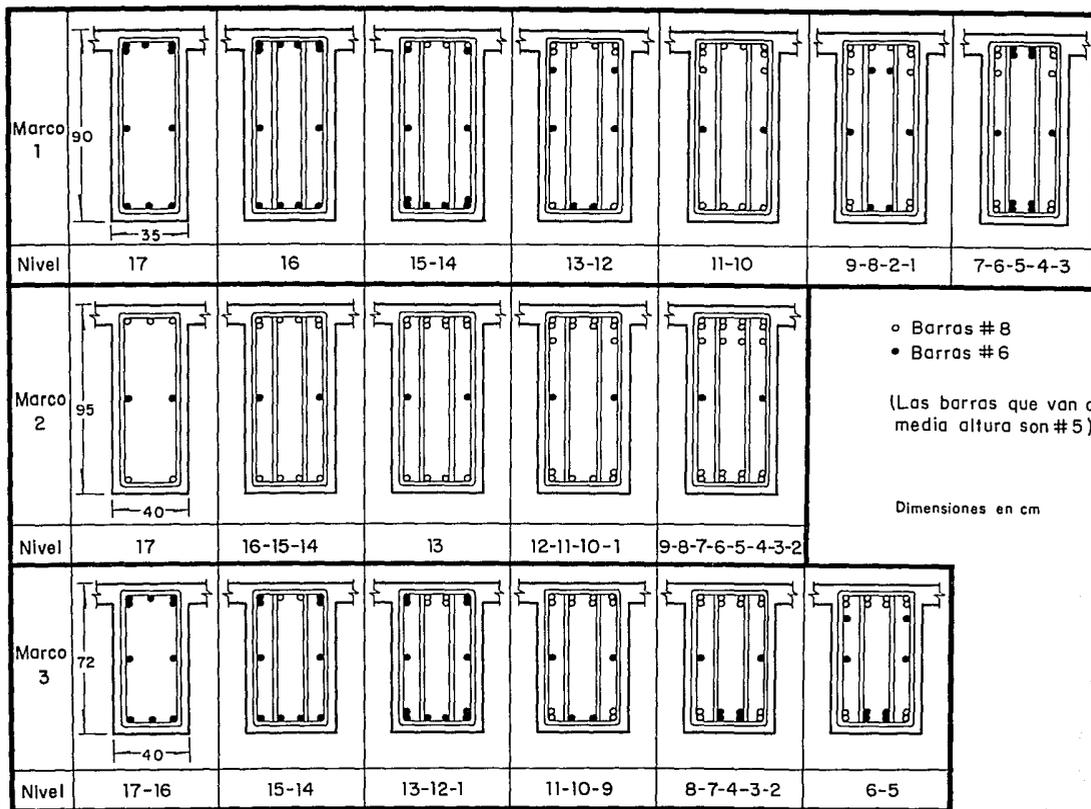


Fig 4. Refuerzo longitudinal en los extremos de las vigas de los marcos 1,2 y 3

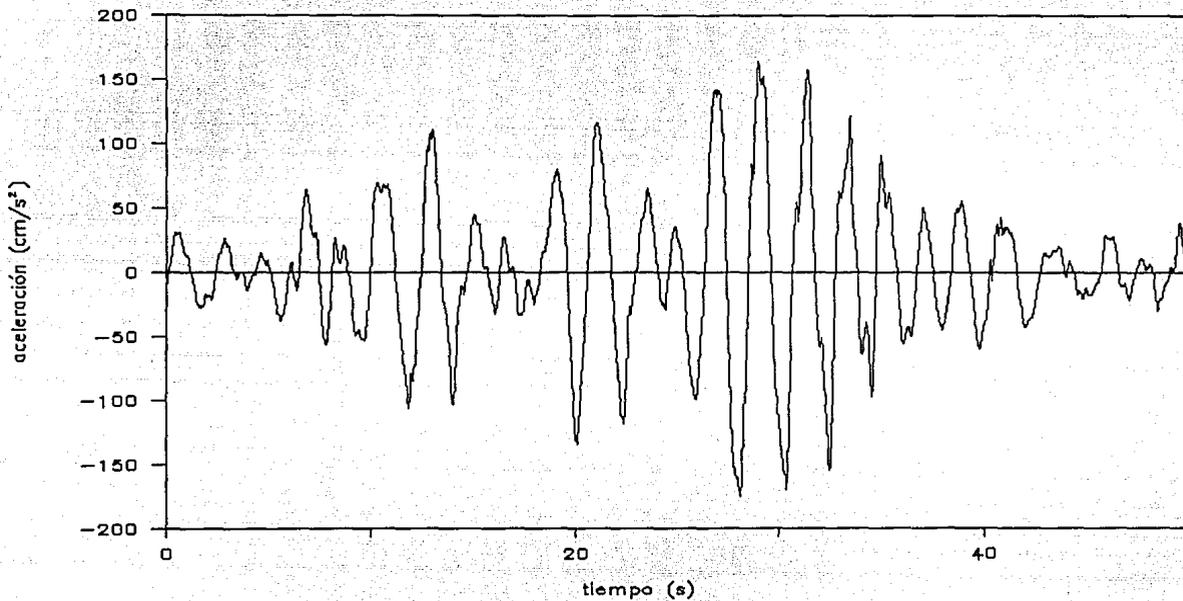


Fig 5. Acelerograma SCT-1985

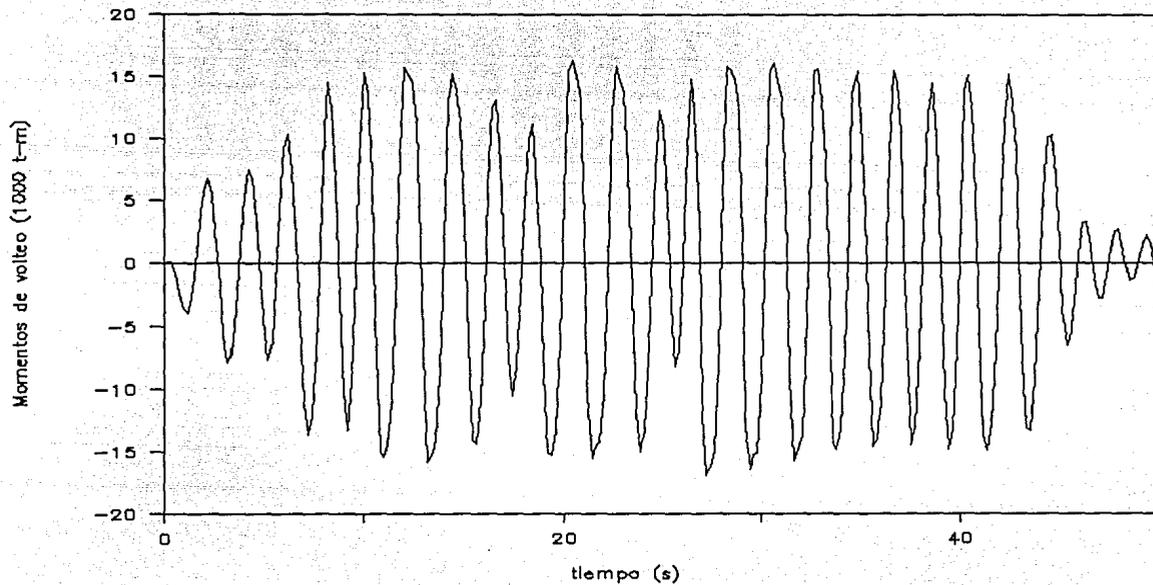


Fig 6. Respuesta inelástica del marco 1

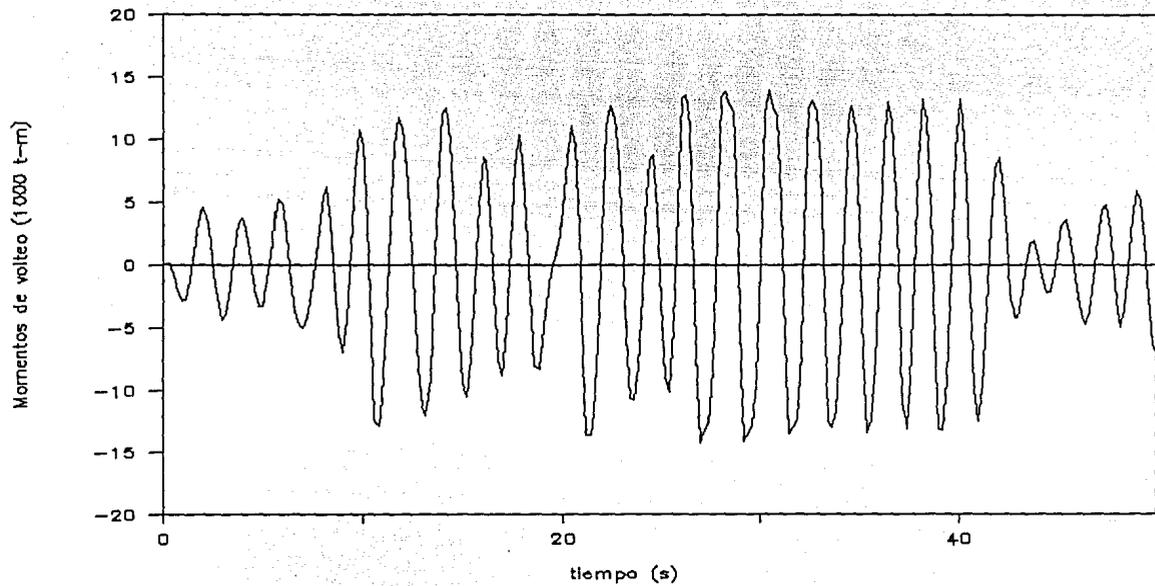


Fig 7. Respuesta inelástica del marco 2

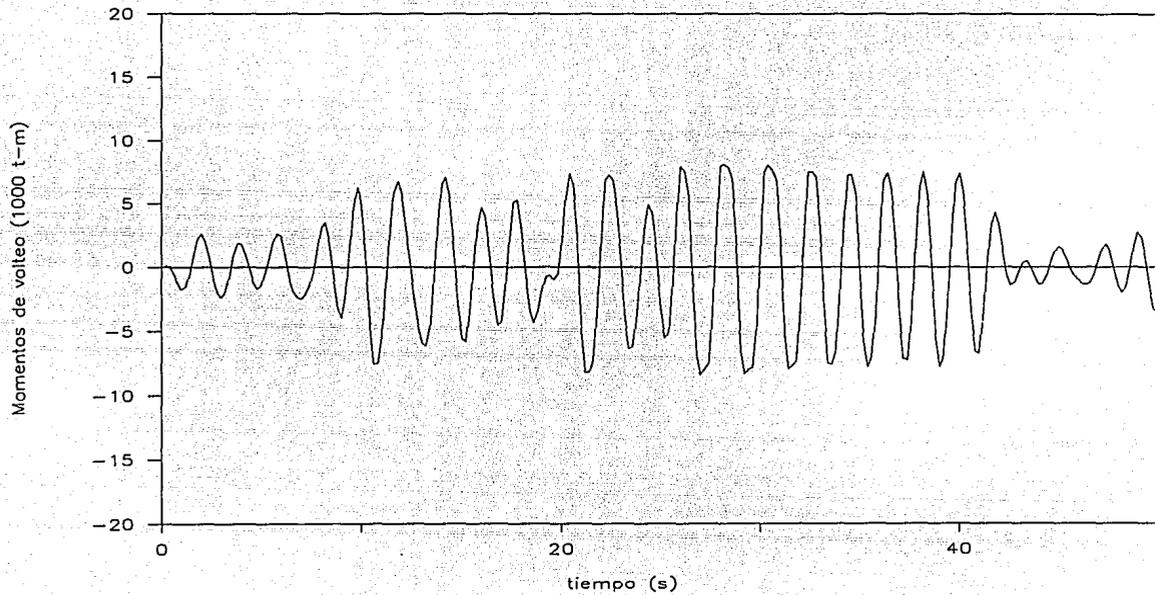


Fig 8. Respuesta inelástica del marco 3

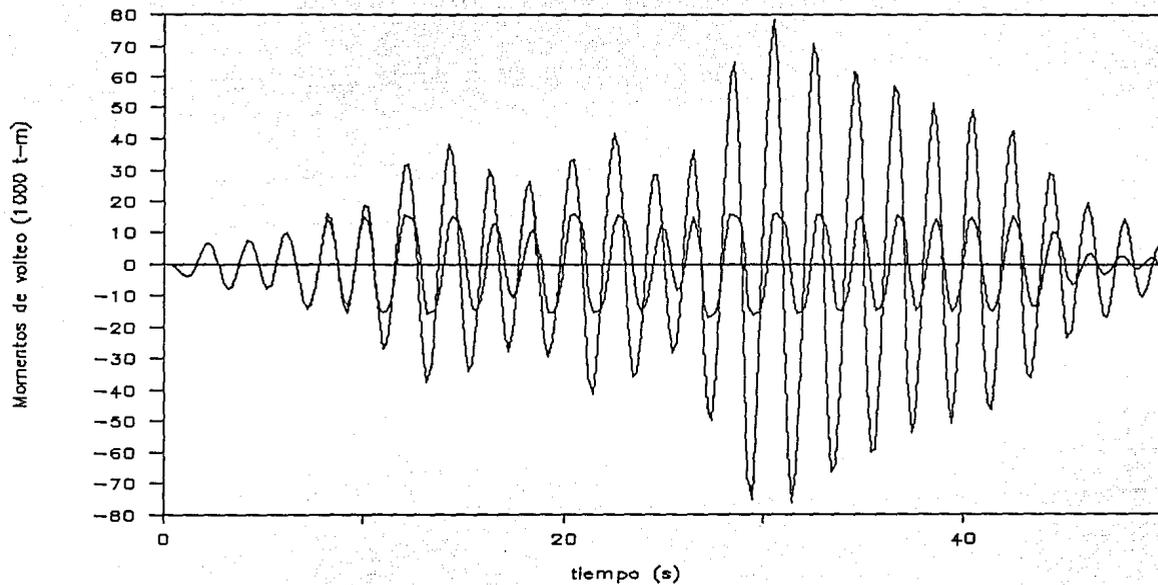


Fig 9. Respuestas elástica e inelástica del marco 1

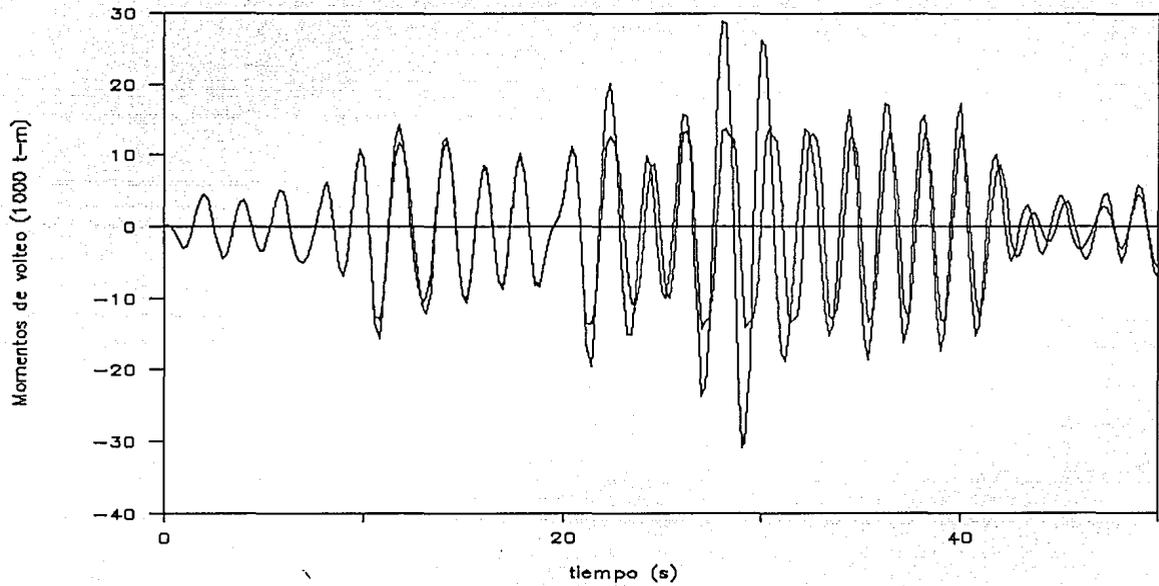


Fig 10. Respuestas elástica e inelástica del marco 2

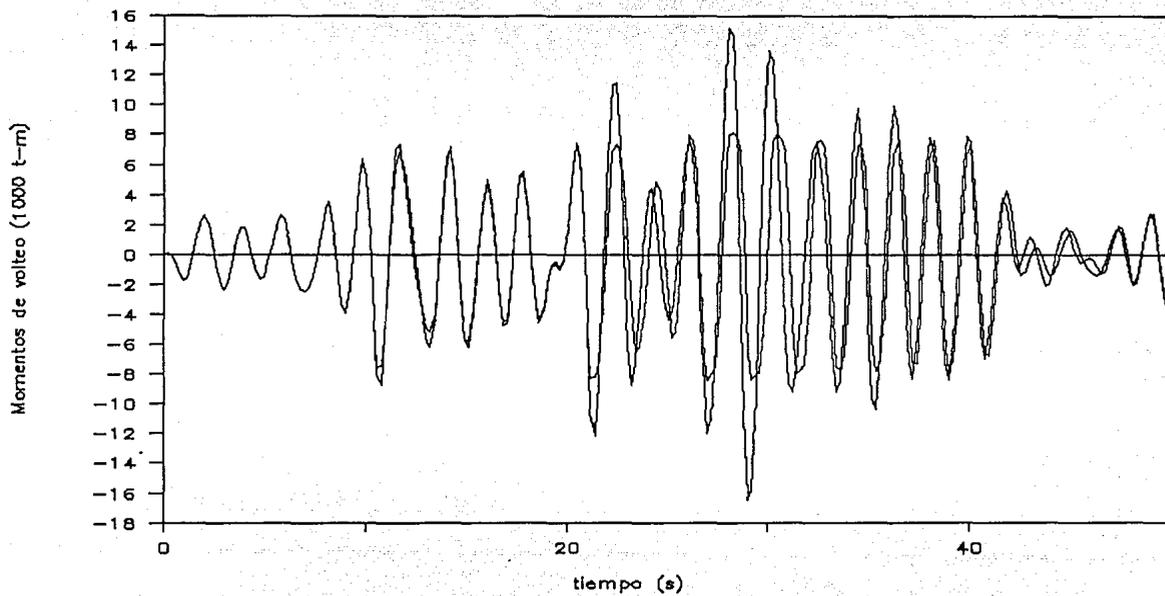


Fig 11. Respuestas elástica e inelástica del marco 3

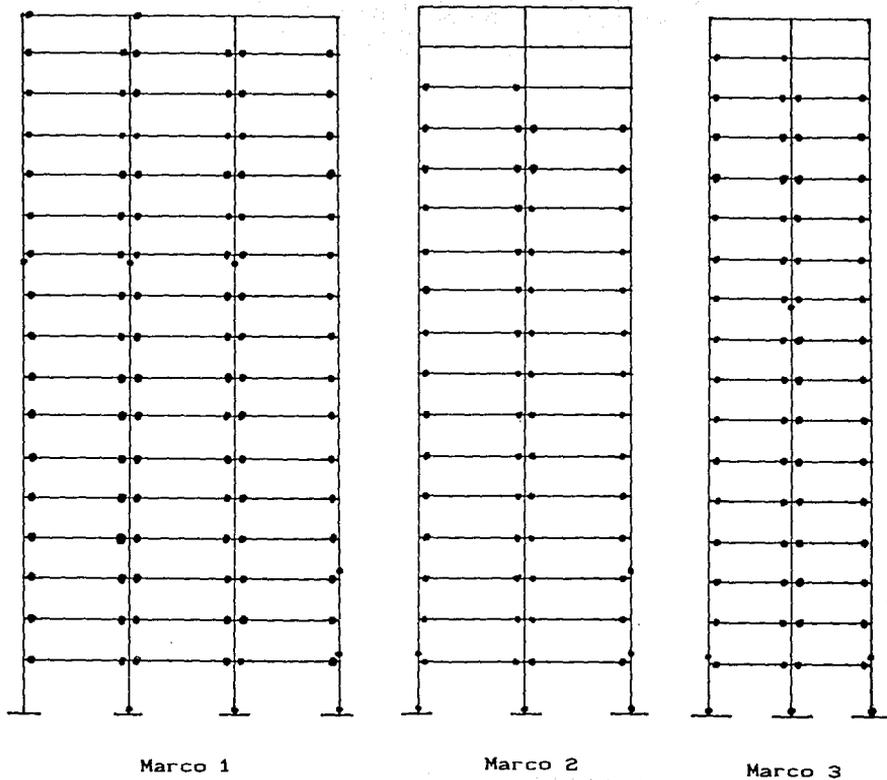


Fig 12. Formación de articulaciones plásticas

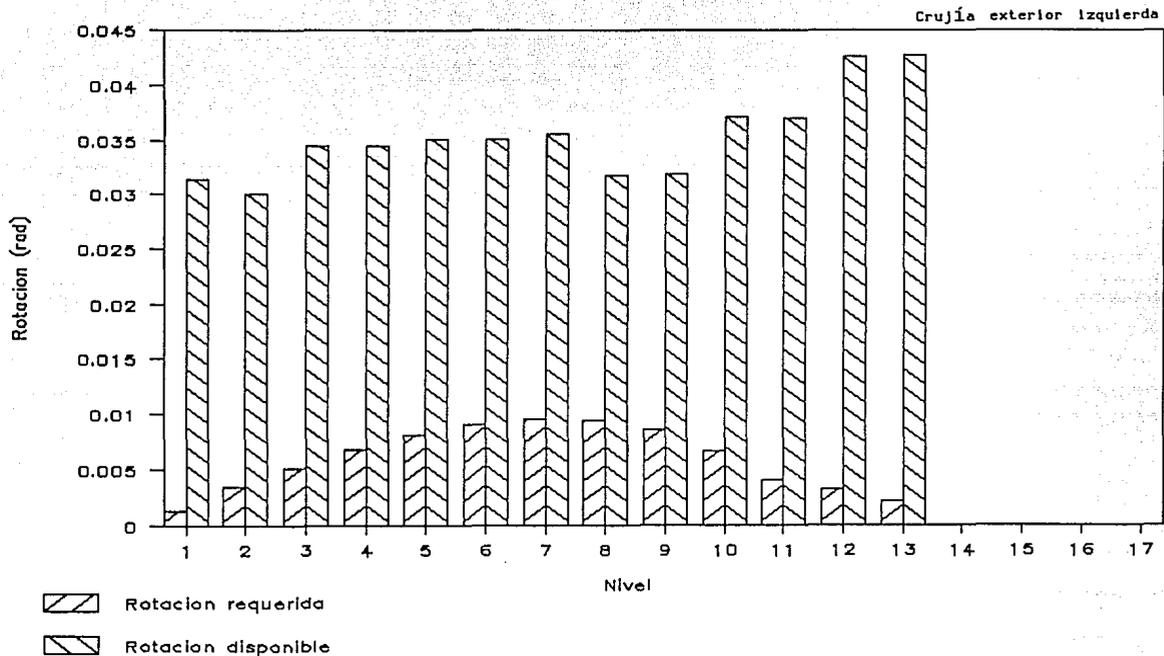


Fig 13. Rotaciones inelásticas positivas en los extremos derechos de las vigas del marco 1

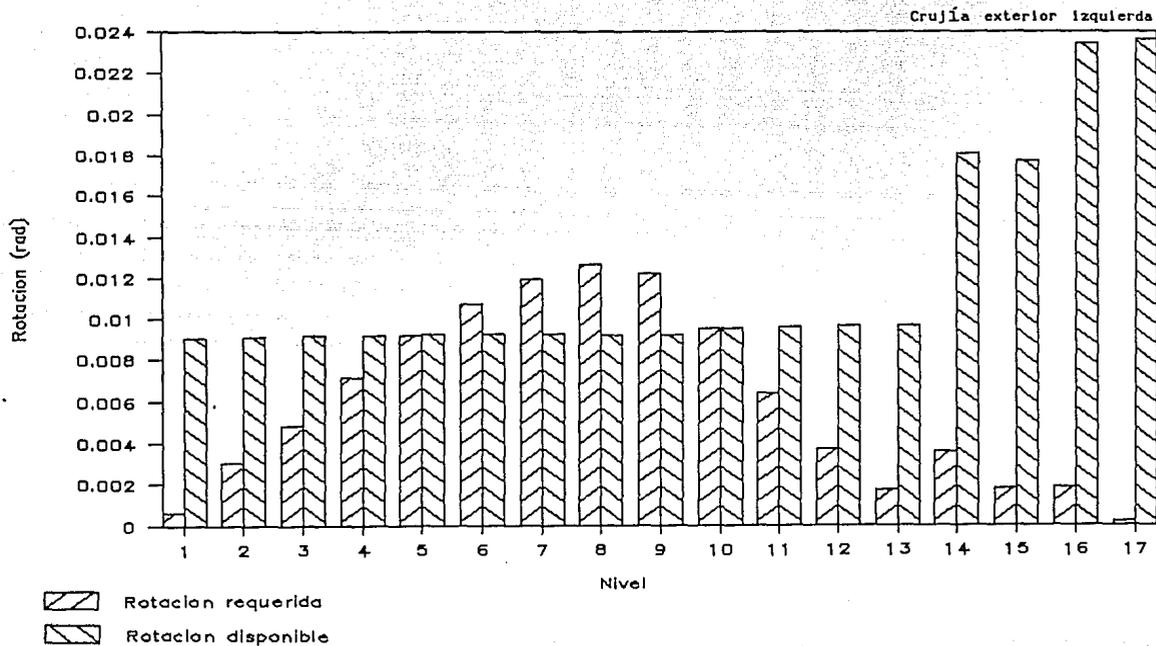


Fig 14. Rotaciones inelásticas negativas en los extremos derechos de las vigas del marco 1

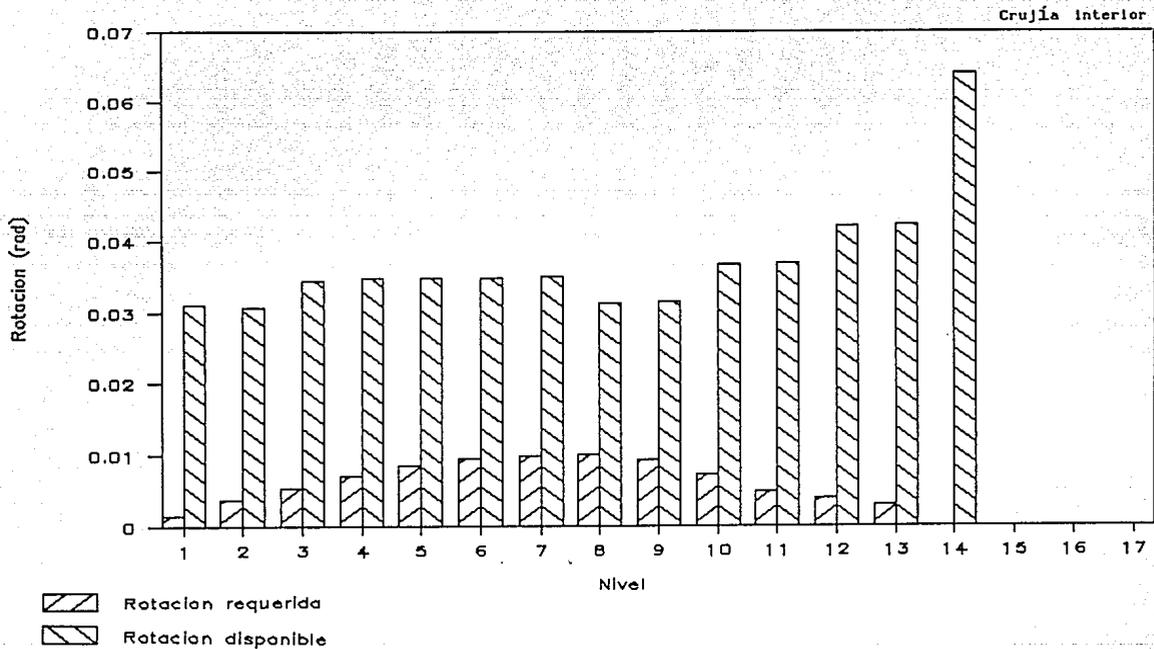


Fig 15. Rotaciones inelásticas positivas en los extremos derechos de las vigas del marco 1

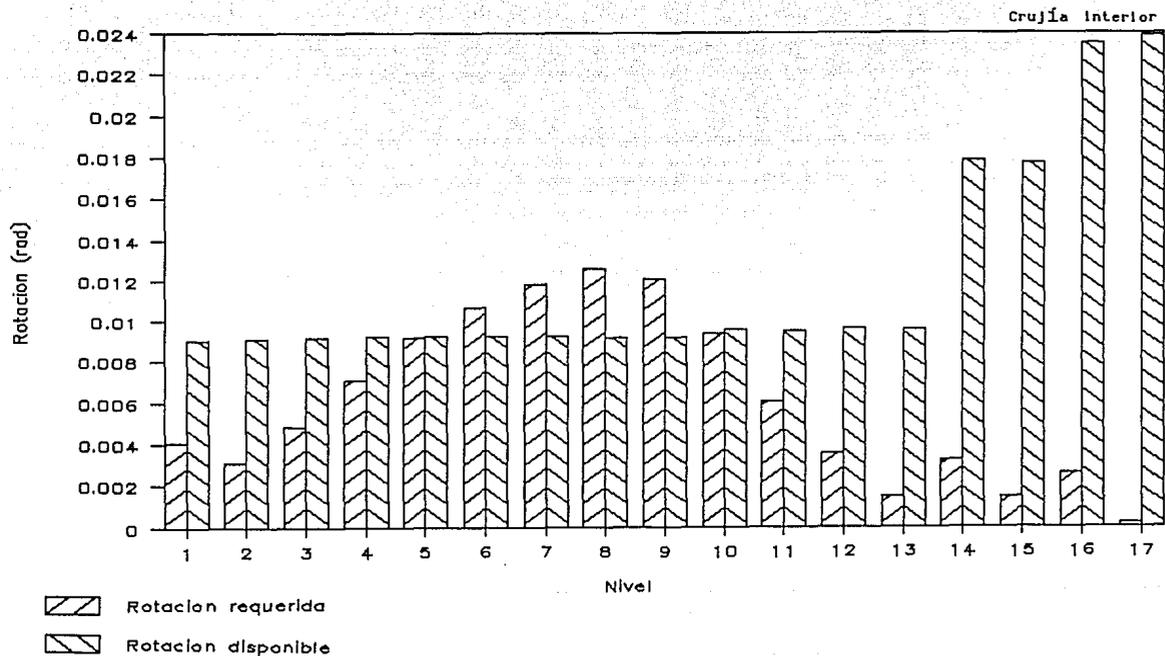


Fig 16. Rotaciones inelásticas negativas en los extremos derechos de las vigas del marco 1

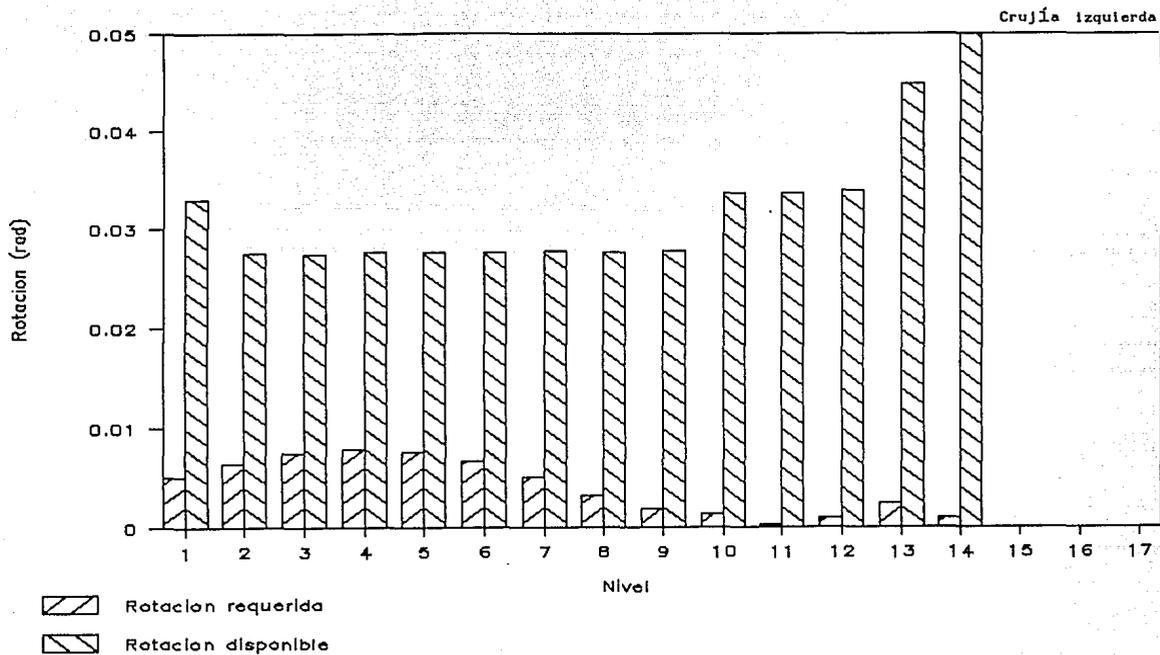


Fig 17. Rotaciones inelásticas positivas en los extremos derechos de las vigas del marco 2

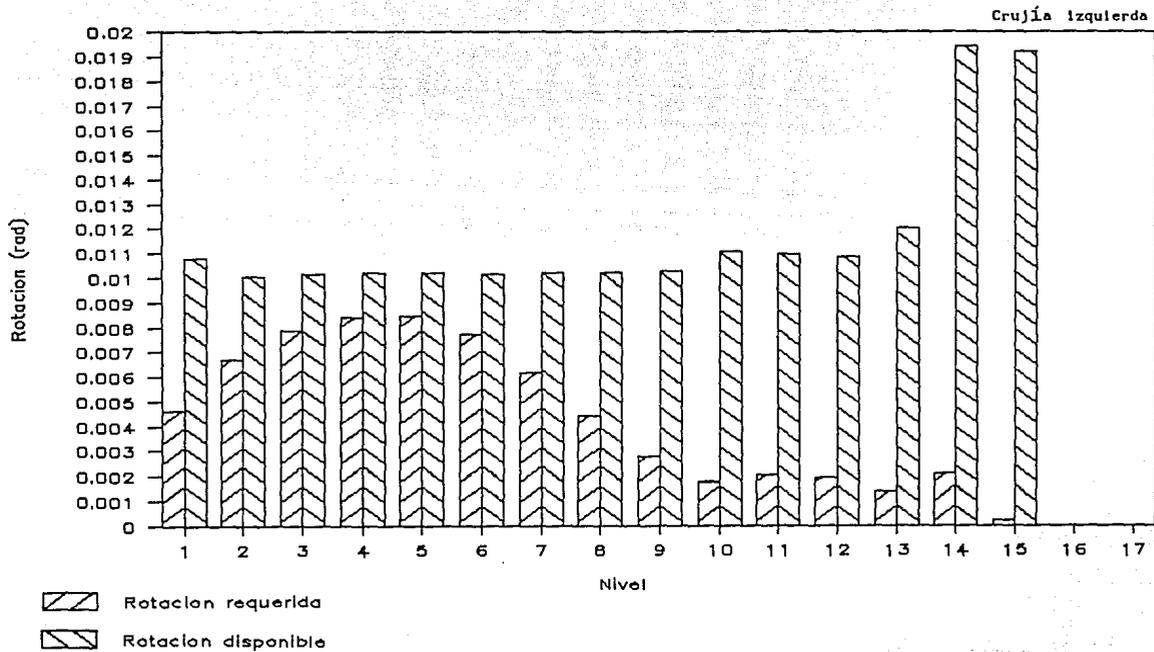


Fig 18. Rotaciones inelásticas negativas en los extremos derechos de las vigas del marco 2

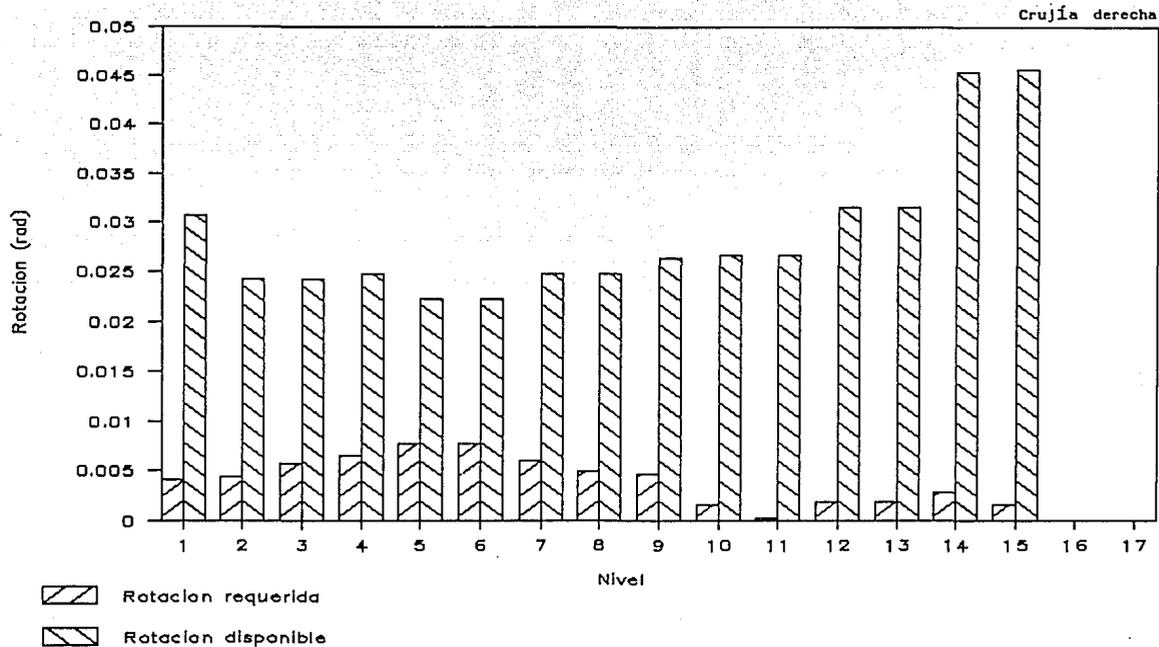


Fig 19. Rotaciones inelásticas positivas en los extremos derechos de las vigas del marco 3

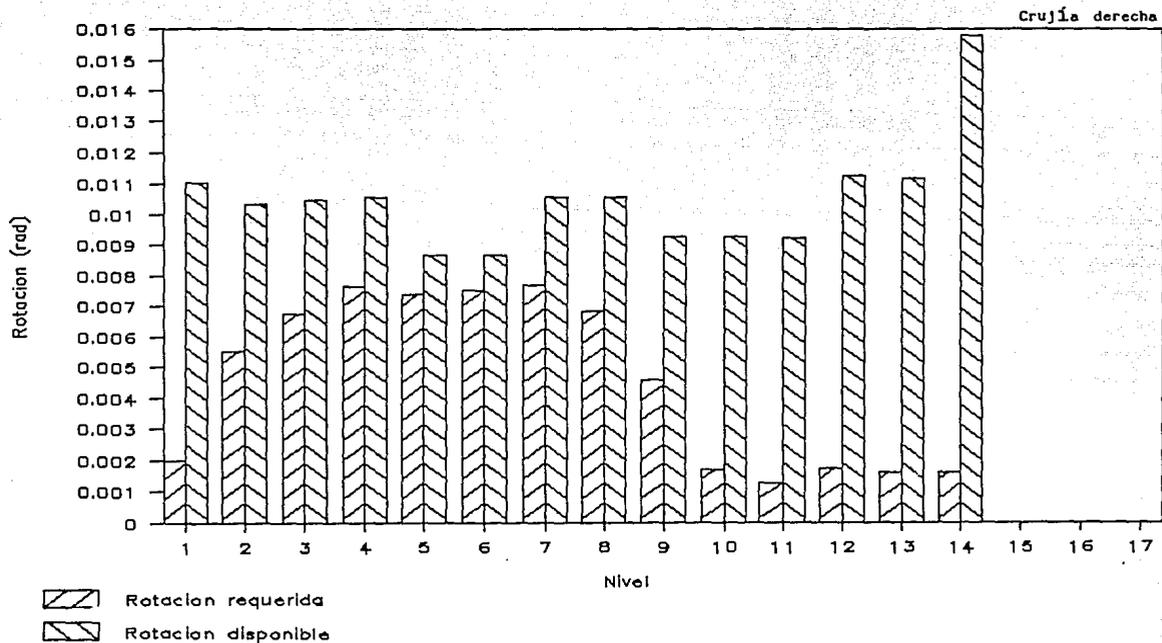


Fig 20. Rotaciones inelásticas negativas en los extremos derechos de las vigas del marco 3