



**UNIVERSIDAD POPULAR AUTÓNOMA DEL  
ESTADO DE PUEBLA**

---

**MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS**

**EVALUACION DE INDICADORES DE DAÑO  
ACUMULADO EN ESTRUCTURAS DE  
CONCRETO REFORZADO SUJETOS A SISMO**

Trabajo de Investigación  
que para obtener el Grado de

**MAESTRO EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

**Luis Gabriel Sánchez Falconi**

Puebla, Pue., México

Septiembre de 2000



**UPAEP – Secretaría General**

Dirección General de Apoyos Académicos

Dirección del Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación.

Biblioteca Central - **Karol Wojtyła**

**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 textos, imágenes, gráficas, 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 de donde la obtuvo mencionando el autor o autores involucrados en el documento.

Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**México Distrito Federal, a 25 de Agosto de 2000**

**Asunto:** Terminación de trabajo de Investigación

A QUIEN CORRESPONDA:

Por medio de la presente hago constar que el trabajo de investigación **“Evaluación de Indicadores de daño acumulado en estructuras de concreto reforzado”**, desarrollado por el **Ing. Luis Gabriel Sánchez Falconi**, alumno de la Maestría en Estructuras impartidas por la U.P.A.E.P., se encuentra concluido, alcanzando los objetivos trazados al inicio del mismo.

Se extiende la presente a petición del interesado para los tramites que sean pertinentes.

A.T.T.E.

*Jorge Luis Alamilla L.*  
M.I. Jorge Luis Alamilla López  
Asesor de Tesis

# I N D I C E

<b>1.- INTRODUCCION</b>	1
<b>2.- ANTECEDENTES</b>	5
2.1. Aspectos importantes	6
2.2. Modelos de daño de elementos estructurales	8
2.2.1. Indices de daño local	8
2.2.2. Indices de daño global	14
2.2.3. Indices de daño de entrepiso	16
<b>3.- MODELO ESTRUCTURAL</b>	18
3.1. Objetivo	18
3.2. Hipótesis	18
3.3. Modelo estructural	19
3.4. Propiedades nominales y propiedades medias	21
3.5. Cargas medias y valores medios	23
3.6. Análisis dinámico estructural	24
3.6.1. Programa Drain-2D	24
3.6.2. Método $\beta$ de Newmark	25
3.6.3. Metodología de análisis del Drain-2D	26
3.7. Modelo Histerético	27
<b>4.- EXCITACIONES SISMICAS</b>	32
4.1. Excitaciones controladas	32
4.1.1. Excitación TIPO 1	33
4.1.2. Excitación TIPO 2	33
4.2. Sismos simulados	34
4.2.1. Excitación TIPO 3	34

<b>5.- INDICADORES DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL</b>	52
5.1. Indicadores de daño acumulado	52
Modelo 1	53
Modelo 2	56
Modelo 3	58
Modelo 4	62
Modelo 5	65
<b>6.- CONCLUSIONES</b>	77
<b>REFERENCIAS</b>	80
<b>APENDICE A</b>	83
Modelo de Concreto	83
<b>APENDICE B</b>	86
Modelo de Acero	86

## **1.- INTRODUCCION**

La ocurrencia de un movimiento sísmico intenso despierta siempre la atención de gran número de ingenieros, sismólogos y autoridades gubernamentales, pues mucho es aún lo que debemos aprender para poder reducir cada vez más los daños y pérdidas de vidas que producen dichos movimientos.

Las deficiencias de los reglamentos de construcción, que tienen siempre un cierto atraso en relación con los avances logrados en el campo de la ingeniería sísmica, las deficiencias en el cálculo, en parte también por falta de actualización de los ingenieros; los defectos constructivos o el comportamiento indeseable de ciertos materiales de construcción; mala conservación o la acumulación de daños ocultos a través de varios temblores, son espectacularmente expuestos a raíz de un sismo intenso.

Los períodos de recurrencia de los sismos intensos en general son largos, lo que hace que muchas veces las personas se olviden del riesgo que corren y empiecen a relajarse incluso los reglamentos o bien, no se preocupe nadie por establecerlos en caso de que no existan. Sólo cuando se presenta un movimiento intenso y provoca muchos daños, surge la necesidad de componer la situación, pero esta efervescencia por desgracia es pasajera y al cabo de unos meses, todo se olvida y decae el interés.

El efecto de los sismos sobre las estructuras depende de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. El problema es sumamente complejo, pues las características dinámicas del movimiento son variables durante un mismo sismo, como de uno a otro sismo, esto depende esencialmente de la distancia epicentral, profundidad focal y magnitud del sismo, así como del tipo de terreno en que estén desplantadas las estructuras.

Las características de interés del movimiento son la duración, la amplitud y la frecuencia, refiriéndose la amplitud a los máximos valores que se alcanzan durante el sismo, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo y la frecuencia al número de ciclos de oscilación del movimiento por unidad del tiempo.

Por otro lado, las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades de los elementos que forman a las estructuras y la variación de las propiedades al presentarse el comportamiento inelástico, así como a incertidumbres en cuanto a la resistencia y rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta dinámica, debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura.

La práctica moderna del diseño sísmico de edificios se basa en criterios que producen sistemas estructurales que deben desarrollar deformaciones considerables, cuando son sometidas a temblores intensos cuya ocurrencia puede repetirse durante la vida útil de la estructura. El permitir el desarrollo de deformaciones inelásticas en la estructura, concilia economía con seguridad a costa de permitir daños que, de no repararse, pueden afectar la seguridad de las construcciones ante la ocurrencia de posibles eventos futuros.

Estimar las condiciones en las cuales queda una estructura después de soportar un evento sísmico, es de importancia ya que ello permite tomar decisiones respecto a su seguridad estructural.

La filosofía de diseño sísmico actual para las estructuras de concreto reforzado no está exenta de apoyarse en su capacidad para disipar energía a través de deformaciones inelásticas. Esto implica la necesidad de desarrollar modelos matemáticos que sean capaces de describir el comportamiento inelástico de los elementos que constituyen a la estructura o de la misma estructura en general. El desarrollo de modelos que sean confiables bajo cualquier circunstancia y que además proporcionen la mejor aproximación posible a la realidad no es una tarea sencilla, debido a la variación de las características funcionales de los diferentes elementos que integran una estructura, y al número de parámetros también variable que cada una de ellas representa; como el material, proceso constructivo por mencionar algunas y todas las incertidumbres asociadas a ellas.

En este trabajo interesa establecer un modelo matemático mediante un indicador de daño o fatiga que represente el comportamiento no lineal de una estructura ante sismos. Para ello, se estudia y analiza la respuesta de una estructura con ciertas características que se describen más adelante.

En el desarrollo de este trabajo se estudian propuestas de indicadores de daño bajo ciclos histeréticos que incorporan el concepto de deterioro de rigidez y resistencia de elementos de concreto reforzado ante cargas cíclicas y se mide el daño en función de los resultados obtenidos del análisis, después de someter a la estructura a excitaciones controladas y simuladas. Cabe señalar que el indicador de daño que se pretende incorporar, es un indicador que evalúa el daño global de la estructura y no daños locales de algunos elementos o entrepisos.

Para evaluar el comportamiento no lineal de la estructura, se utiliza el programa de análisis inelástico DRAIN-2D, el cual se explica su funcionamiento brevemente en el capítulo 3.

Para nuestro caso en particular, se estudia la presencia del daño en estructuras cuando son sometidas a sismos de diferentes intensidades. Se hace un estudio en el cuál se analiza la respuesta de un edificio de 15 niveles, desplantado en la zona III, compresible o de terreno blando del valle de México, de acuerdo con el reglamento de construcciones del D.F. (RDDF), con el fin de evaluar, cual es la respuesta de la estructura al ser sometida a sismos y así poder cuantificar el daño.

Para expresar la respuesta de la estructura en términos del grado de daño soportado así como la capacidad de reserva tanto de los componentes estructurales como del sistema completo, se definen indicadores de daño, y se estudia que tan adecuados son para representar las condiciones en que se encuentra una estructura y si existe un patrón de comportamiento para diferentes sismos y estructuras.

Los resultados de este estudio, servirá para evaluar los indicadores de daños propuestos y compararlos; mencionando sus características, ventajas y desventajas entre sí.

## **2.- ANTECEDENTES**

Los trabajos en torno a los modelos de comportamiento de los componentes estructurales bajo cargas sísmicas r.o son nuevos, a través del tiempo se han ido incorporando en ellos conceptos que permiten mejorar su funcionalidad, como son el deterioro de rigidez y resistencia. Esto se traduce finalmente en un objetivo; evaluar el daño en la estructura después o durante un evento sísmico.

En los párrafos siguientes se presentan algunos de los aspectos más importantes que se han tomado en cuenta para lograr el objetivo mencionado.

Algunas definiciones del daño estructural se han propuesto y utilizado. Las primeras definiciones han sido principalmente descriptivas y posteriormente se han tratado de establecer valores cuantitativos del daño en una estructura.

Chung, Meyer y Shinozuka (1987), clasifican los índices o modelos de daño que se han desarrollado, en cuatro grupos: 1) Índices de daño para elementos de acero, 2) Índices de energía disipada, 3) Índices de daño basados en principios teóricos, y 4) definiciones de daño empíricas. Una categoría adicional serían los índices de daño globales que incluyen conceptos de los índices (1), (2) y (3). Y es este último tipo de índice en el cuál se enfoca este trabajo utilizando algunas variantes que se consideran importantes.

Se han hecho diferentes investigaciones cuyo objetivo fundamental ha sido no sólo la discusión del daño que los miembros estructurales sufren bajo cargas cíclicas inelásticas similares a aquellas experimentadas durante un sismo, sino también la forma en que éste, afecta el comportamiento de los mismos.

## **2.1. ASPECTOS IMPORTANTES**

La degradación de la resistencia en los elementos de concreto reforzado (tomada en cuenta en los modelos de comportamiento histerético) se traduce básicamente en un determinado grado de daño de dichos elementos y, en consecuencia, un daño en la estructura de la cual forman parte. Este daño puede incrementarse de manera continua ante la presencia de cargas cíclicas que generen un comportamiento inelástico de los elementos y, en un momento dado, la capacidad de la estructura para resistir futuros sismos intensos puede verse seriamente afectada.

El daño de una estructura depende de muchos factores, principalmente el tipo de material con que está construido, el tipo de estructuración que tiene, y el tipo de carga a la que ha sido sometida. La naturaleza aleatoria que presentan algunos de los factores anteriores son razón para que no se tenga actualmente una forma única de valorar el daño en las estructuras.

Las pruebas han mostrado que el daño estructural es causado fundamentalmente por dos variables; las deformaciones excesivas a las que se somete la estructura o elemento y la presencia continua de esfuerzos o carga cíclica. Por esta razón, la mayor parte de las formas

para cuantificar el daño están en función de una u otra de las variables mencionadas, o de ambas; el predominio de alguna de ellas dependerá igualmente del tipo de estructura y material con que esté construida. Así, en el caso de estructuras dúctiles, tales como los marcos de acero, el daño estructural está más correlacionado con las deformaciones inelásticas acumuladas, mientras que en el caso de sistemas frágiles como son las estructuras de muros de mampostería, el daño podría ser expresado en términos de la deformación máxima. Para el caso de estructuras de concreto reforzado se ha visto que ambos tipos de respuesta son importantes para la estimación del daño.

En la práctica actual del diseño sísmico resistente, el análisis de las estructuras de concreto reforzado requiere un modelo matemático adecuado que sea capaz de simular el comportamiento no lineal de las estructuras. Puesto que las deformaciones inelásticas implican algún grado de daño (grietas, descascaramiento, deterioro, etc.), debe ser posible, junto con el análisis no lineal, expresar la respuesta en términos del daño soportado y del daño que se podrá soportar posteriormente, no solamente por las componentes estructurales, sino por la estructura completa. Esto podría permitir una estimación aceptable de la seguridad estructural ante un sismo futuro. En consecuencia, es necesario dar una definición de daño, útil y confiable, que haga posible encontrar predicciones racionales de la confiabilidad de la estructura.

En general, se puede decir que se tienen tres tipos de índices que definen el daño en una estructura: índice de daño local, índice de daño en entrepiso e índice de daño global, en el cual se enfoca este trabajo. Es necesario definir correctamente estos índices, a partir de pruebas y análisis realizados en estructuras comunes.

A continuación se describirán algunos indicadores de daño en forma general y breve. Estos índices fueron realizados por reconocidos autores y son utilizados en la actualidad por algunos investigadores. Estos índices se presentan con el fin de dar un panorama de los indicadores de daños existentes y sus características generales.

## 2.2. MODELOS DE DAÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A continuación se lista una serie de modelos de daño desarrollados para describir el comportamiento de elementos estructurales, alguno de ellos fueron propuestos para elementos de acero pero el concepto original ha servido de base en la formulación de los modelos de daño para concreto reforzado.

### 2.2.1. INDICES DE DAÑO LOCAL

1.- Yao y Munse, 1969, (ref. 24). Presentan en su modelo una relación del efecto acumulado por deformación plástica.

$$D' = \left( \frac{\Delta_i}{\Delta_{ui}} \right)^{\alpha_i} \quad (2.1)$$

donde

$D^i$  = factor de daño por deformación plástica en el ciclo  $i$ .

$\Delta_i$  = deformación plástica positiva incremental durante el ciclo  $i$ .

$\Delta_{ui}$  = deformación plástica a tensión que causa la falla en el ciclo  $i$ .

$\alpha_i$  =  $1 - 0.86(\Delta'_i/\Delta_i)$  = coeficiente de daño a la fatiga del acero.

$\Delta'_i/\Delta_i$  = relación de deformación plástica relativa.

El daño del miembro después de  $n$  ciclos ( $D_e$ ) es igual a

$$D_e = \sum_{i=1}^n D^i$$

El modelo no considera el efecto de la secuencia de carga y la determinación de  $\Delta_{ui}$  y  $\alpha_i$  es muy difícil tanto para elementos homogéneos como el acero, como no homogéneos como el concreto reforzado.

2.- Krawinkler, 1987, (ref. 14). En su modelo muestra el daño acumulado para elementos de acero basado en datos experimentales.

$$D_e = C \sum_{i=1}^n (\Delta \delta_{p_i})^{\alpha_i} \quad (2.2)$$

donde

$D_e$  = índice de daño.

$C, \alpha_i$  = parámetros de daño

$n$  = número de ciclos de carga.

$\Delta \delta_{p_i}$  = deformación plástica en el ciclo  $i$ .

Esta expresión se obtiene al calcular el número de ciclos a la falla con amplitud constante.

En concepto el modelo es atractivo ya que incluye un factor acelerador de daño que refleja el efecto de la secuencia de la carga. Tal como se propone el modelo, sólo es válido para materiales que presentan un comportamiento a tensión y compresión similar, por lo que necesita ser modificado para poder ser usado en elementos de concreto reforzado.

3.- Gosain, Brown y Jirsa, 1977, (ref. 11). Este modelo define un índice de trabajo,  $I_v$ , que no es más que un índice de energía disipada normalizada que mide la capacidad de absorción de energía de los elementos de concreto reforzado sujetos a carga cíclica

$$I_v = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \Delta_i}{P_y \Delta_y} \quad (2.3)$$

donde

$n$  = números de ciclos de carga con  $p_i \geq 0.75 p_y$

$P_i, \Delta_i$  = carga y desplazamiento en el ciclo  $i$ .

$P_y, \Delta_y$  = carga y desplazamiento a la fluencia.

Esta expresión es apropiada para el caso de flexión pura. Sin embargo, cuando se tienen fuerzas cortantes altas, los ciclos de histéresis tienden a estrecharse, con lo cual disminuye

la energía disipada. Por otro lado, para cargas axiales pequeñas la curva fuerza deformación tiende a ser más estable para un número grande de ciclos de carga, incrementando la capacidad de absorción de energía del elemento. Para tomar en cuenta esos factores los autores modifican el índice de trabajo a

$$I'_v = I_v \left( 1 - \frac{d_c}{a} \right) \left( 1 + \frac{0.0005N}{A_{nucleo}} \right) \quad (2.4)$$

donde

$d_c/a$  = relación de claro de cortante.

$N$  = fuerza axial.

$A_{nucleo}$  = área del núcleo de la sección

Aún con las modificaciones anteriores, el índice no toma en cuenta otros factores que contribuyen a la disipación de energía tales como la historia de cargas, la resistencia del concreto, la relación de confinamiento, etc., además no se fundamenta adecuadamente la forma de la expresión modificada.

4.- Newmark y Rosenblueth, 1976, (ref. 18). Presentan un índice de daño basado en el concepto de ductilidad.

$$\mu = \frac{d_{max}}{d_y} \quad (2.5)$$

donde

$\mu$  = ductilidad de deformación.

$d_{max}$  = deformación máxima.

$d_y$  = deformación a la fluencia.

Este tipo de índice y todos los basados en el concepto de ductilidad son quizás los más ampliamente usados, esto se debe, a la simplicidad del índice. En ellos el daño estructural

depende de la deformación máxima que sufre la estructura o el elemento. Con ellos, nos es posible tomar en cuenta ningún tipo de degradación estructural ni considerar el efecto del daño acumulado incurrido durante la disipación de energía.

5.- Banon, Biggs e Irvine, 1981, (ref. 2). En su modelo muestran indicadores de daño para componentes estructurales, basados también en el concepto de ductilidad.

- Ductilidad de rotación. Índice de daño dado por la relación

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (2.6)$$

donde

$\theta_{max}$  = rotación máxima en la sección del elemento.

$\theta_y$  = rotación a la fluencia en la sección del elemento.

Este índice tiene el inconveniente de no poder evaluarse en forma única, ya que depende tanto de la carga como de las propiedades del elemento.

- Ductilidad de curvatura. Este índice está definido como

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \quad (2.7)$$

donde

$\phi_{max}$  = curvatura máxima en la sección del elemento.

$\phi_y$  = curvatura a la fluencia en la sección del elemento.

Es un índice más significativo de la ductilidad de los miembros que el índice anterior, ya que la curvatura del elemento no tiene la misma dependencia que  $\theta$ .

6.- Blejwas y Bresler, 1979, (ref. 4). Presentan una definición de índice de daño local, usando un método de análisis estructural “cuasi-estático”. Expresan el daño local en un elemento como

$$D^i = \frac{d_i - c_i^o}{c_i^u - c_i^o} \quad 1 \geq D^i \geq 0 \quad (2.8)$$

donde

$D^i$  = índice de daño local en la componente  $i$ .

$d_i$  = parámetro de demanda, formado por la combinación de diferentes parámetros de respuesta.

$c_i^o$  = capacidad a la cual se inicia el daño. (muy difícil de especificar)

$c_i^u$  = capacidad a la cual el daño es irreparable.

Este índice es una definición más adecuada del daño que las anteriores. Sin embargo, en el modelo no se toman en cuenta efectos importantes tal como la historia de cargas. Además, son necesarios bastantes estudios de calibración para la definición de los parámetros que intervienen en él.

7.- Park, Ang y Wen, 1985, (ref. 19). Su modelo de daño estructural es expresado como una combinación lineal del daño causado por la deformación máxima y la contribución en el daño por la disipación de energía histerética debida a ciclos de carga repetidos:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE \quad (2.9)$$

donde

$\delta_m$  = deformación máxima bajo carga sísmica.

$\delta_u$  = capacidad de deformación última bajo carga monotónica.

$\beta$  = parámetro de deterioro de la resistencia.

$P_y$  = resistencia a la fluencia del elemento.

$dE$  = energía incremental absorbida.

El valor de los parámetros  $\beta$  y  $\delta_u$  se obtienen a partir de un análisis de regresión de datos observados. En el modelo de comportamiento histerético de Park, Reinhorn y Kunnath, se da una expresión para calcular el valor de  $\beta$ .

$$\beta = [ 0.37 \eta_0 + 0.36 (k_p - 0.2)^2 ] 0.9^{\rho_v} \quad (2.10)$$

donde

$\eta_0 = N / bdf_c =$  esfuerzo axial normalizado  $\geq 0.05$

$k_p = \rho_t f_y / 0.85f_c' =$  relación de acero normalizado.

$\rho_v =$  relación de confinamiento  $\geq 0.4\%$

$\rho_t =$  relación de acero transversal de refuerzo.

$f_c' =$  resistencia del concreto.

$b =$  base de la sección.

$d =$  peralte de la sección.

Para el parámetro  $\delta_u$  se propone una expresión del tipo

$$\frac{\delta_u}{L} = 0.543 \left( \frac{L}{d} \right)^{0.93} k_p^{-0.27} \rho_v^{0.48} \eta_0^{-0.48} f_c'^{-0.15} \quad (2.11)$$

donde

$L / d =$  relación de claro de cortante

Este índice de daño es un útil indicador y fue calibrado con datos observados durante el sismo de San Fernando (1971) y Miyagi-Ken-Oki (1968). Sin embargo para índices de daño alrededor de 0.4 parece no ser apropiado dada la estrecha relación que existe entre la energía disipada y el desplazamiento máximo.

Los modelos de daño anteriores, son utilizados actualmente, pero solo cuantifican daño en una zona particular de la estructura, y lo que se pretende es incorporar un modelo que cuantifique el daño global de una estructura después de ser sometida a un evento sísmico.

### 2.2.2. INDICE DE DAÑO GLOBAL

Los índices de daño globales dan información respecto al estado de sistemas estructurales complejos. Existen diferentes modelos para definir este tipo de índices, unos basados en el desplazamiento de la estructura, otros en función del daño local en los elementos estructurales simples que conforman al sistema y otros basados en parámetros vibracionales de la estructura. A continuación se muestran algunos índices que cuantifican el daño global de la estructura.

8.- Roufaiel y Meyer, 1987, (ref. 23). Presentan un índice basado en criterios del desplazamiento de una estructura que define el grado de daño total en la misma.

$$GDP = \frac{d_R - d_Y}{d_F - d_Y} \quad (2.12)$$

donde

$d_R$  = desplazamiento máximo en la azotea.

$d_Y$  = desplazamiento máximo en la azotea para el cual el primer miembro en el marco alcanza su capacidad de fluencia, suponiendo que el miembro se desplaza en su primer modo.

$d_F$  = desplazamiento en la azotea en el cual el marco falla.

El parámetro de daño global es igual a 0 si  $d_R < d_Y$ . Si  $d_R \geq d_F$  el marco ha fallado.

Para este índice, una parte importante es la definición de la falla del marco, ya que ésta puede ser de muchos modos. En su trabajo los autores definen a la falla como un desplazamiento excesivo en la azotea.

Este modelo es sencillo, pero no incluye parámetros que tomen en cuenta el nivel de degradación por ciclos de una estructura, como se sucedería en caso de un evento sísmico.

El daño en estructuras de concreto reforzado se concentra comúnmente en áreas pequeñas. Aún en el caso de daño importante, solo unos pocos elementos son fuertemente afectados. Así, si el índice de daño global se basa en un promedio del daño local, es necesario definir primero las localidades en donde el daño será evaluado, y entonces usar una función de peso apropiada de tal forma que se le dé más importancia a las áreas más dañadas e influyentes en la estructura; en otras palabras, los elementos más cruciales deben tener pesos más grandes, puesto que su falla implica una falla global. Dos índices de daño basados en este criterio son los siguientes dos modelos.

9.- Bertero y Bresler, 1987, (ref. 6). Bajo el concepto de demanda y capacidad, formulan un modelo de daño acumulado basado en un promedio de daño local.

$$D.I. = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \omega_i} \sum_{i=1}^N \frac{\omega_i \eta_i s_i}{\gamma_i r_i} \quad (2.13)$$

donde

$s_i$  = respuesta (demanda) en el elemento  $i$ .

$r_i$  = resistencia (capacidad) en el elemento  $i$ .

$\omega_i$  = factor de importancia para el elemento  $i$ .

$\eta_i$  = coeficiente de influencia de la historia de servicio para la demanda del elemento  $i$ .

$\gamma_i$  = coeficiente de influencia de la historia de servicio para la capacidad del elemento  $i$ .

El efecto acumulado de la carga y la degradación de la resistencia los incluyen con los dos coeficientes de influencia. La determinación de  $\omega_i$ ,  $\eta_i$  y  $\gamma_i$  no es fácil, y requiere de gran juicio ingenieril, lo que genera una fuente de gran incertidumbre en los resultados. En su forma original la demanda y la capacidad del elemento se expresaron como niveles de deformación, por lo que el índice de daño es una clase de relación de ductilidad. Sin embargo, este índice fue el primero en introducir los factores de importancia en la evaluación del daño en las estructuras.

10.- Park, Ang y Wen,1987, (ref. 20). Proponen una definición de daño global como un promedio pesado del daño local, calculado en ciertas partes establecidas, dada por

$$D_g = \frac{\sum_{i=1}^n D_i E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \quad (2.14)$$

donde

$D_g$  = índice de daño global.

$D_i$  = daño en la localidad  $i$ .

$E_i$  = energía total disipada para la localidad  $i$ .

$n$  = número de localidades en las cuales se calcula el daño.

El factor de peso en esta expresión está dado por la capacidad de absorción de energía de los elementos.

El modelo anterior, es un tanto complicado ya que requiere coeficientes difíciles de definir, además de requerir experiencia en la evaluación de daño, los parámetros propuestos no presentan un significado físico tangible, es por ello que se pretende incorporar un modelo sencillo y confiable de evaluar el daño global de una estructura.

### 2.2.3. INDICE DE DAÑO EN ENTREPISO

Son pocos los autores que se han preocupado por formular, de manera explícita, algún índice de daño para determinar el daño en partes específicas de la estructura como por ejemplo un solo entrepiso; pero estos podrían sugerirse para cada estudio en particular a partir de los criterios utilizados en la formulación de índices de daño local y global.

11.- Chung, Shinozuka y Meyer, 1988, (ref. 7). Basados en el índice de daño de Park, Ang y Wen definen un índice de daño de entrepiso dado por la siguiente ecuación

$$(2.15)$$

donde

$D_{sk}$  = índice de daño de entrepiso para el entrepiso k.

$D_i^k$  = daño local de la localidad i perteneciente al entrepiso k.

$E_i^k$  = energía total disipada por la localidad i perteneciente al entrepiso k.

n = número de localidades en las cuales se calcula el daño local para el entrepiso k.

Esta definición es especialmente útil cuando se analizan edificios del tipo de columna débil trabe fuerte donde las deformaciones de cortante repentinas, debidas a la formación de mecanismos de paneles de cortante, pueden llevar a un colapso progresivo de la estructura completa.

El problema de identificación de daño sísmico estructural es definir si la estructura es segura después de la presencia de un sismo. Por esta razón, al definir el estado límite implícitamente, se proporciona la regla de detección para la distribución del daño. Para los autores ésta es probablemente la más importante información que el sistema de análisis de daño actual proporciona. Clasificar estructuras seguras e inseguras, es una forma racional de catalogar los edificios, después de un evento sísmico grande.

### **3.- MODELO ESTRUCTURAL**

#### **3.1. OBJETIVO**

El objetivo de este trabajo es el de definir un indicador de daño simple de manera que represente adecuadamente el comportamiento no lineal de un sistema estructural sujeto a perturbaciones sísmicas, y pueda emplearse en futuros análisis de confiabilidad.

#### **3.2. HIPOTESIS**

De acuerdo al objetivo planteado, se estudia la respuesta sísmica de marcos de edificios de concreto reforzado desplantado en terreno compresible de la ciudad de México. Se supone un comportamiento inelástico en los elementos, los cuales siguen un modelo histerético con degradación de rigidez y resistencia, por consecuencia hay daño estructural. La estructura es sometida a excitaciones simuladas y controladas, se consideran efectos  $P-\Delta$  y la interacción suelo-estructura no es tomada en cuenta. En el análisis se supone un

amortiguamiento del cinco por ciento del crítico. Es importante mencionar que el diseño de la estructura se hizo bajo el criterio de viga-débil y columna-fuerte.

### 3.3. MODELO ESTRUCTURAL

Una estructura real tiene varios grados de libertad y por lo tanto varios modos de falla ante un sismo. En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado modelados como un conjunto de marcos continuos. El edificio que se estudia es simétrico en planta y está estructurado con marcos iguales en cada dirección horizontal, es posible suponer que la respuesta sísmica del edificio en cada una de sus direcciones horizontales se puede aproximar por la de uno de sus marcos. El modelo de marco continuo con que se analiza el edificio corresponderá a un marco interior cuya masa asociada a cada nivel se toma igual a la masa correspondiente al edificio en el mismo nivel dividida entre el número de marcos en la dirección horizontal que se estudia. Las cargas gravitacionales (muerta y viva instantánea) del modelo de marco continuo se toman iguales a la correspondiente a su área tributaria. La carga vertical sobre el marco incluye las descargas de las crujiás en la dirección perpendicular a él. El modelo de marco continuo corresponde a la representación convencional de un conjunto de trabes y columnas con rigidez y resistencia finita y con las conexiones entre ellas libres de girar como elementos de rigidez infinita.

Se estudia un edificio flexible en el sentido, de que las diferencias entre los desplazamientos laterales de entrepisos consecutivos o desplazamientos relativos, debido a fuerzas laterales sísmicas no excedan a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes y para un coeficiente de diseño sísmico de 0.1 (zona III donde se supone desplantado el edificio), según lo establece el Art. 209 del Reglamento De Construcciones para el Distrito Federal RDDF-87 (ref. 8). La masa de la estructura se considera concentrada en los nodos, actuando de forma independiente. Las excitaciones sísmicas pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical. En este trabajo sólo se considera la componente horizontal del sismo. El edificio presenta una planta cuadrada como se muestra en la fig. 3.1, con cuatro marcos en cada dirección, esto es, tres crujiás. Se

cumplen con las condiciones de esbeltez de estructuras regulares señaladas por el RDDF-87. La altura en el primer entrepiso es de 4.0 metros y 3.0 metros en los demás entrepisos. Las dimensiones de los marcos se muestran en la fig. 3.2.

Para el análisis y diseño estructural del edificio se utilizó el programa ECOgc que toma el criterio de diseño del RDDF-87 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTC-DEC (ref. 10). Las dimensiones de las secciones de trabes y columnas se especifican en la tabla 1.

En lo que se refiere a la clasificación estructural del edificio se diseñó para uso de oficinas, siendo una construcción del grupo B, de acuerdo al Art. 174 del RDDF-87. El sistema estructural está basado en marcos de concreto reforzado, con una resistencia del concreto,  $f_c'$ , de 250 kg/cm<sup>2</sup> y un esfuerzo de fluencia en el acero,  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

En cuanto al alcance de acciones, se consideraron los efectos máximos que producirían las combinaciones que a continuación se especifican (de acuerdo con los arts. 185, 186, 188 y 194 del RDDF-87).

1.- 1.4 (CM + Wm)

2.- 1.1 (CM + Wa  $\pm$  S)

donde CM representa el efecto de las cargas muertas, que se obtienen de la consideración del peso de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente cuyo peso no cambia substancialmente con el tiempo; Wm el de la carga viva máxima y Wa el de la carga viva instantánea, cuyos valores se obtienen de acuerdo a lo estipulado en los artículos 198 y 199 del RDDF-87, siendo los valores para los pisos de 250 y 180 kg/m<sup>2</sup> respectivamente, y considerando para la azotea, con un criterio conservador, los mismos valores (ya que para ésta, el reglamento señala que Wm y Wa serán de 100 y 70 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente). S es el efecto de las cargas por sismo según se establece en las secciones 8 y 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo NTC-DS (ref. 9).

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

Por lo que respecta a los efectos de torsión accidental y bidireccionales, no se tomaron en cuenta puesto que se estudian marcos planos que actúan en una sola dirección, no hay excentricidad torsional de rigideces, que forman parte del modelo del edificio regular sometido únicamente a translación, con lo que se trata de simplificar su análisis e interpretación de resultados.

Para el análisis y diseño se supuso que en cada nivel la estructura soporta una carga muerta de  $500 \text{ kg/cm}^2$  más el peso propio de trabes y columnas. Para el análisis por carga sísmica se emplea el método estático de las NTC-DS. Con las condiciones de carga se obtuvieron los elementos mecánicos para todo el sistema estructural. El diseño por flexión de las trabes se realizó de acuerdo a los requisitos establecidos en los incisos correspondientes de las NTC-DEC, el diseño del refuerzo transversal se selecciono para la condición más desfavorable entre los requisitos para confinamiento y fuerza cortante, el refuerzo para cortante se obtuvo al considerar un factor de reducción de resistencia  $F_R$ , de 0.6 en el caso de marcos dúctiles, como lo permite el procedimiento optativo de las NTC-DEC. Análogamente las columnas se diseñan por flexocompresión de acuerdo a los requisitos establecidos por las NTC-DEC utilizando los momentos y fuerzas axiales obtenidos del análisis con factor de reducción de resistencia de 0.6 para el caso de marcos dúctiles. EL refuerzo transversal se seleccionó también para la condición más desfavorable entre los requisitos por confinamiento y fuerza cortante considerando para éste último un factor de reducción de resistencia de 0.5 en marcos dúctiles, según lo disponen las NTC-DEC. El diseño de la estructura estudiada, se basó mayormente en los criterios de Bazán y Meli, 1987, (ref. 3).

### **3.4. PROPIEDADES NOMINALES Y PROPIEDADES MEDIAS**

Todo diseño estructural posee un grado determinado de incertidumbre que lo vuelve aproximado, debido a que el ingeniero no puede predecir eventos futuros a que se expondrá

la estructura y las cargas que se han de presentar, son inciertas. La resistencia de los materiales también está sujeta a imperfecciones en geometría o en el material por mencionar algunas, por eso deben sujetarse a idealizaciones para fines de análisis. Estas incertidumbres son parte de la naturaleza de las cargas y de las resistencias, las cuales obligan a establecer un planteamiento basado en conceptos de probabilidades y técnicas de análisis estadísticos con el fin de incluir la variabilidad de los parámetros en el estudio del comportamiento de estructuras.

Los valores de las cargas actuantes en el marco, así como de las resistencias de diseño de los elementos, corresponden a las combinaciones de factores de carga y valores nominales supuestos para fines de diseño estructural. Estos valores son conservadores respecto a otros valores más probables que pueden esperarse en las estructuras, y se adoptan para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas con las cargas y las resistencias de los elementos. Las cargas nominales son afectadas por factores mayores que la unidad, y las resistencias por factores que la reducen o sea valores menores a la unidad. Estos factores llamados factores de seguridad, son aplicados con el fin de que la estructura se aleje de algún posible estado límite de manera que la probabilidad de que la respuesta de la estructura no sobre pase la ocurrencia de dicho estado límite. Dado los valores nominales de las variables de diseño, la combinación de los factores parciales de seguridad da lugar a un factor de seguridad total y a una confiabilidad implícita en la estructura.

En este trabajo interesa estimar la respuesta no lineal de estructuras diseñadas de acuerdo a criterios específicos. Por ello interesa suponer para las cargas y las resistencias que se emplean para estimar dichas respuestas sus valores más probables, en vez de los nominales o los más desfavorables supuestos para fines de diseño.

Para no comprometerse con un análisis probabilista extenso que incluya la incertidumbre de las propiedades del marco, en este trabajo sólo se consideran las propiedades medias de la estructura tanto geométricas como de resistencia. De igual modo se supone que sobre ellas obran cargas cuyos valores son los valores medios.

### 3.5. CARGAS MEDIAS Y VALORES MEDIOS

Los valores nominales de los pesos volumétricos y cargas vivas especificadas por el RDDF-87 corresponden a una probabilidad de ser excedidos que varían entre 2% y 5%. Esto conduce a la superposición de que los valores nominales y los valores medios de las cargas, muertas y vivas pueden expresarse con una cierta regla de comportamiento, dicha regla es la siguiente:

$$W_{dM} = m_{WM} (1 + 2C_{WM}) \quad (3.1)$$

$$W_{dV} = m_{WV} (1 + 2C_{WV}) \quad (3.2)$$

Donde  $W_{dM}$  es el valor de la carga muerta nominal por unidad de área;  $W_{dV}$  es el valor de la carga viva nominal, también por unidad de área;  $m_{WM}$  y  $m_{WV}$  son los correspondientes valores medios  $C_{WM}$  y  $C_{WV}$  son los coeficientes de variación.

Estas expresiones son utilizadas para calcular el valor medio de las cargas muertas y vivas. Los valores del coeficiente de variación se supusieron de acuerdo con Meli, 1976, (ref. 15). En esta referencia se supone un coeficiente de variación de carga muerta de 0.05 en construcciones en las que las dimensiones de los elementos estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión y 0.10 cuando no sucede. Un valor típico de 0.08 es propuesto en esta referencia. En la misma referencia se muestran los valores del coeficiente de variación que pueden tenerse para la carga viva, los cuales varían en función del área tributaria de acuerdo con el trabajo de Mitchell, 1971, (ref. 16). Para áreas no muy pequeñas se propone un valor típico de 0.30.

La resistencia media de los elementos estructurales (momento y curvatura de fluencia, y falla) se calculó siguiendo el procedimiento dado por Park y Pauly (ref. 21). En él, la determinación del momento resistente en una sección transversal se hace recurriendo al método de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Este es un método iterativo en el

que se supone para una determinada deformación unitaria del concreto, una profundidad del eje neutro que defina un estado de deformaciones con distribución lineal, de manera que se presente un equilibrio aceptable entre fuerzas internas y externas.

En su obtención se tomaron las hipótesis básicas de la teoría general de la resistencia a flexión de secciones de concreto reforzado.

- 1.- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
- 2.- Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el acero.
- 3.- Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto.
- 4.- Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el concreto.

Los modelos del concreto y del acero que se utilizan en este trabajo se describen brevemente en el apéndice A y B respectivamente.

### **3.6. ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL**

#### **3.6.1. PROGRAMA DRAIN-2D**

Para los análisis de respuesta de la estructura se utiliza el programa DRAIN-2D.

Las características con las que cuenta el programa utilizado para el análisis de los marcos son los siguientes:

La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos y se analiza por el método directo de las rigideces con los desplazamientos nodales como incógnitas. De acuerdo a lo considerado, cada nodo posee un total de tres grados de libertad de desplazamiento, con la posibilidad de reducir el número de grados de libertad al poder

asignar a algunos nodos restricciones al movimiento en cualquier grado de libertad y/o desplazamientos idénticos a un grupo específico.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nodos, actuando en forma independiente, de modo que la matriz de masas es diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en el tiempo, las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical. Todos los puntos de apoyo de la estructura en la base se suponen moviéndose en fase. Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las cargas dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras. Los elementos estructurales pueden ser virtualmente de cualquiera de los siguientes tipos:

- 1) Barras de armaduras.
- 2) Viga-columna.
- 3) Conexiones semirígidas.
- 4) Paneles de cortante.
- 5) Viga.
- 6) Viga con deterioro de rigidez.
- 7) Viga con deterioro de rigidez y resistencia.

En este trabajo se considera que todos los elementos son del tipo viga con deterioro de rigidez y resistencia cuyo comportamiento inelástico se toma a través de la formación de articulaciones plásticas concentradas en sus extremos. Para las trabes no se considera la presencia de carga axial, y sus superficies de fluencia quedan definidas por los momentos de fluencia positivo y negativo de cada sección extrema. Debido a las propiedades particulares del modelo empleado, para las columnas se toma en consideración la presencia de carga axial, pero a ésta no se le permite variar durante la historia de cargas.

### **3.6.2. METODO $\beta$ DE NEWMARK**

El método que se emplea en el programa DRAIN-2D para encontrar la solución de la ecuación de movimiento es la integración numérica paso a paso.

El análisis paso a paso, en el programa, se lleva a cabo utilizando el método  $\beta$  de Newmark, el cual se detalla ampliamente su libro, Newmark, 1959, (ref. 17).

En el programa DRAIN-2D se asume que el amortiguamiento viscoso  $[C_T]$ , resulta una combinación de efectos dependientes de la masa y de la rigidez (amortiguamiento modal), de modo que:

$$[C_T] = \alpha[M] + \beta [K_T] \quad (3.3)$$

en la cual  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes a ser especificadas.

### 3.6.3. METODOLOGIA DE ANALISIS DEL DRAIN-2D

Resumiendo el procedimiento de análisis del programa DRAIN-2D, para cualquier incremento de tiempo dado se hace lo siguiente:

- 1) Se obtiene la matriz de rigidez instantánea de los elementos.
- 2) Se forma la matriz de rigidez estructural global instantánea.
- 3) Se emplea la ecuación del movimiento de acuerdo con las condiciones de equilibrio de las fuerzas inerciales, disipativas, restitutivas y externas.
- 4) Se obtienen los incrementos de los desplazamientos de cada nodo, los cuales se transforman en incrementos de desplazamientos en los extremos de los miembros.

El incremento de fuerzas en los miembros se calcula utilizando la matriz de rigidez instantánea y los incrementos anteriores más el calculado en el intervalo en cuestión.

- 5) Si es necesario, calcula las cargas correctivas aplicables en el paso siguiente.

La metodología del Drain-2d se tomó de Kannan y Powell, 1973, (ref. 12).

### 3.7. MODELO HISTERETICO

Debido a la necesidad de contar con herramientas confiables para el análisis de la respuesta no lineal de sistemas compuestos de vigas y columnas de concreto reforzado ante excitaciones sísmicas; Campos y Esteva, 1997, (ref. 16), crearon un nuevo modelo de comportamiento histerético asociado al daño sufrido por los elementos de concreto reforzado e inspirado en las curvas histeréticas de sistemas de vigas en voladizo, ensayados en laboratorio, y en el modelo de Wang y Shah (1987). Con este modelo pretendieron mejorar algunos modelos empleados para la evaluación del daño en elementos de concreto reforzado y lo construyeron a partir de datos experimentales (Ma y otros, 1976; Wang y Shah, 1987; Townsend y Hanson, 1977; Scribner y Wight, 1978; Uzumeri, 1977). Así lograron un modelo simple y para su aplicación lo incorporaron al programa DRAIN-2D (Kanaan y Powel, 1973; Powel, 1973 y 1975) como un nuevo elemento; el cual fue tomado para este trabajo.

Campos y Esteva consideraron que el deterioro en los elementos de una estructura, debido a cargas dinámicas que afectan al sistema total, se concentra en cada uno de sus extremos. Cada ciclo de carga produce una deformación diferente, en curvatura y rotación, que modifica el estado actual de resistencia y rigidez del elemento; en consecuencia el daño sufrido por un elemento depende de la historia de deformaciones, en cantidad y amplitud, a la que esté sometido, siendo la articulación completa el límite superior del daño en dicha sección. Propusieron el empleo de la relación momento-rotación, que puede ser transformada en momento-curvatura directamente, en la que no se consideran los efectos sobre el daño de la rotación en el rango elástico. Debido a la relación entre la rotación y la curvatura pudieron obtener los valores de los parámetros necesarios para el modelo momento-rotación a partir de datos experimentales que presentan la relación momento-curvatura del comportamiento histerético. Entre los modelos de daño asociados a modelos de comportamiento histerético están el modelo de Park (1987) y Kunnath (1990), el modelo de Wang y Shah (1987) y el modelo de Chung, Meyer y Shinozuka (1987).

El estado del daño local se reflejará en el comportamiento del sistema, de manera que cierto nivel y configuración de los daños locales podrían afectar la estabilidad de la estructura. Un modelo confiable permitirá, mediante estudios adicionales, tomar decisiones oportunas sobre el mantenimiento y reparación de la estructura; objetivo de este trabajo.

NIVEL	TRABE (cm x cm)	COLUMNA (cm x cm)
1	40 X 85	95 X 95
2	40 X 85	95 X 95
3	40 X 85	95 X 95
4	40 X 85	95 X 95
5	40 X 85	85 X 85
6	40 X 85	85 X 85
7	35 X 80	85 X 85
8	35 X 80	85 X 85
9	35 X 80	85 X 85
10	35 X 70	80 X 80
11	35 X 70	80 X 80
12	35 X 70	80 X 80
13	35 X 70	70 X 70
14	25 X 60	70 X 70
15	25 X 60	70 X 70

TABLA 1. Dimensiones de traves y columnas.

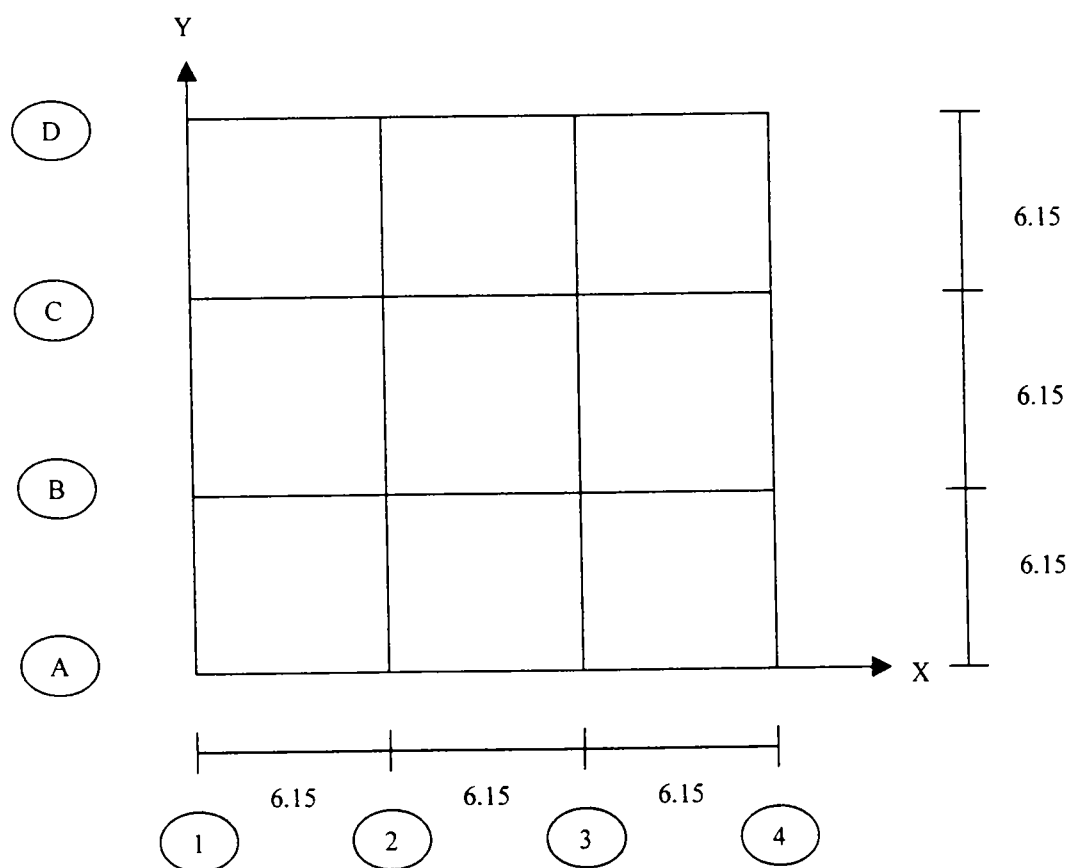
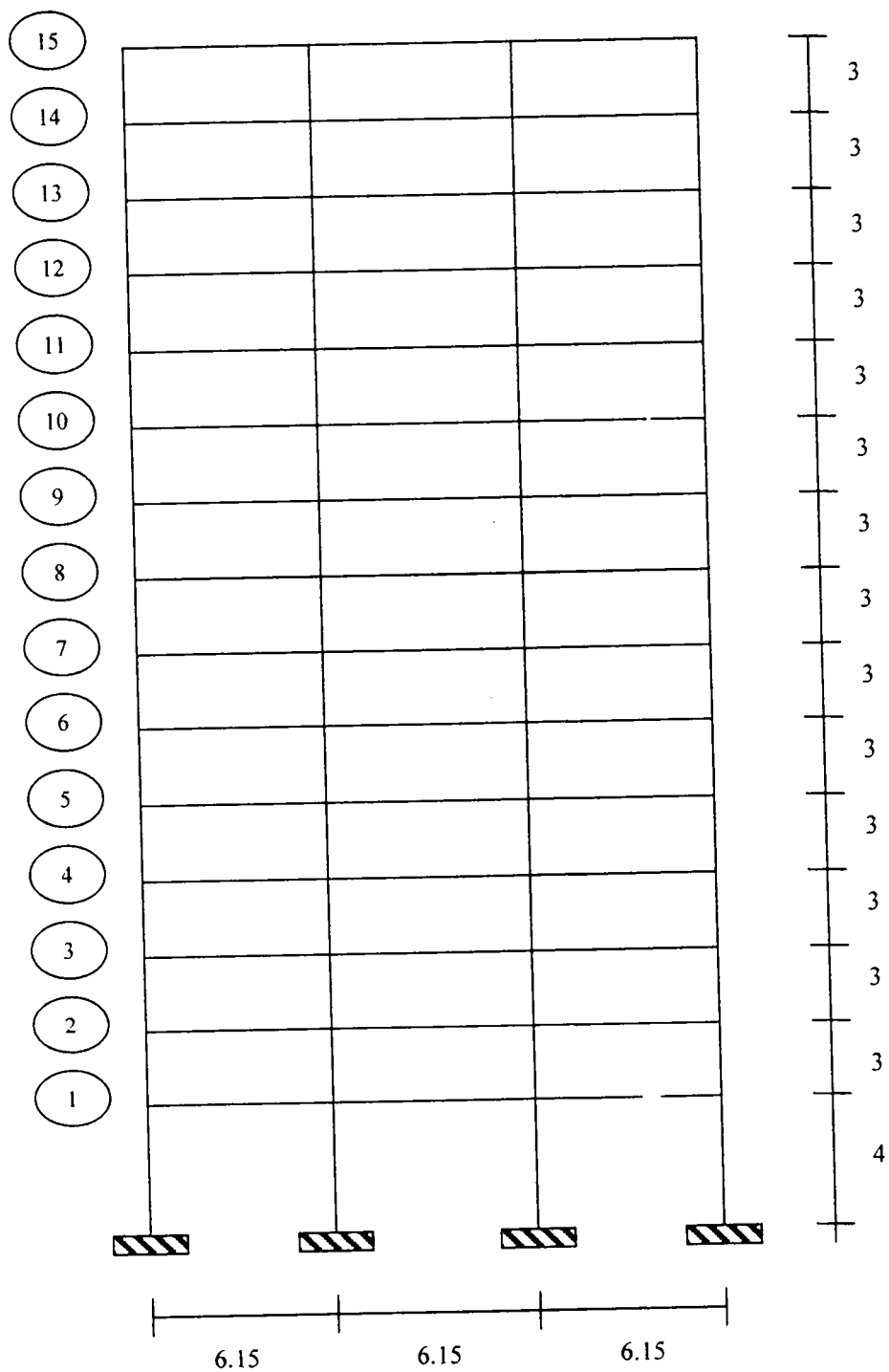


Fig. 3. 1. Planta



Acot. metros

Fig. 3.2. Marco Plano

## **4.- EXCITACIONES SISMICAS**

En éste capítulo se menciona brevemente las excitaciones a que se sometió la estructura en estudio. Estas excitaciones son de dos tipos, las excitaciones controladas que se definen por medio de una función senoidal de tipo armónico y las excitaciones simuladas que representa realizaciones del movimiento del terreno modelados mediante procesos estocásticos; los cuales se explican brevemente más adelante, y se explica de forma detallada en un trabajo realizado por Alamilla y Esteva, 1997, (ref. 1).

### **4.1. EXCITACIONES CONTROLADAS**

En este trabajo se consideran historias muy simples de aceleraciones del terreno, a fin de facilitar el estudio de los índices daño,  $D$ ; e índices de fatiga,  $I_f$ .

#### 4.1.1. EXCITACIÓN TIPO 1

Una de las excitaciones dinámicas más simples es una carga armónica.

La aceleración del suelo se supuso de la forma

$$a(t) = c t \text{ sen } (\omega t) \quad (4.1)$$

Donde  $c$  es una constante,  $\omega$  es la frecuencia de la excitación y  $a(t)$  es una función senoidal cuya amplitud crece en forma proporcional al tiempo,  $t$ ; la rapidez de crecimiento está determinada por el parámetro  $c$ . La frecuencia  $\omega$  puede tomarse muy chica en comparación con la fundamental del sistema, de manera de simular cargas cuasi-estáticas, o muy parecidas a ellas si se trata de obtener condiciones más representativas de la contribución del modo fundamental de vibración a la respuesta dinámica. Gráficamente esta fuerza puede verse en la figs. 4.1. y 4.2.

#### 4.1.2. EXCITACIÓN TIPO 2

A este concepto de excitaciones controladas se le integró un nuevo término el cual se le denominó  $k$ ; a este parámetro se le llamó factor de fase, y se incluyó en el trabajo con el fin de desfasar la función senoidal de una forma diferente para evaluar la respuesta de la estructura y compararlo contra otro tipo de excitaciones. Este tipo de excitación desfasada se puede ver en la figs. 4.2., 4.3., 4.4. y 4.5.

La aceleración del terreno incorporando  $k$  queda de la siguiente forma:

$$x_s = -ct(k + \text{sen } \omega t) \quad (4.2)$$

donde

$x_s$  = aceleración del terreno.

$c$  = constante de la cual depende el crecimiento de la amplitud.

$k$  = factor de fase.

$\omega$  = frecuencia de la excitación.

$t$  = tiempo.

## 4.2. SISMOS SIMULADOS

### 4.2.1. EXCITACIÓN TIPO 3

Al analizar las características del movimiento del terreno durante temblores se observa que dicho movimiento puede representarse mediante procesos estocásticos no estacionarios cuya intensidad y contenido de frecuencias varían durante cada evento. Para representar estas variaciones, en este trabajo se adopta un proceso aleatorio modulado en frecuencia y en amplitud que tiene la siguiente forma

$$\xi(t) = I(t)\zeta(\phi(t)) \quad (4.3)$$

Donde  $I(t)$  es una función determinista que constituye la envolvente de la intensidad que controla la amplitud de  $\xi(t)$ ;  $\zeta(\phi(t))$  es un ruido blanco filtrado en  $\phi$ ;  $\phi(t)$  es la función de modulación de frecuencias que determina la tasa de cambios de las frecuencias dominantes de  $\xi(t)$ . Los parámetros requeridos para el modelo incluyen el filtro y las dos funciones de modulación,  $I(t)$  y  $\phi(t)$ .

Las excitaciones simuladas que se usan en este estudio, son tomadas a partir de los registros de acelerogramas ubicados en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Los registros simulados fueron de una magnitud de  $M_s = 8.1$ , y de intensidad =  $971.680 \text{ cm/seg}^2$ .

En las figs. 4.6 a la 4.17 se muestra gráficamente los acelerogramas y los espectros de respuesta para cada excitación que se usó en el desarrollo de este trabajo. .

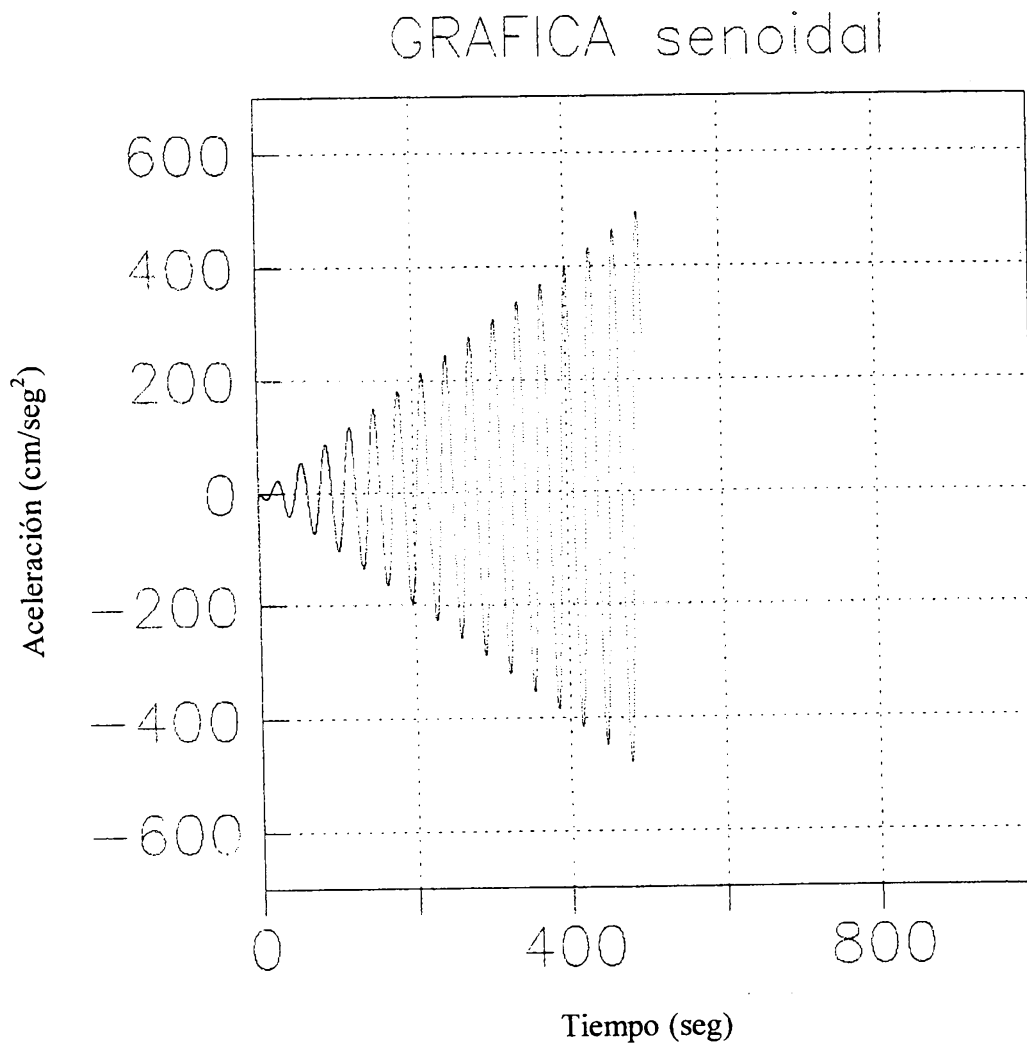


Fig. 4.1. Excitación controlada, Tipo 1

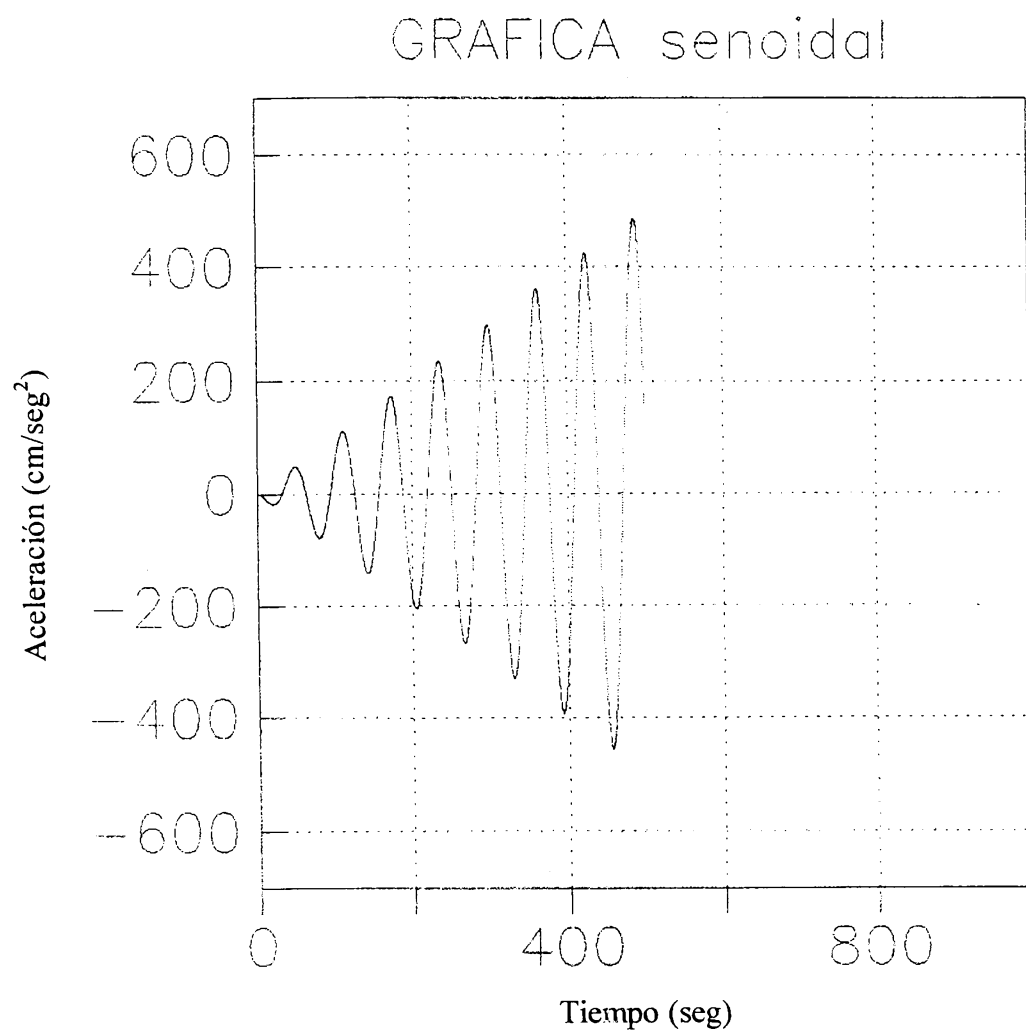


Fig. 4.2. Excitación controlada, Tipo 1

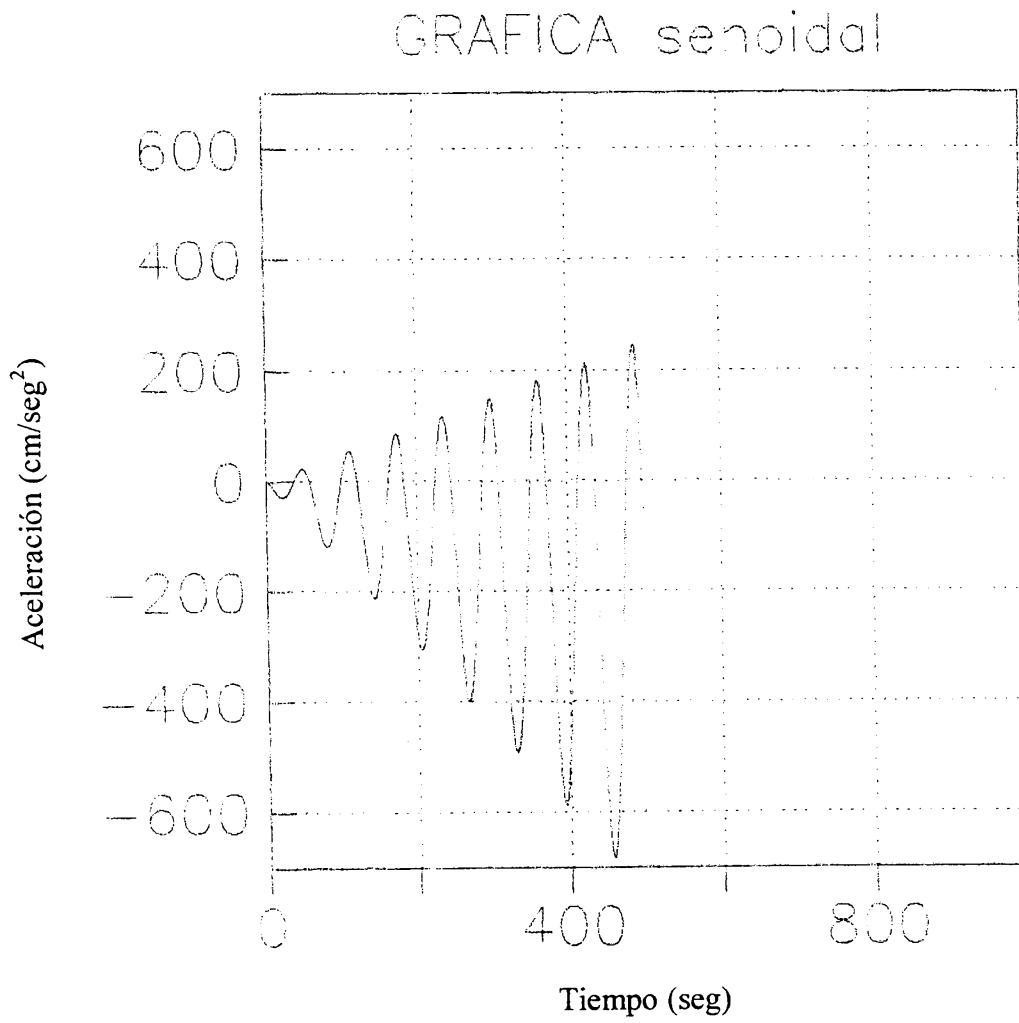


Fig. 4.3. Excitación controlada, Tipo 2

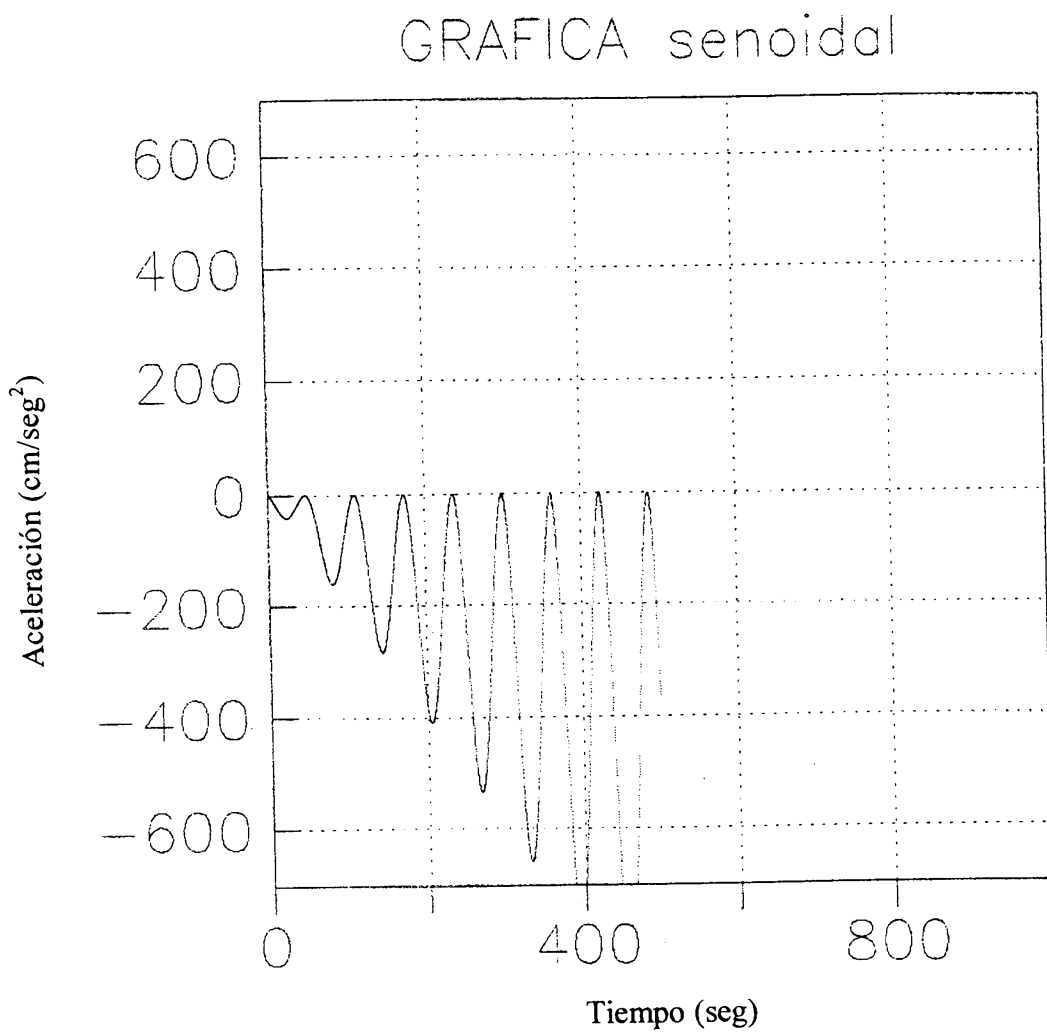


Fig. 4.4. Excitación controlada, Tipo 2

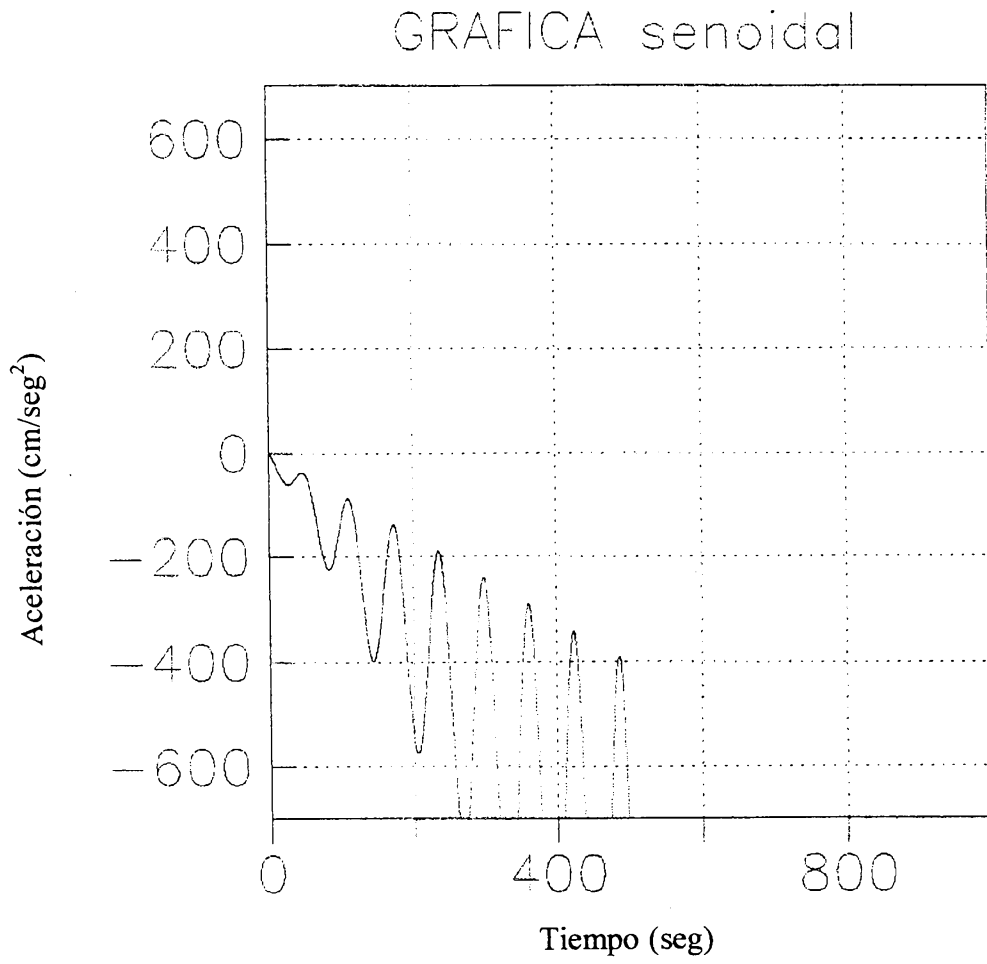


Fig. 4.5. Excitación controlada, Tipo 2

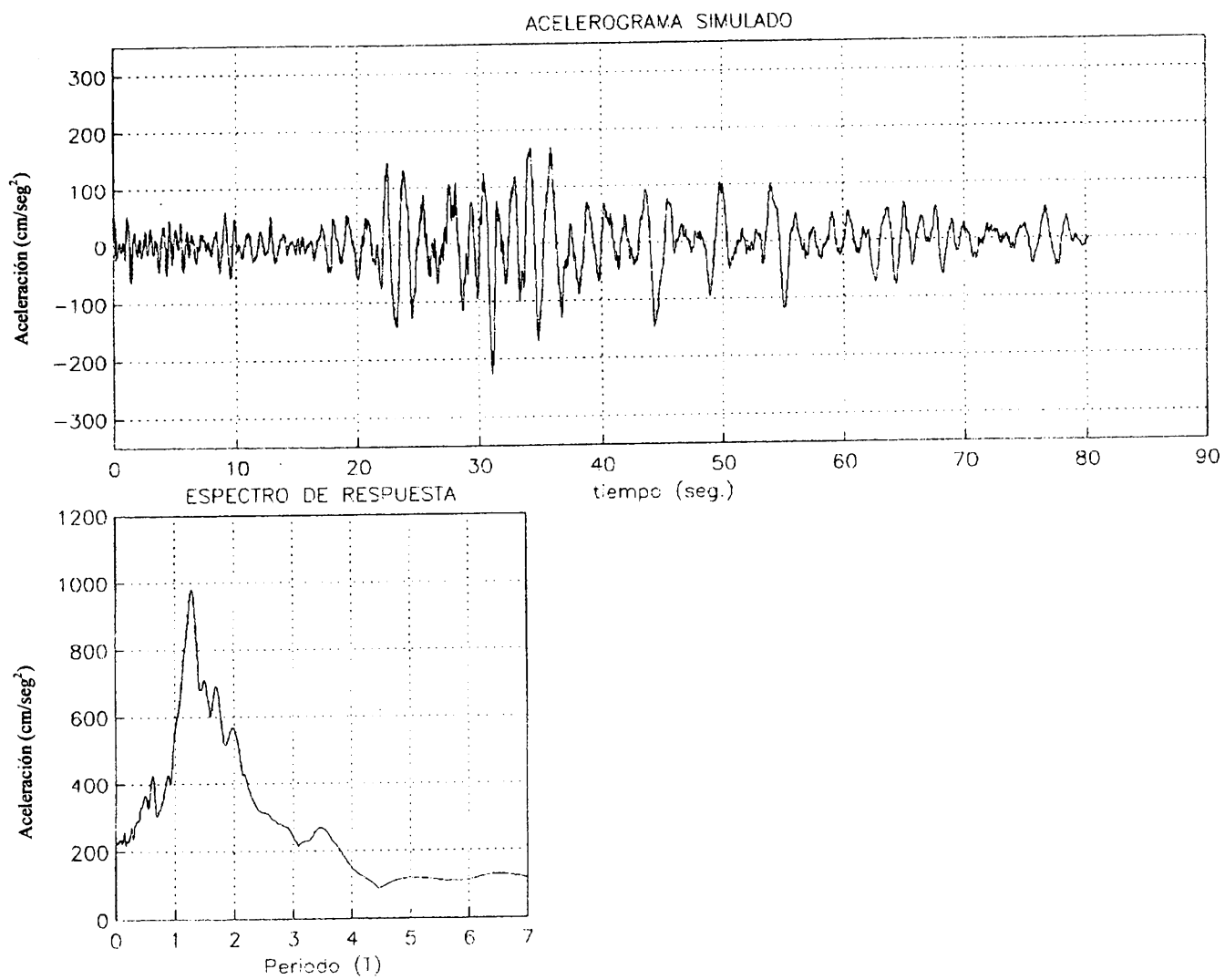


Fig. 4.6. Excitación simulada, Tipo 3.

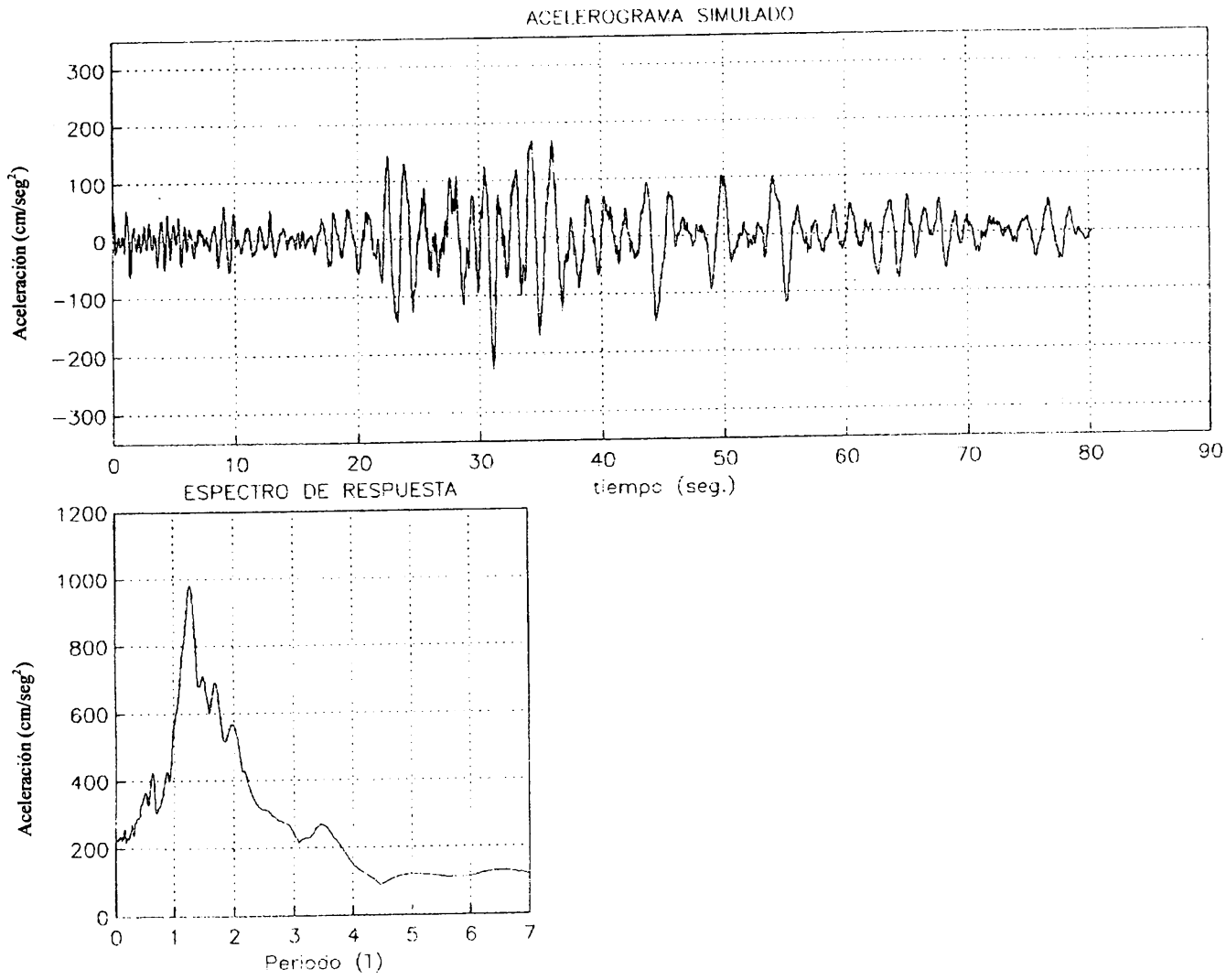


Fig. 4.7. Excitación simulada, Tipo 3

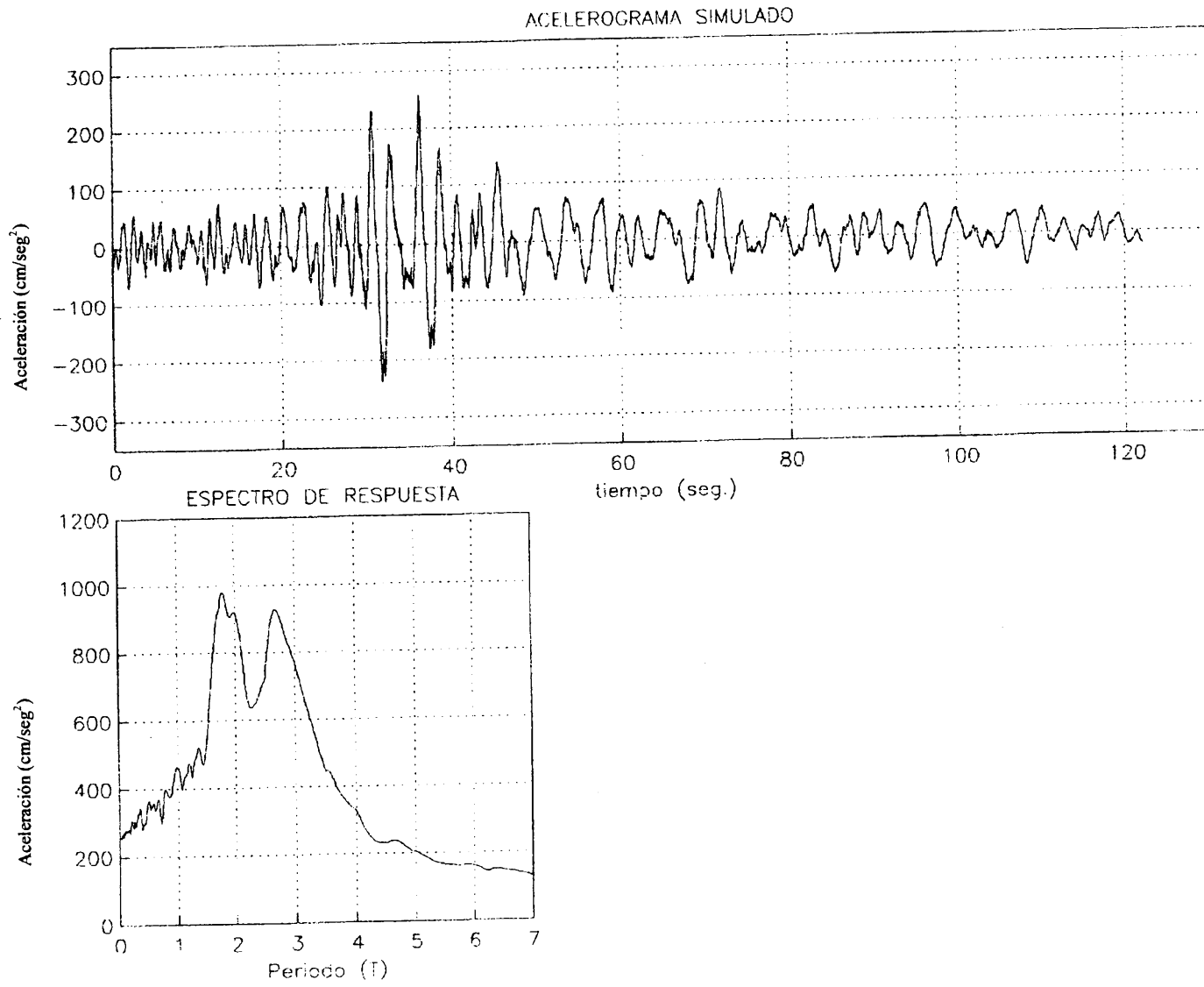


Fig. 4.8. Excitación Simulada, Tipo 3

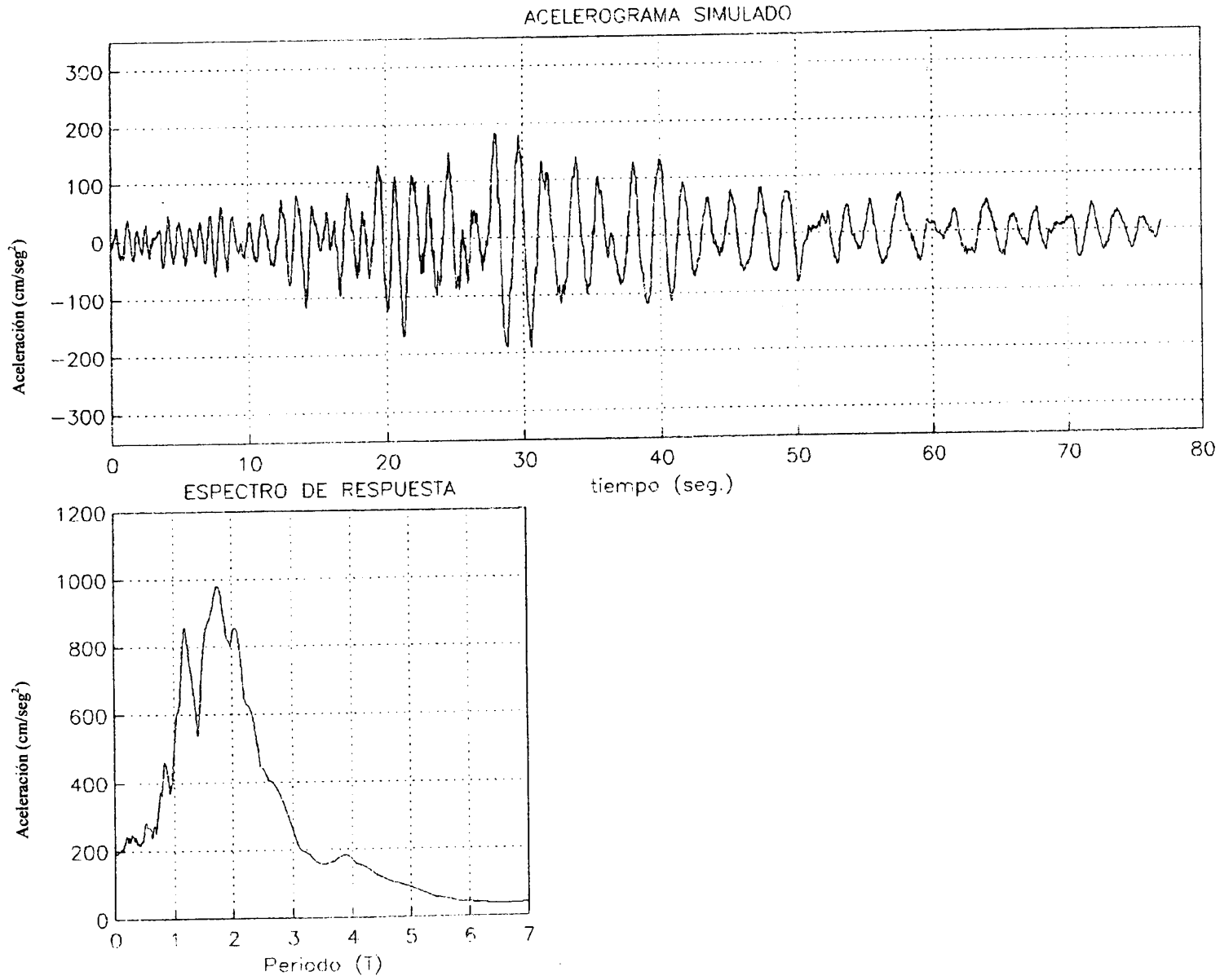


Fig. 4.9. Excitación Simulada, Tipo 3

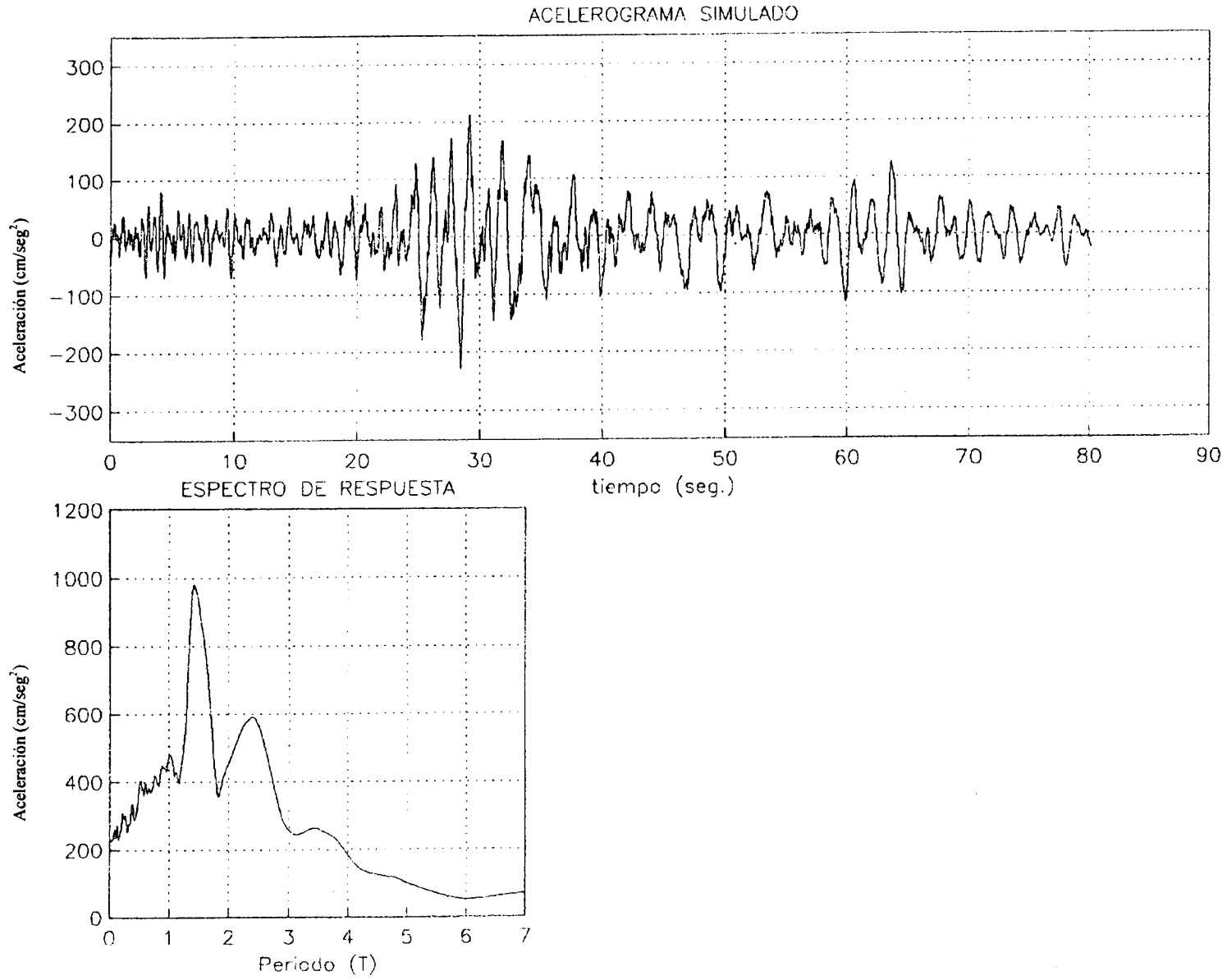


Fig. 4.10. Excitación Simulada, Tipo 3

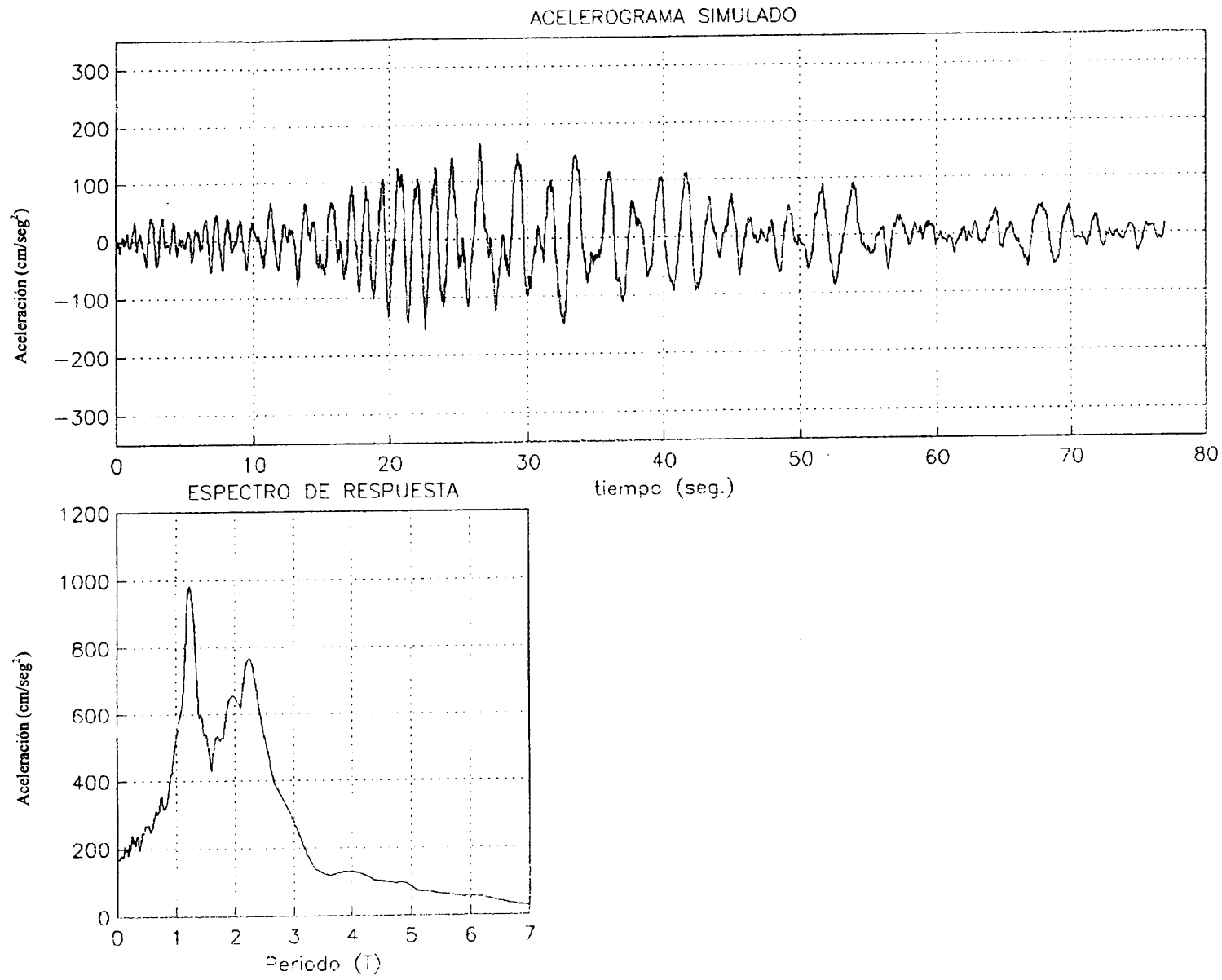
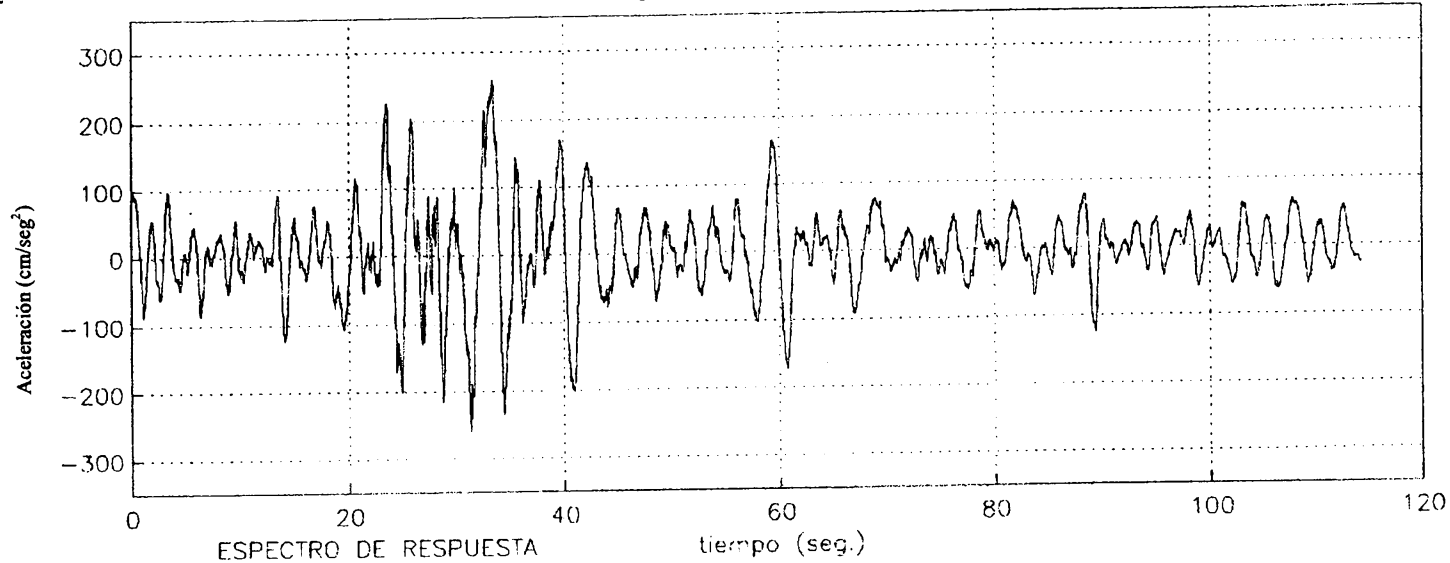


Fig. 4.11. Excitación Simulada, Tipo 3

ACELEROGRAMA SIMULADO



ESPECTRO DE RESPUESTA

tiempo (seg.)

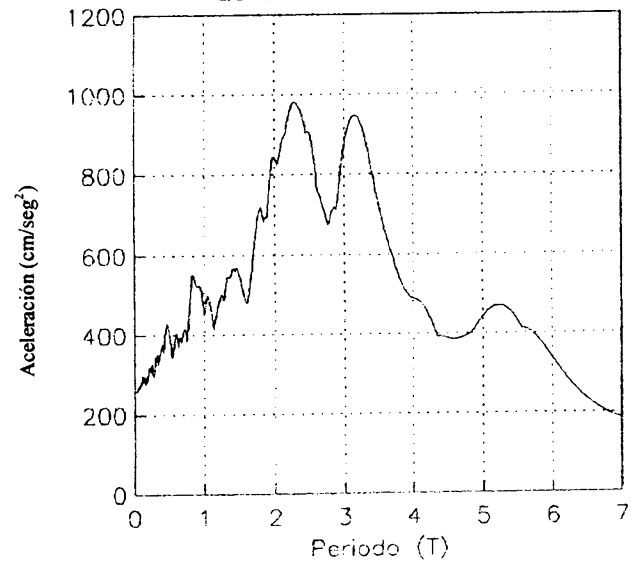


Fig. 4.12. Excitación Simulada, Tipo 3

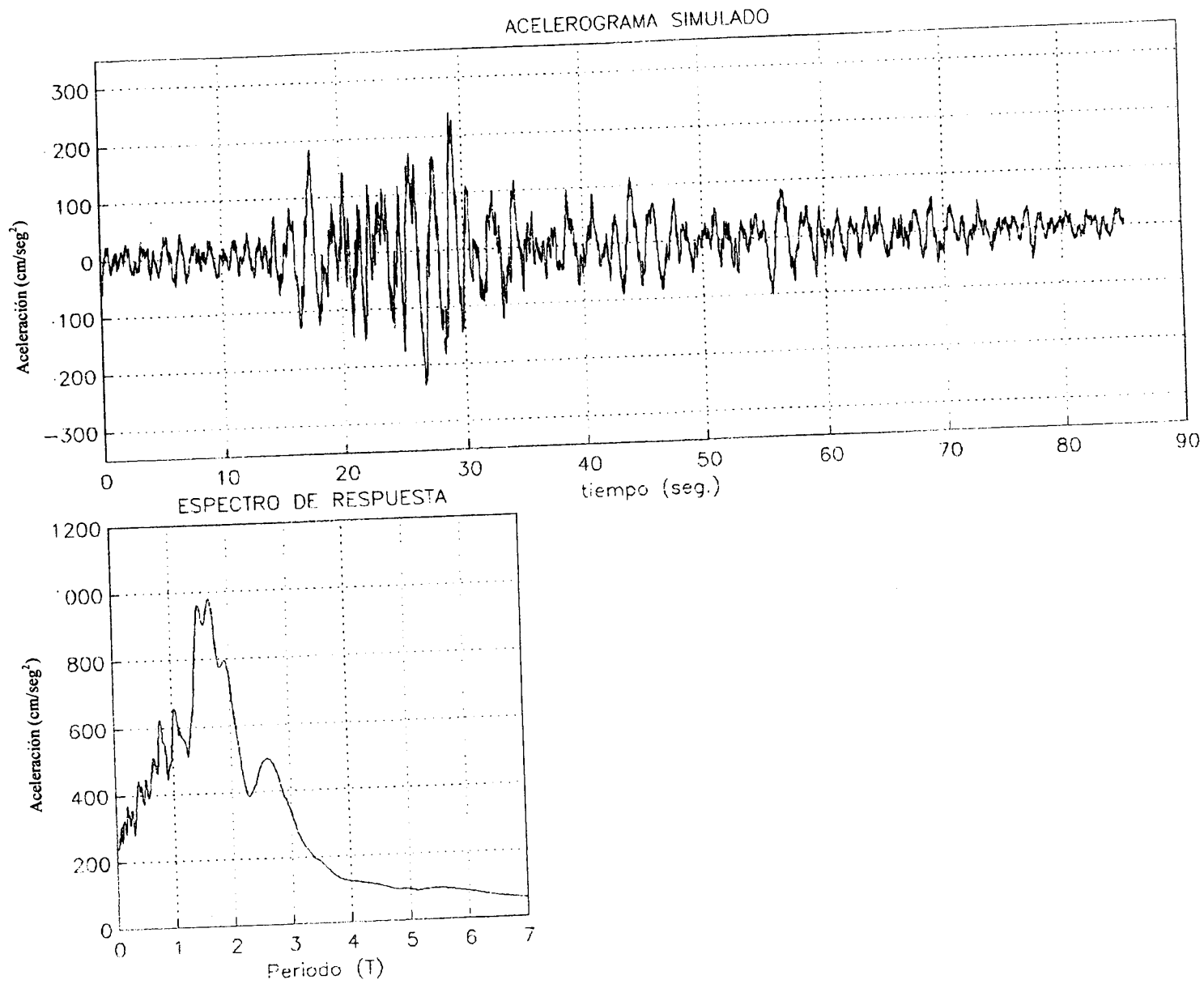


Fig 4.13 Excitación Simulada, Tipo 3

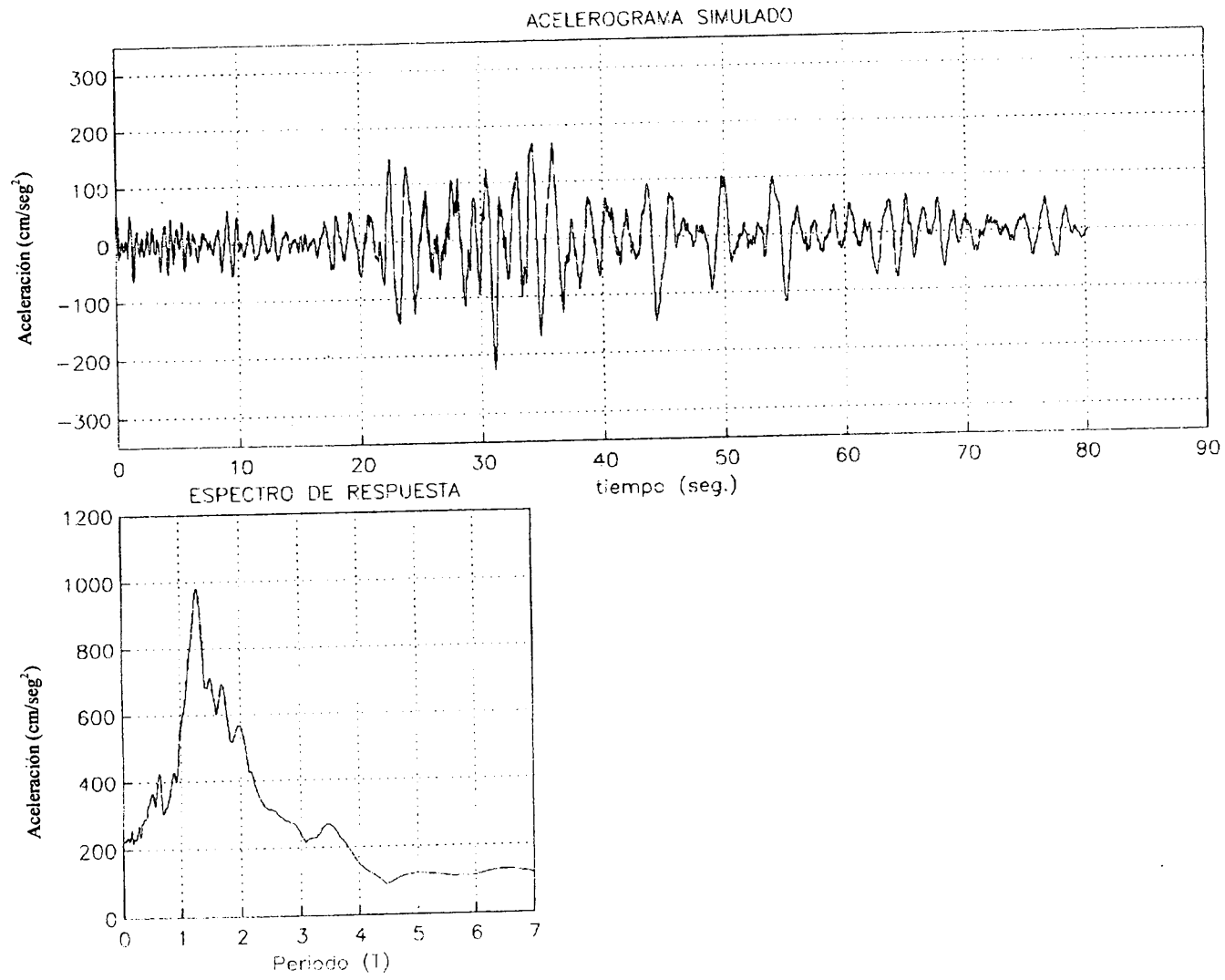


Fig. 4.14. Excitación simulada, Tipo 3.

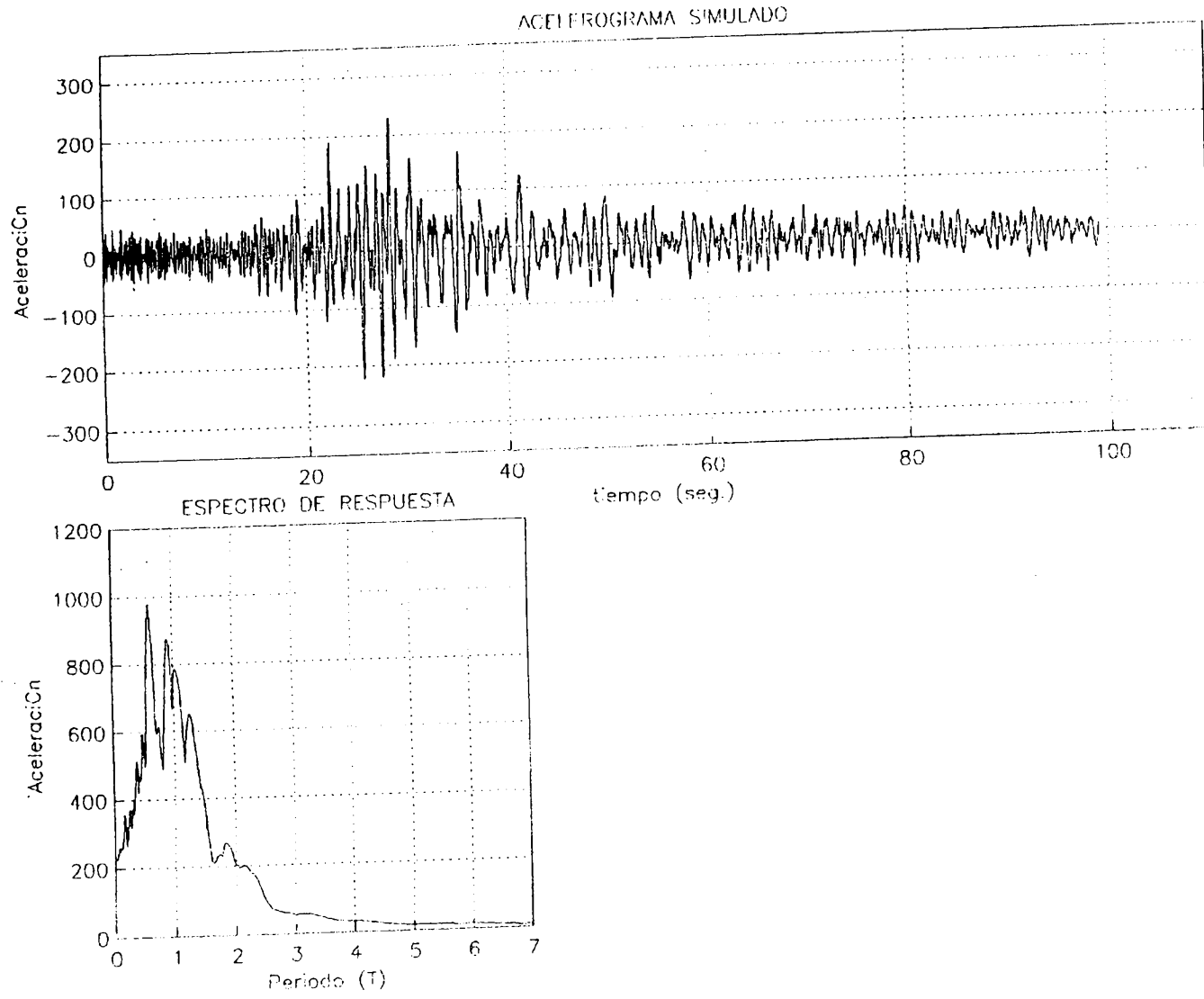


Fig.4.15 Excitación Simulada, Tipo 3

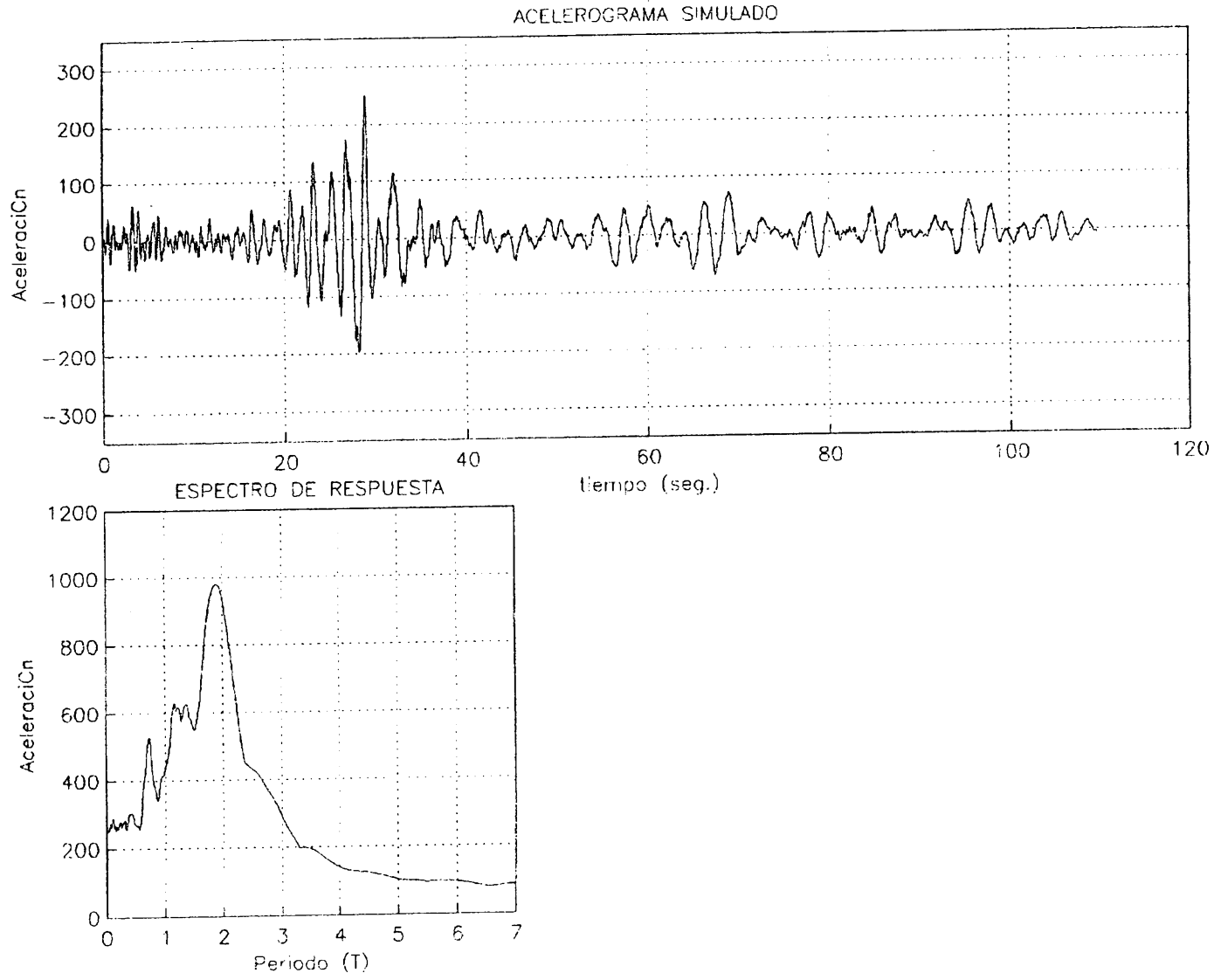


Fig 4.16 Excitación Simulada, Tipo 3

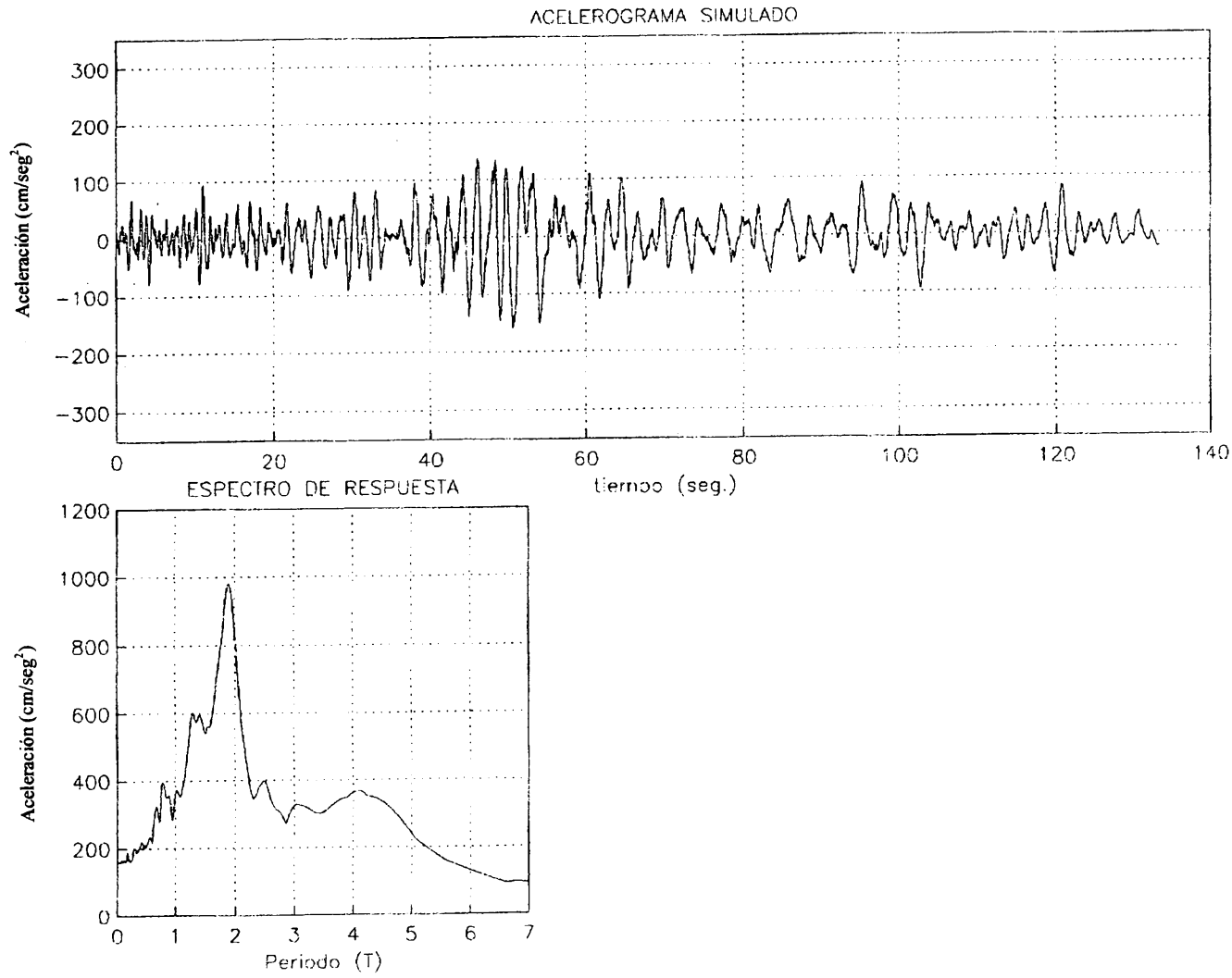


Fig 4.17. Excitación Simulada, Tipo 3

## **5.- INDICADORES DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL**

### **5.1 INDICADORES DE DAÑO ACUMULADO**

Con el fin de estudiar la respuesta sísmica no lineal de marcos de edificios, es posible establecer un indicador del nivel de comportamiento no lineal de la estructura, este indicador debe proporcionar información precisa sobre la amplitud de la deformación en algún punto de la estructura, también debe aportar información sobre el grado de deterioro que puede alcanzarse en la rigidez en un entrepiso dado, como consecuencia de los ciclos de respuesta a los que es sometida.

En lo que sigue este indicador de comportamiento no lineal se definirá en términos de índices de daño u índices de fatiga referidos a las amplitudes de los ciclos de respuesta estructural.

En términos generales estos índices se especificarán por medio de la expresión  $\sum (\delta_i/\delta_F)^m$ , donde  $\delta_i$  es la amplitud del ciclo  $i$  de la respuesta y  $\delta_F$  es la deformación de falla ante carga monotónica.  $\delta_i$  y  $\delta_F$  se refieren a valores de la misma variable.

Estas variables se definen como el desplazamiento relativo del extremo superior del edificio con respecto a su base. Así estas variables están asociadas con el comportamiento global de la estructura, de manera que la falla o colapso de algún entrepiso se reflejará en un aumento del desplazamiento en el extremo superior del edificio o colapso total de la estructura.

Para un sistema estructural dado,  $\delta_F$  se obtiene por medio de un análisis de empuje lateral, que en éste trabajo consiste en someter a la estructura a una excitación que crece monotónicamente en el tiempo y que se muestra en la fig. 5.1.

En este trabajo, la falla de la estructura se define como la pérdida de rigidez y resistencia de la estructura, que esta asociada a un desplazamiento excesivo en la punta del edificio como se muestra en la fig. 5.2.

## MODELO 1

Como primer intento de representar la condición de falla se estudia el siguiente índice de daño  $D$ , inspirado en los modelos convencionales de daño por fatiga. En este modelo de daño, se trata de definir el daño global de la estructura en función del nivel de deformaciones de cada ciclo y de la deformación de falla por carga monotónica. El modelo se representa por medio de la siguiente ecuación,

$$D = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right)^m \quad (5.1)$$

donde

$D$  = índice de daño.  $0 \leq D \leq 1$

$\delta_i$  = deformación máxima positiva del ciclo  $i$ .

$\delta_F$  = deformación de falla por carga monotónica.

$m$  = parámetro de falla que define al modelo.

$n$  = número total de ciclos.

$D = 0$  significa que la estructura no ha presentado daño alguno, mientras que  $D = 1$ , representa el colapso de la estructura.

En este modelo se pretende encontrar un factor óptimo de  $m$  que represente la falla de la estructura para cualquier tipo de sismo,  $m$  es un valor que depende del número de ciclos a que es sometida la estructura.

Para estudiar ésta propuesta se lleva la estructura a la falla ante diferentes excitaciones por lo que  $D = 1$ , es decir, la estructura ha llegado al colapso. De sustituir el índice de daño  $D = 1$  en la ec. 5.1 se define la siguiente función para estimar el valor del parámetro  $m$ .

$$f(m_k) = 1 - \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right)^{m_k} \quad (5.2)$$

derivando la ec. 5.2 se obtiene la ec. 5.3

$$f'(m_k) = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right)^{m_k} \ln \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right) \quad (5.3)$$

De las ecuaciones 5.2 y 5.3 se calcula el valor de  $m$ , usando el método de Newton.

$$m_{k+1} = m_k + \frac{f(m_k)}{f'(m_k)} \quad (5.4)$$

Las excitaciones controladas que se utilizan para evaluar éste índice de daño fueron del tipo 1, definidas en el capítulo 4, para diferentes valores de frecuencia ( $\omega = 4.188, 3.1416, 2.5133, 2.0944$ ). Estas frecuencias se obtienen de suponer que los periodos de vibración del terreno son de  $T = 1.5, 2.0, 2.5$  y  $3.0$  segundos respectivamente. El cálculo de las frecuencias se obtiene con la siguiente expresión.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (5.5)$$

La razón por la que se utilizan las excitaciones controladas definidas en el capítulo 4, es para obtener un rango amplio de excitaciones con diferentes frecuencias representativas del movimiento del terreno.

Del análisis, se obtuvieron los siguientes resultados:

La fig. 5.3, muestra cuatro curvas para diferentes valores de frecuencia; aquí se grafica el valor del parámetro  $m$  contra el número de ciclos  $a$  que se sometió la estructura, para comparar el comportamiento de los valores del parámetro  $m$  para un determinado número de ciclos.

En ésta gráfica se puede ver que para un número pequeño de ciclos, esto es menos de cinco, los valores de  $m$  para diferentes frecuencias, son muy parecidos, oscilando en un rango entre 0.2 y 0.5. Sin embargo a medida que se va incrementando el número de ciclos, estos valores de  $m$  van tomando diferentes tendencias es decir hay una variabilidad de los valores de  $m$ , significativa. Se observa que a mayor número de ciclos, mayor es la variabilidad del parámetro  $m$ . En la gráfica, se puede ver que para más de 20 ciclos, ya existe una dispersión importante.

De la gráfica anterior se observó que existe dispersión significativa con las excitaciones controladas con respecto al número de ciclos, entonces se decidió dividir el valor de  $m$  entre el número de ciclos para eliminar la dependencia de estos sobre el parámetro  $m$ ; entonces se obtiene la gráfica la fig. 5.4. En esta gráfica se muestra el parámetro  $C$  que es igual a  $m$  entre el número de ciclos, contra el número de ciclos a la falla. Las excitaciones que se utilizan en este modelo son las mencionadas anteriormente, más las excitaciones simuladas tipo 3 del capítulo 4, estas últimas, son para hacer una comparación entre los dos tipos de excitaciones.

Finalmente en la fig. 5.4, se observa dos curvas, una para excitaciones controladas y otra para simuladas, cada punto representa una excitación. La curva que corresponde a las excitaciones controladas tiene un comportamiento estable en cuanto al parámetro  $C$  con relación al número de ciclos a la falla, el parámetro  $C$  se mantiene en un valor promedio de 0.12. En las excitaciones simuladas el valor  $C$  presenta más variabilidad en relación con los ciclos de falla, que las excitaciones controladas, pero es una variabilidad pequeña. Esto quiere decir a primera vista que podemos emplear excitaciones controladas para evaluar el parámetro  $C$ , y evaluar el daño en estructuras de concreto.

## MODELO 2

Como segunda propuesta posible de expresar el daño global,  $D$ , se utilizó el índice de daño anterior, pero se incorporan algunas variantes con el fin de incluir y considerar más factores en el cálculo del daño global, como por ejemplo no se consideran los desplazamientos en la zona elástica, es decir desplazamientos menores al de fluencia, con el propósito de observar el comportamiento y la variabilidad del parámetro  $m$  que se evalúa para encontrar un valor de  $m$  único que represente un valor confiable para poder cuantificar el daño en una estructura. El modelo se define a continuación.

$$D = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right)^m \quad (5.6)$$

donde

$\delta_i = \Delta_i - \Delta_y$  = deformación inelástica del ciclo i.

$\delta_F = \Delta_F - \Delta_y$  = deformación inelástica por carga monotónica.

$\delta_{\max} = \Delta_{\max} - \Delta_y$  = deformación máxima inelástica en “n” ciclos.

$\Delta_y$  = deformación de fluencia por carga monotónica.

$\Delta_i$  = deformación en el ciclo i.

$\Delta_F$  = deformación de falla por carga monotónica.

$\Delta_{\max}$  = deformación máxima en “n” ciclos.

m = parámetro de falla que define al modelo.

n = número total de ciclos.

De la misma manera, que el índice de daño anterior, se considera que la estructura ha fallado, esto es  $D = 1$ ; por lo tanto, se sustituye en la ec. 5.6 y se define la función representada por la ec. 5.2, derivando ésta, se tiene la ec. 5.3. Con lo anterior se calcula el valor del parámetro m, con el método de Newton que se expresa en la ec. 5.4. Esto con el fin de observar su comportamiento en función del número de ciclos a la falla que se somete la estructura.

Las diferentes excitaciones que se utilizan para calibrar éste índice de daño, son excitaciones controladas tipo1 definidas en el capítulo 4, para valores de  $\omega = 2.094, 2.51, 3.14$  y  $4.18$ , los cuales se obtuvieron de sustituir los valores del periodo  $T = 3.0, 2.5, 2.0$  y  $1.5$  segundos, en la ec. 5.5 respectivamente.

También se utiliza excitaciones simuladas del tipo 3 definidas en el capítulo 4 de este trabajo, con el propósito de comparar éstas, con las excitaciones controladas antes mencionadas.

Al evaluar este modelo, se obtuvieron los siguientes resultados:

En la fig. 5.5, se tienen cuatro curvas, cada curva representa una familia de excitaciones para una frecuencia dada. En el eje de las abscisas se grafica el número de ciclos a que es sometida la estructura, mientras que en las ordenadas el valor del parámetro  $m$ . Las curvas mostradas, son ascendentes, es decir al irse incrementando  $m$ , también crece el número de ciclos. En la gráfica se muestra que para las distintas frecuencias usadas el valor de  $m$ , para cualquier número de ciclos permanece sin cambios radicales, aunque a medida que crecen los ciclos, estos valores empiezan a tener cierta variación, aunque es pequeña.

Al igual que en el modelo anterior se puede observar que el valor de  $m$  sigue dependiendo del número de ciclos, de tal manera que quitamos esta dependencia dividiendo el valor de  $m$  entre el número de ciclos que es igual al factor  $C$ , y se grafica contra el número de ciclos a la falla.

En la fig. 5.6, se observan dos curvas que compara la excitación controlada de la simulada. En las excitaciones controladas se observa cierta uniformidad en el valor de  $C$  que tiene un valor de 0.04 aproximadamente, mientras que para las excitaciones simuladas, el valor de  $C$  sí presenta cierta variación. A diferencia del modelo anterior, este modelo presenta menos ciclos a la falla debido a que no se consideraron los desplazamientos menores al desplazamiento de fluencia.

### MODELO 3

También se estudió el siguiente modelo. En ésta nueva propuesta, se utiliza  $I_f$  en lugar del símbolo  $D$ , para indicar que es un índice de fatiga y que éste puede tomar valores diferentes y mayores a uno, ya que para  $D$ , el valor máximo que éste puede tomar es uno. De lo que se trata aquí, es someter la estructura en estudio, a familias de excitaciones controladas tipo 1 definidas en el capítulo 4, y calcular  $I_f$  que se define en la ec. 5.3, en función del parámetro  $m$ , buscado para encontrar un valor de  $m$  óptimo que represente la menor variabilidad a manera de obtener los valores de  $I_f$ , y ajustarlos con conceptos estadísticos; así,  $I_f$  se

tomaría como una medida de la capacidad del sistema. El índice de fatiga se define por medio de la siguiente ecuación.

$$I_f = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right)^m \quad (5.7)$$

donde

$I_f$  = índice de fatiga.

$\delta_i$  = deformación máxima positiva del ciclo  $i$ .

$\delta_F$  = deformación de falla por carga monotónica.

$m$  = parámetro de falla que define al modelo.

$n$  = número total de ciclos.

En éste nuevo modelo se calcula el valor del índice de fatiga  $I_f$ , para cada valor de  $m$  dado, que corresponde a un modo de falla especificado, el cual se inicia con  $m = 0.1$  y este valor se va incrementando 0.1 hasta un valor de  $m = 5$ , esto quiere decir que se obtienen 50 valores de  $I_f$  para una excitación en particular. Esto es con el fin de evaluar la variabilidad de los valores de  $I_f$ , para distintos valores de  $m$ .

Una vez que se tienen los valores de  $I_f$  para cada valor dado de  $m$  y diferentes excitaciones, la mejor forma de evaluar sus tendencias, es a través de conceptos de estadística, como son la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación que miden de distinta manera el grado de incertidumbre o variabilidad que se tiene acerca de la variable, que en este caso es  $I_f$ , aunque el valor que se desea evaluar en realidad es  $m$ . La manera en que se valúa el valor de  $m$  óptimo es en donde el coeficiente de variación (CV) de  $I_f$  es mínimo para un valor de  $m$  en particular. El CV es la relación de la desviación estándar y la media aritmética de la variable buscada; entonces, si la desviación estándar es pequeña, la probabilidad de que la variable tome un valor muy alejado de su media tiende a valores despreciables. Por el contrario, cuando la desviación estándar es alta existen probabilidades significativas de que la variable adquiera valores mucho menores y mucho mayores que la media, lo cual se traduce en dispersión de la variable que se desea obtener.

Hay que tener también en cuenta que el valor de la media aritmética influye de manera importante en el resultado del CV ya que es inversamente proporcional a la desviación estándar. En este trabajo se usan estos conceptos ya que permiten calcular medidas de dispersión que nos dan una idea de la variabilidad con que se comportan los valores de  $I_f$  que se calcularon. Y con esto, poder establecer el daño en la estructura.

La media del índice de fatiga  $I_f$  está definida por:

$$I_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_{fi} \quad (5.8)$$

donde

$I_f$  = media aritmética.

$I_{fi}$  = índice de fatiga i.

n = número de  $I_{fi}$  con el mismo valor de m.

La desviación estándar se define como:

$$\sigma_{I_f}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (I_{fi} - I_f)^2 \quad (5.9)$$

Finalmente el coeficiente de variación está dado por:

$$C.V. = \frac{\sigma_{I_f}}{I_f} \quad (5.10)$$

Para éste índice de fatiga, sólo se calibró para una familia de excitaciones controladas tipo 1 del capítulo anterior, con un valor de  $\omega = 3.1416$ ; ya que en los modelos anteriores se observó, que para diferentes valores de frecuencias se tenía cierta variabilidad, por lo que se decidió usar sólo éste valor de frecuencia, que además, es la frecuencia dominante de los

sismos reales con los que se trabaja, que corresponden a un periodo natural de vibración del terreno de dos segundos; también se decidió incluir las excitaciones simuladas tipo 3 definidas en el capítulo 4, con el propósito de tener un comportamiento más realista y además compararlo con las excitaciones controladas para observar las tendencias que las rigen y las diferencias que existen entre ellas. Además de lo anterior, se definió un nuevo criterio para cuantificar los desplazamientos  $\delta_i$ . En los ciclos de histéresis, el valor del desplazamiento del ciclo "i" ( $\delta_i$ ), se toma de la siguiente manera:

$$\delta_i = \frac{\delta_{max} - \delta_{min}}{2} \quad (5.11)$$

donde

$\delta_i$  = deformación del ciclo i.

$\delta_{max}$  = deformación máxima del ciclo i.

$\delta_{min}$  = deformación mínima ciclo i.

De acuerdo con lo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

La fig. 5.7, muestra dos curvas, una para excitaciones simuladas tipo 3 definidas en el capítulo 4, y la otra para las excitaciones controladas tipo 1 del capítulo anterior, la media de  $I_f$  corresponde al eje de las ordenadas y los valores de  $m$  al eje de las abscisas. La media para los dos tipos de excitaciones son muy parecidas; las curvas mostradas son en forma descendente, la media es alta para valores pequeños de  $m$ , pero al ir creciendo el valor de  $m$ , el valor de la media va decreciendo hasta un valor muy pequeño.

En la fig. 5.8, se grafican los valores de la desviación estándar contra los valores de  $m$ . Las curvas tienen un comportamiento descendente, teniendo su máximo valor de la desviación estándar para  $m = 0.2$  aproximadamente, para los dos tipos de excitación. La

desviación estándar decrece según se va incrementando el valor de  $m$ . Cuando  $m \geq 3$  la desviación estándar es muy pequeña.

Para la fig. 5.9, donde se muestra valores del coeficiente de variación (CV) contra los valores de  $m$ , se tienen dos curvas, una es la excitación controlada y la otra, la excitación simulada. La primera curva mencionada, tiene el valor mínimo de CV para un  $m = 0.3$  aproximadamente; mientras que para el sismo controlado el valor de CV mínimo se presenta también para un valor de  $m$  de 0.3.

De la fig. 5.9 cabe destacar que el valor mínimo de CV es cuando  $m = 0.3$  aproximadamente para los dos tipos de excitación. Se graficó la relación  $\delta_i/\delta_F$  contra el número de ciclos a la falla, para una sola excitación controlada del tipo 1 y una simulada del tipo 3 del capítulo 4 y se comparan, lo anterior para conocer el comportamiento de la relación  $\delta_i/\delta_F$  para cada ciclo a la falla según se va desarrollando el modelo con un valor de  $m = 0.3$ , el cual nos da de la gráfica anterior la menor variabilidad.

En la fig. 5.10 se muestra la gráfica en donde se comparan las curvas de excitaciones controladas y excitaciones simuladas. Aquí se grafica la relación  $\delta_i/\delta_F$  contra el número de ciclos. Las dos curvas muestran un comportamiento uniforme con bastante similitud, tomando una ligera variación del valor de la relación  $\delta_i/\delta_F$ , cuando han transcurrido veinticinco ciclos de carga. Esta ligera variación que presentan estas curvas es muy ligera por lo tanto puede aceptarse.

#### MODELO 4

En el siguiente modelo se retoma la ec. 5.7 con las mismas características, pero ahora incorporando un nuevo parámetro en lo que se refiere a la excitación controlada tipo 2 del capítulo 4, a la que es sometida la estructura en estudio. De alguna manera se trata de observar el comportamiento de la estructura a partir de diferentes tipos de excitaciones, variando ciertos parámetros, para tratar de encontrar un patrón de comportamiento que rija

la respuesta de las estructuras y por supuesto, el daño que se presenta en éstas, en función de la variabilidad del parámetro  $m$ .

La historia de aceleración del terreno para este modelo se determina de la excitación controlada del tipo 2 del capítulo 4 de éste trabajo que tiene un factor de fase  $k$ .

A este factor de fase  $k$  se le asignaron los valores de 0.1, 0.2, 0.3 y 0.4. Con este nuevo parámetro se pretende desfazar la excitación a la que es sometida la estructura, para evaluar su comportamiento, con una nueva variante en la excitación. Esta excitación es comparada de igual forma, con valores de  $I_f$  en función del parámetro  $m$  obtenidos de excitaciones simuladas tipo 3 del capítulo 4.

La forma de calcular los valores de  $I_f$  y los valores que se le asignan a  $m$  se hace de la misma manera que se plantea en el modelo anterior, así como también la forma de evaluar sus tendencias, usando conceptos estadísticos mencionados anteriormente, para describir el comportamiento de los datos obtenidos y su variabilidad.

Del análisis de esta propuesta, se obtuvieron las siguientes gráficas, que se describen a continuación:

La fig. 5.11, muestra la media aritmética de  $I_f$  contra los valores de  $m$  dados. La media aritmética es mayor para las excitaciones simuladas que para las controladas, esto es cuando el valor de  $m$  es pequeño. Estas curvas son descendentes, con su máximo valor de la media, cuando  $m = 0.2$  aproximadamente. La curva decrece al aumentar  $m$ , pero cuando  $m$  se aproxima a 2 y hasta 5, el valor de la media es prácticamente constante y muy pequeño para los dos tipos de excitaciones.

En la fig. 5.12, se tienen los valores de las desviaciones estándar contra “ $m$ ”, siendo mayor la desviación para las excitaciones simuladas. Las curvas tienen sus máximos de desviación estándar, para valores pequeños de  $m$ , y disminuyen al aumentar este mismo valor. La desviación va decreciendo al ir creciendo  $m$ , y cuando  $m = 3$ , la desviación se

mantiene en un valor constante de uno aproximadamente, para los dos tipos de excitaciones.

En la fig. 5.13, se tienen las curvas del coeficiente de variación (CV) para cada valor de  $m$  dado y familias de excitaciones controladas y simuladas. Las dos curvas que se aprecian, son descendentes para valores de  $m$  pequeños, llegan a un mínimo del CV y empieza su ascenso, que es donde se empiezan a separar, es decir van tomando diferentes tendencias. La dispersión que se presenta, es significativa, para valores de  $m$  en general; pero tiene su mínimo valor de CV que es alrededor de 0.4, cuando el parámetro  $m = 0.8$  aproximadamente, para las dos curvas.

Al igual que en el modelo anterior, cabe destacar que el valor del CV es el mínimo cuando  $m = 0.8$  aproximadamente, para los dos tipos de excitación, entonces se procede a graficar la relación  $\delta_i/\delta_F$  contra el número de ciclos a la falla, para una sola excitación controlada del tipo 1 y una simulada del tipo 3 del capítulo 4 y se comparan.

En la fig. 5.14 se muestra la gráfica en donde se comparan las curvas, de las excitaciones controladas y simuladas. Estas curvas tienen un comportamiento muy parecido, es decir la relación  $\delta_i/\delta_F$  mantiene el mismo valor para las dos curvas a igual número de ciclos, teniendo un incremento para las dos excitaciones cuando el número de ciclo es alrededor de veinticinco. Esto muestra que la respuesta de la estructura para los dos tipos de excitaciones presenta poca variabilidad, que se podría considerar aceptable.

De la gráfica anterior, se tienen dos curvas que muestran que la respuesta de la estructura ante la excitación controlada y la simulada presentan cierta similitud por lo que se procede a graficar tres excitaciones simuladas más, del tipo 3 que se presentan en el capítulo 4, para corroborar que el comportamiento de estas curvas se mantiene de igual forma si cambiamos las excitaciones.

En las figs. 5.15, 5.16 y 5.17 se muestran las gráficas donde se compara la curva de una excitación controlada contra una excitación simulada, cada gráfica presenta una excitación

diferente. Estas gráficas se hicieron con el propósito de comparar si las curvas presentaban alguna modificación importante con respecto a la fig. 5.14. Las curvas presentan un comportamiento uniforme en la respuesta para los dos tipos de excitación, las tres figuras presentan semejanza en su trazo tomando iguales tendencias en lo que se refiere a la relación  $\delta_i/\delta_F$  con el número de ciclos de carga. Para las tres curvas se presenta un incremento de  $\delta_i/\delta_F$  cuando han transcurrido veinticinco ciclos.

De lo anterior se puede decir que este modelo presenta una variabilidad aceptable para diferentes excitaciones, por lo que se podría tomar para hacer un análisis de confiabilidad y tener una medida de la capacidad del sistema.

## MODELO 5

Una alternativa más de índice de fatiga para describir el daño global de la estructura, incorporando nuevos parámetros para tratar de reducir la variabilidad de los valores anteriores, se define de la siguiente manera:

$$I_f = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta_i}{\delta_F} \right)^m + \alpha \Delta. \quad (5.12)$$

donde

$I_f$  = índice de fatiga.

$\delta_i$  = deformación máxima positiva del ciclo  $i$ .

$\delta_F$  = deformación de falla por carga monotónica

$\alpha = 1/\delta_F$

$m$  = parámetro de falla que define al modelo.

$n$  = número total de ciclos.

El nuevo parámetro  $\Delta_0$  que se incorporó se definió de la siguiente manera. Al someter la estructura a excitaciones sísmicas, el parámetro  $\Delta_0$  se toma de los ciclos de histéresis donde el desplazamiento máximo y el desplazamiento mínimo son positivos, o sea, mayores que cero que corresponden a ciclos desfasados y se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta_0 = \frac{1}{N} \sum \Delta_i \quad (5.13)$$

donde

$\Delta_0$  = parámetro de deformaciones.

N = número de ciclos.

$$\Delta_i = \frac{\delta_{max} + \delta_{min}}{2}$$

Este modelo se calibró para familias de excitaciones controladas tipo 2 definidas en el capítulo 4, con una frecuencia de  $\omega = 3.1416$  y valores de  $k = 0.5, 1.0, \text{ y } 1.5$ . También se sometió a una serie de excitaciones simuladas tipo 3 del capítulo anterior. Los valores de  $m$  que se toman son los especificados en el modelo 3. Después del análisis, se hace la descripción de la respuesta de cada uno de los tipos de excitación y se comparan. Los criterios para evaluar los resultados obtenidos de éste análisis son los descritos para el modelo 3.

Después de analizar este modelo se obtuvieron los siguientes resultados.

Calculando la media de  $I_f$ , para las excitaciones propuestas y graficando contra sus respectivos valores de  $m$ , se obtiene la fig. 5.18. Esta gráfica no presenta variaciones importantes respecto a las mostradas para los modelos anteriores. La máxima de la media para los dos tipos de excitación, anda en un rango entre 45 y 50, para valores pequeños de  $m$ , y va descendiendo al incrementarse  $m$ . La media es muy pequeña y constante para valores de  $m$  mayores a 2, para los dos tipos de excitaciones mostradas.

En la fig. 5.19, se observa la variación de la desviación estándar de  $I_f$  contra valores de  $m$ , para las excitaciones estudiadas. Las curvas para los dos casos son descendentes, teniendo sus máximos valores cuando  $m$  es pequeño. La desviación estándar para la excitación simulada es mayor, sin embargo las curvas presentan similitud en su trazo, o sea, son curvas descendentes que al llegar a un valor de  $m = 3$ , se comportan igual, con valores de desviación estándar muy pequeños.

En la fig. 5.20, se grafican las curvas del coeficiente de variación (CV) para los índices de fatiga  $I_f$ , calculados contra el parámetro  $m$ . Para las dos curvas, se tiene que su CV mínimo es cuando  $m = 0.5$  aproximadamente, pero el CV es diferente para cada tipo de excitación, y en el caso de la excitación controlada, el CV es menor, que para la excitación simulada. Las curvas van ascendiendo conforme se va incrementado el valor de  $m$ , y cada una de las excitaciones van tomando tendencias diferentes, con CV mayores para la excitación del tipo controlada. En estas curvas se presenta cierta dispersión en los dos tipos de excitaciones que se usaron. De acuerdo a esta última gráfica, se observa que el parámetro que se incluyó influye en el modelo y presenta mayor variabilidad de los valores del índice de fatiga que está en función del parámetro  $m$ .

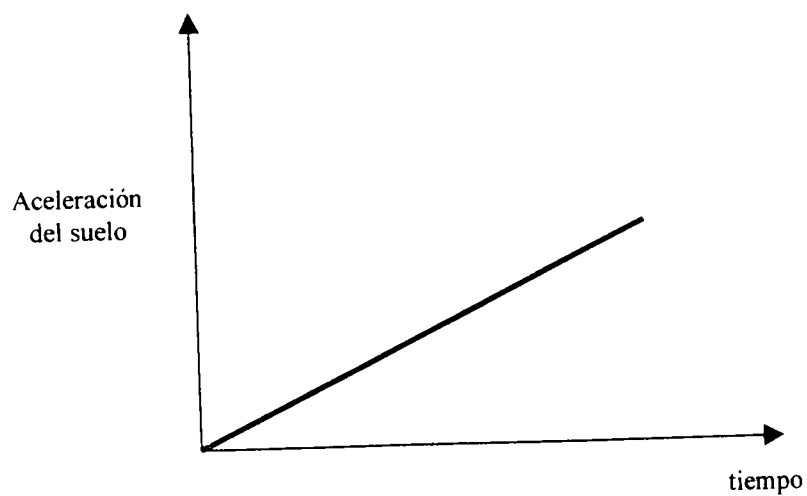


Fig. 5.1. Carga monotónica

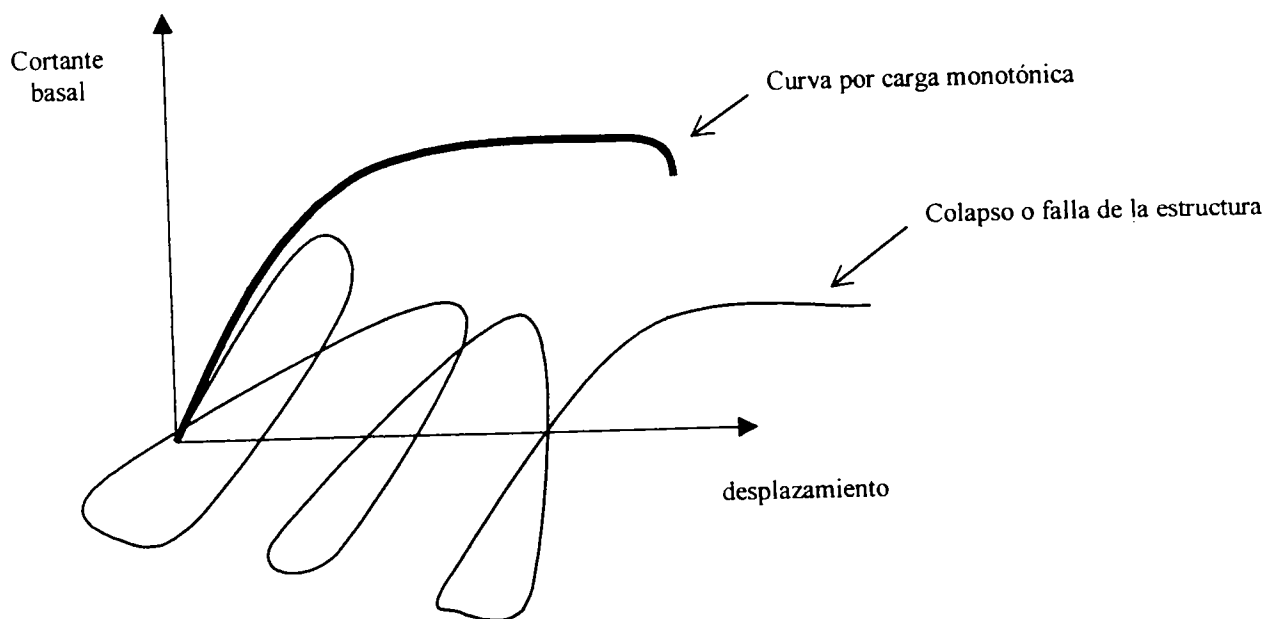


Fig. 5.2. Criterio de falla o colapso de la estructura

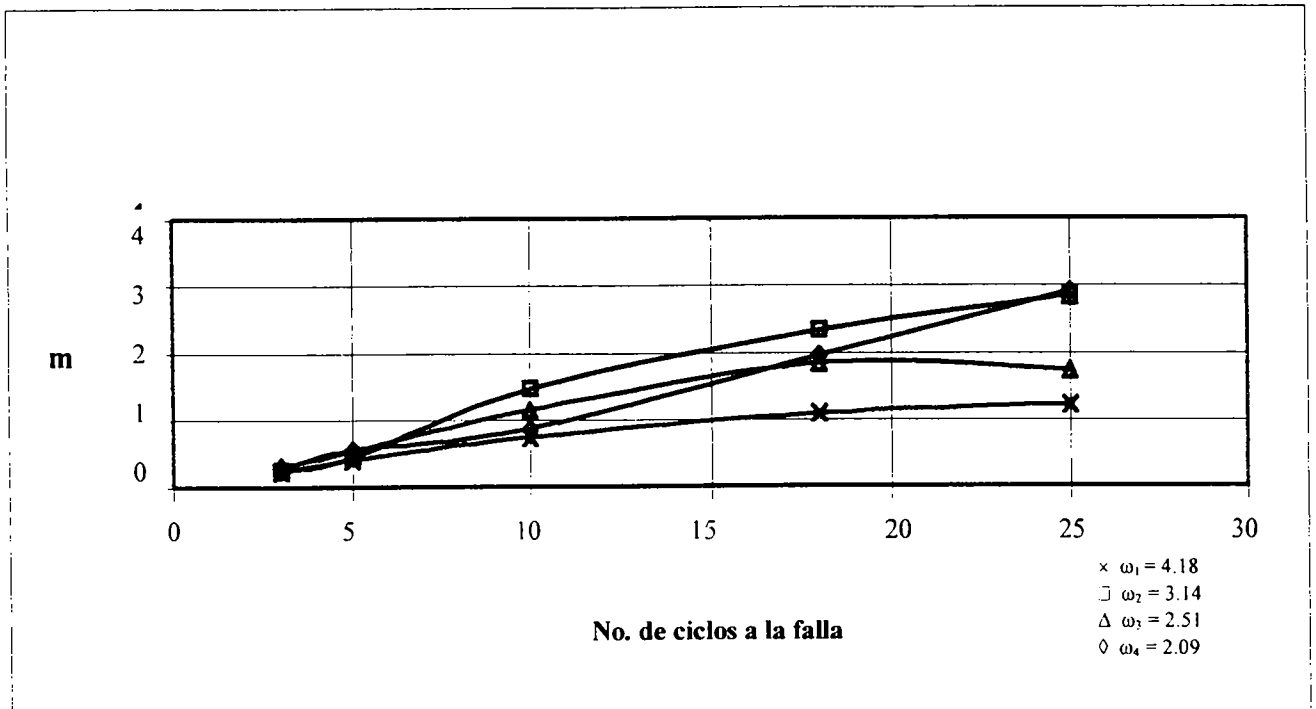


Fig. 5.3. Parámetro de índice de daños de la estructura con excitaciones controladas.

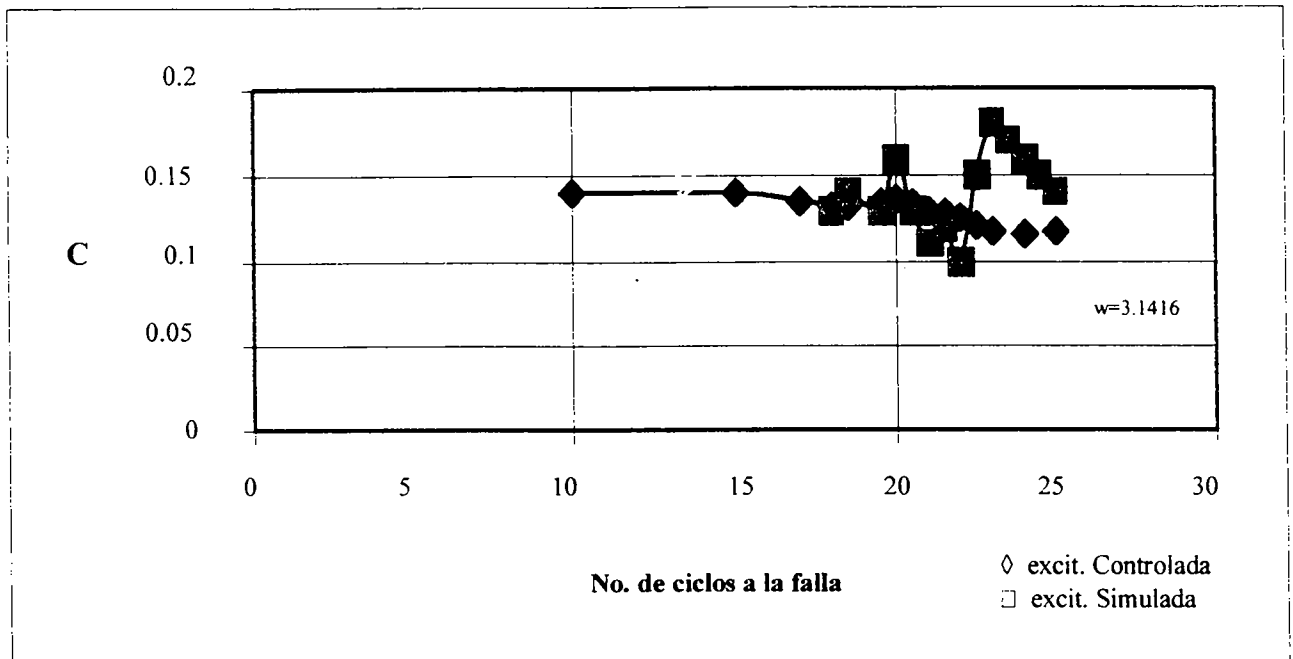


Fig. 5.4. Parámetro de índice de daños de la estructura con excitaciones controladas y simuladas.

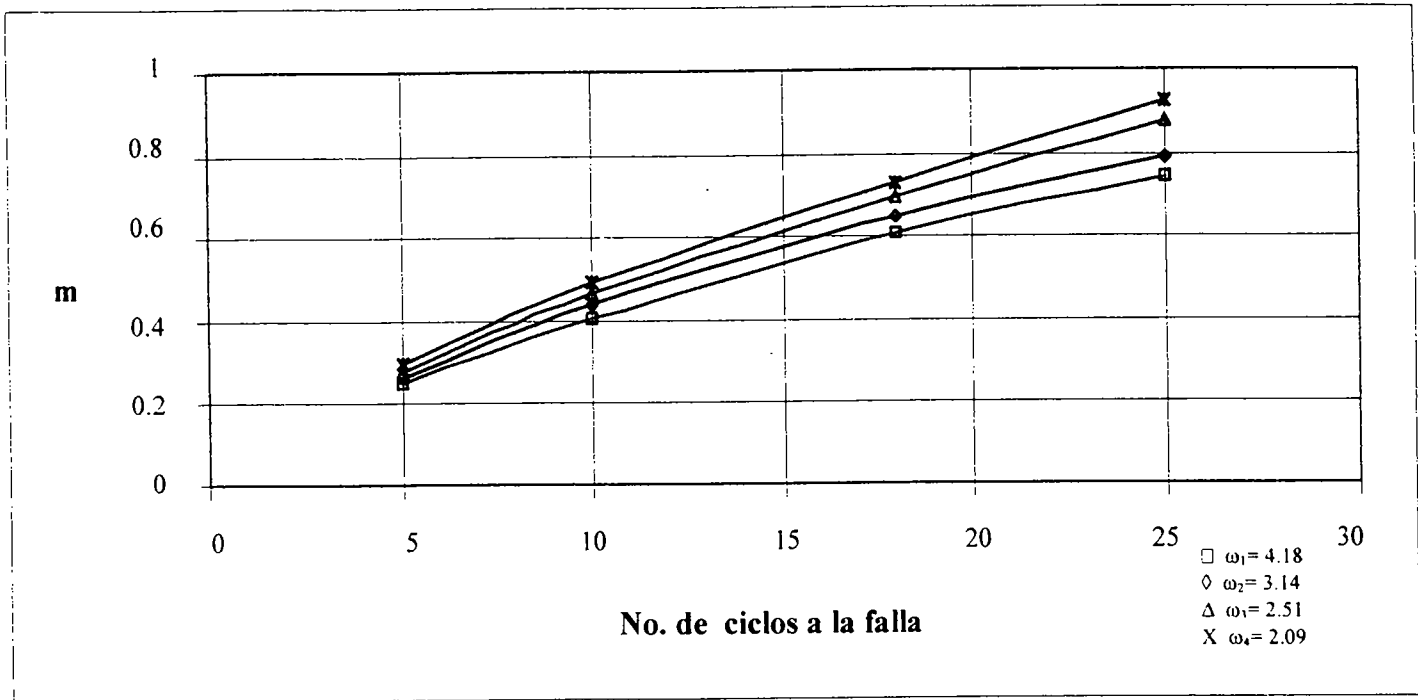


Fig. 5.5. Parámetro de índice de daños de la estructura con excitaciones controladas.

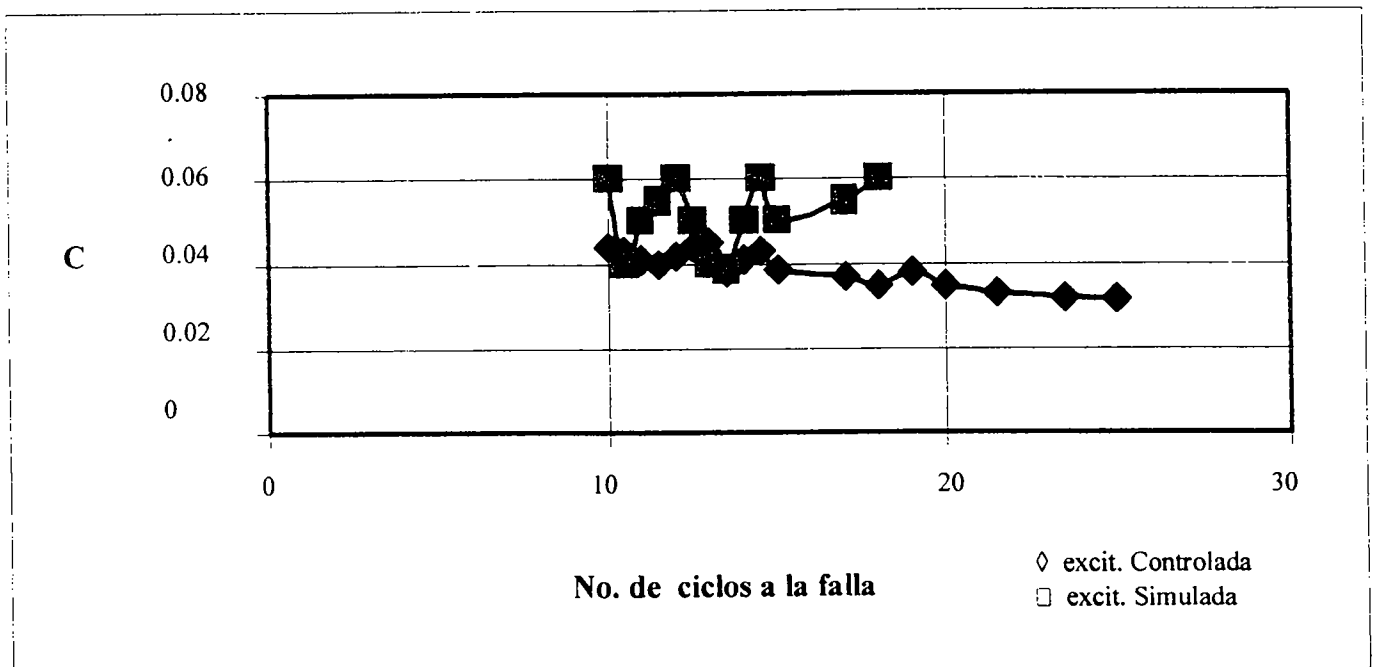


Fig. 5.6. Parámetro de índice de daños de la estructura con excitaciones controladas y simuladas.

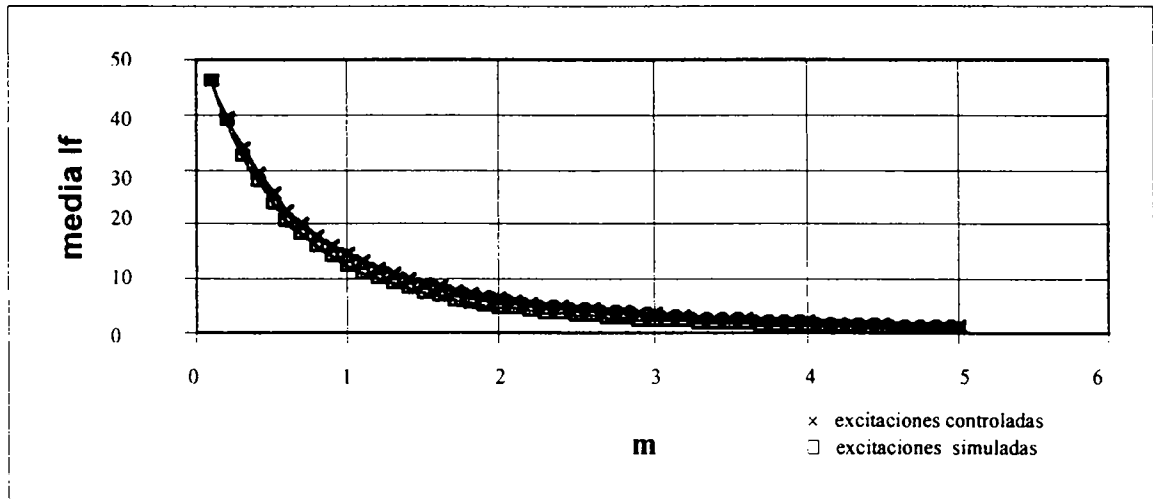


Fig. 5.7. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

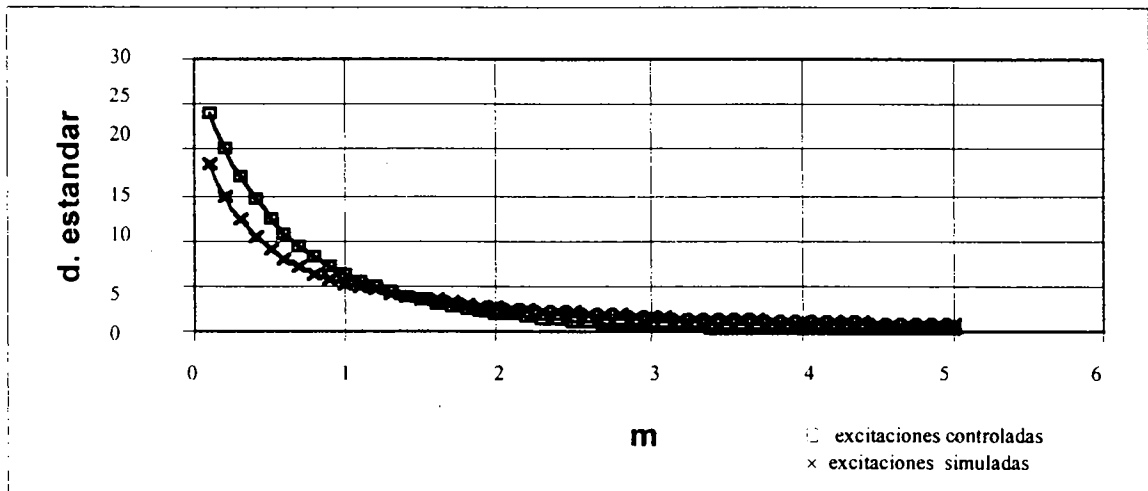


Fig. 5.8. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

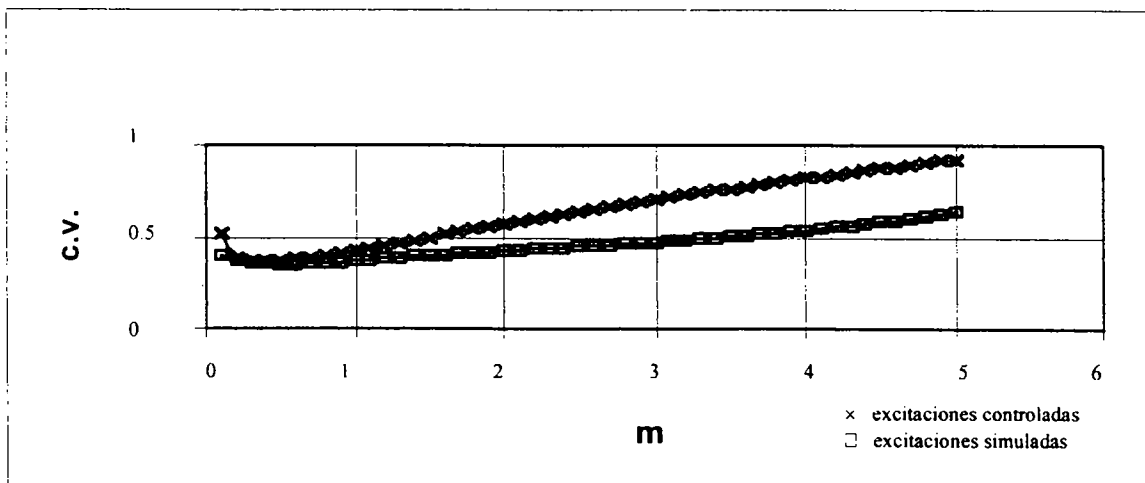


Fig. 5.9. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

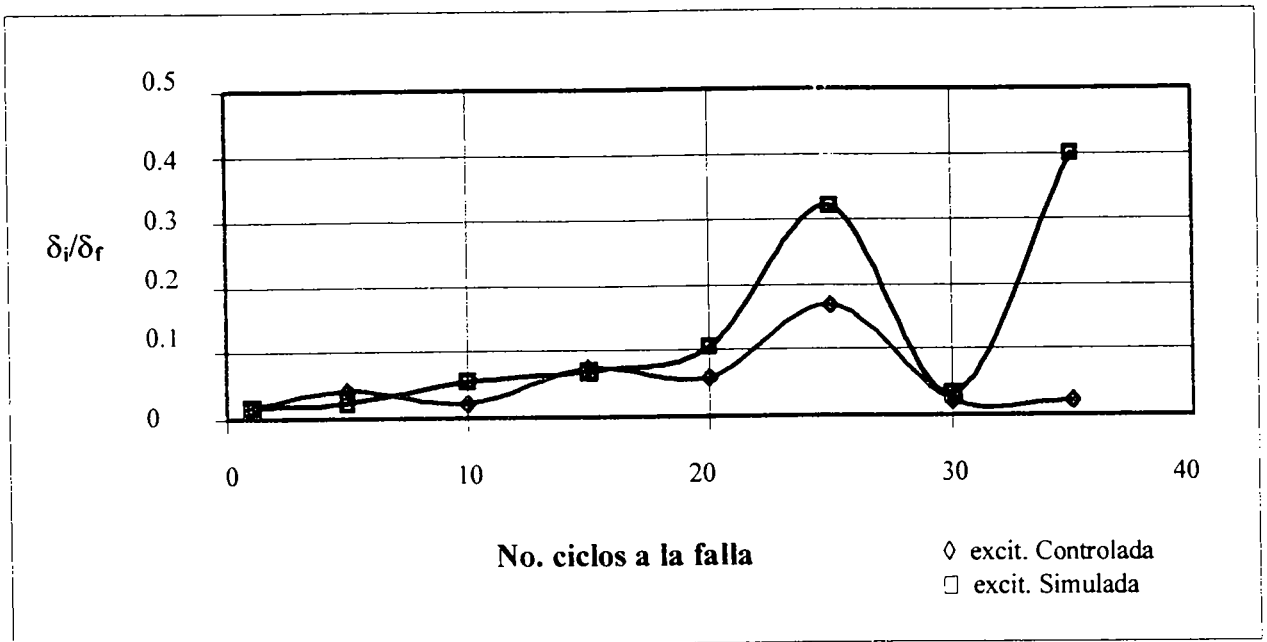


Fig. 5.10. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas

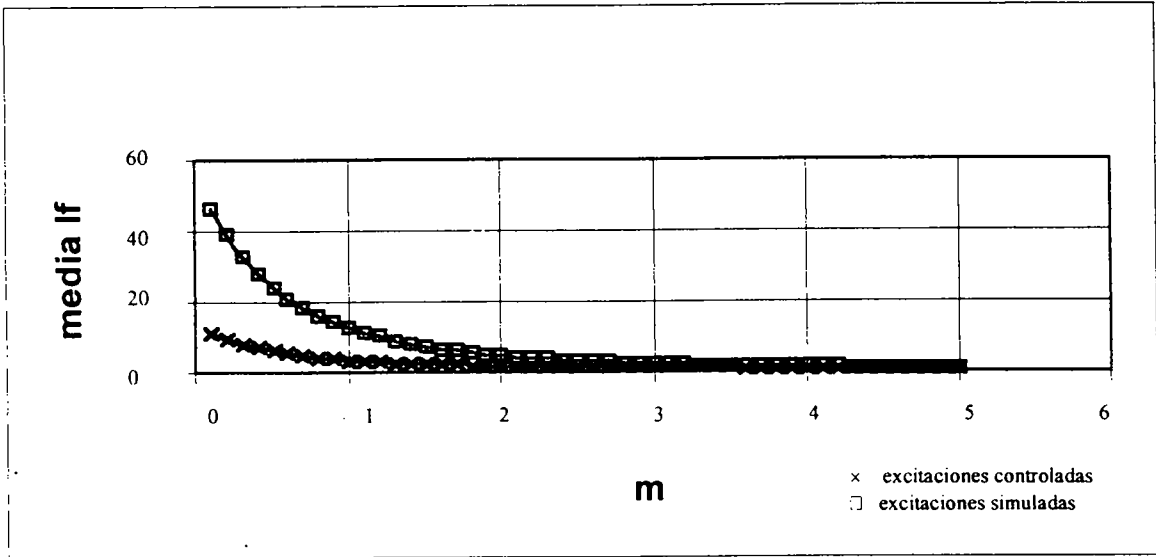


Fig. 5.11. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

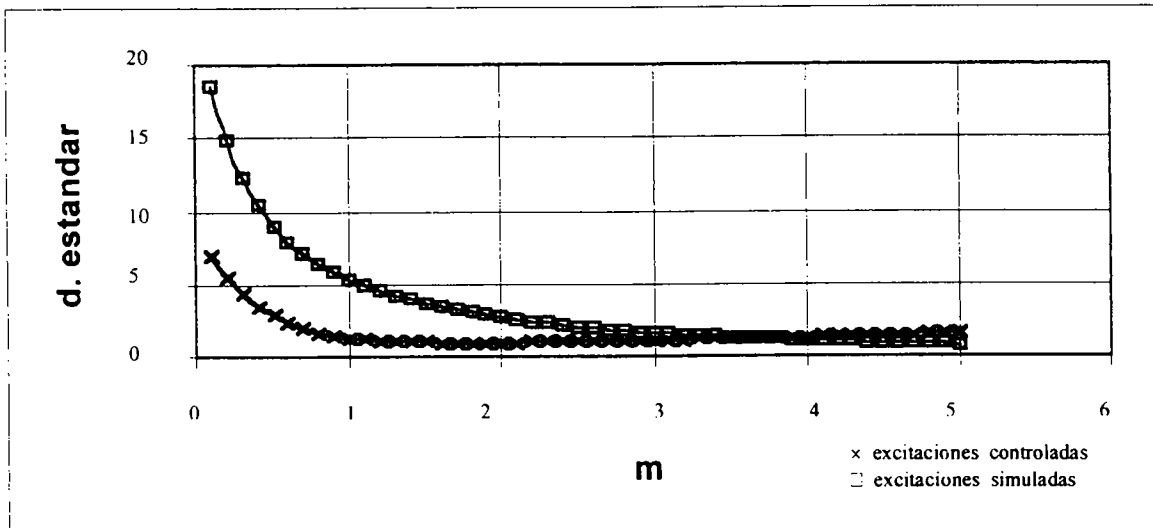


Fig. 5.12. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

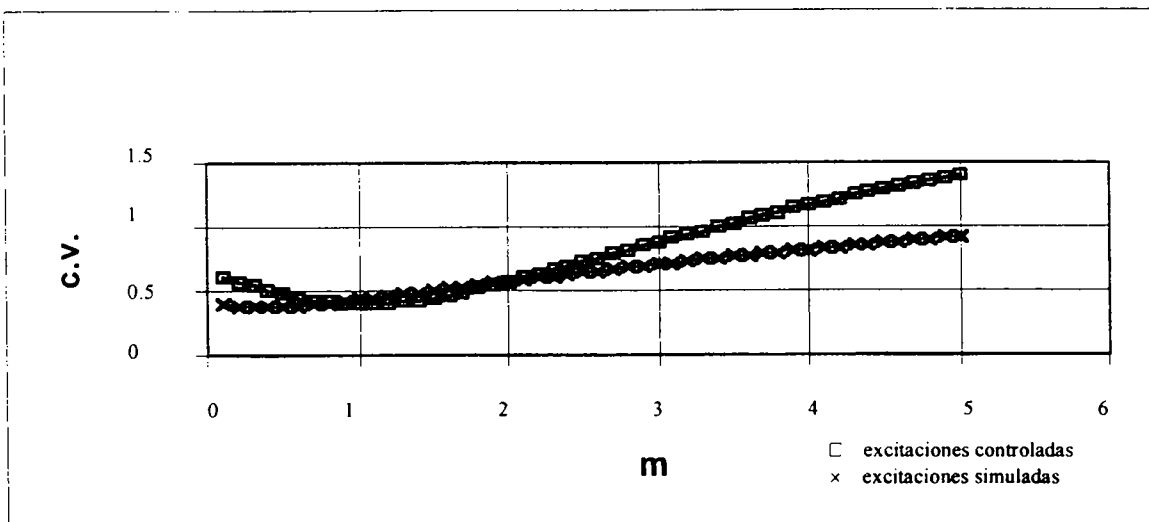


Fig. 5.13. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas

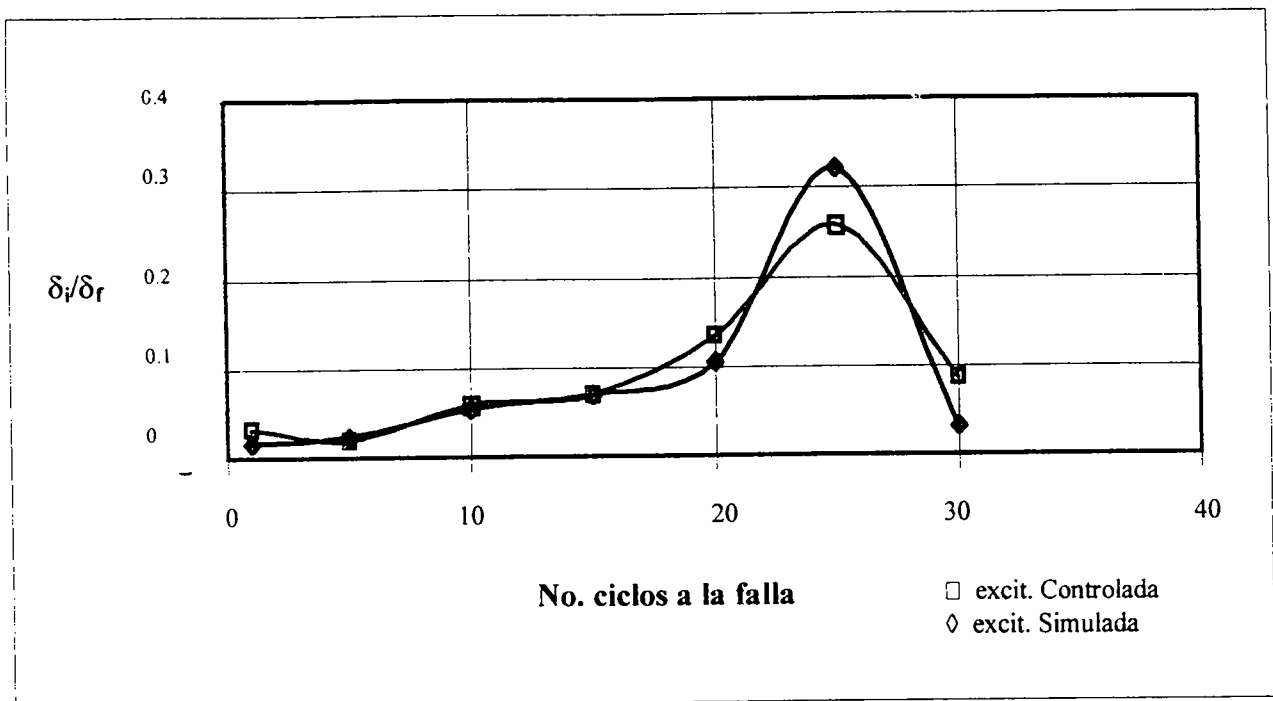


Fig. 5.14. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

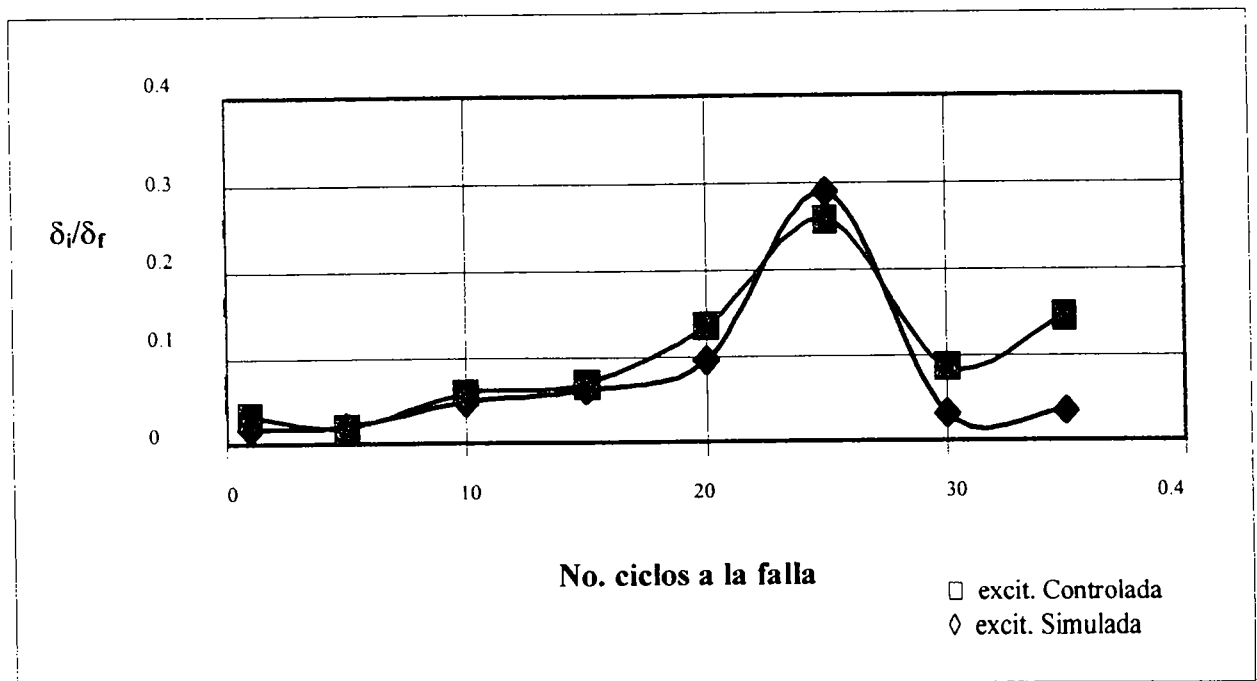


Fig. 5.15. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

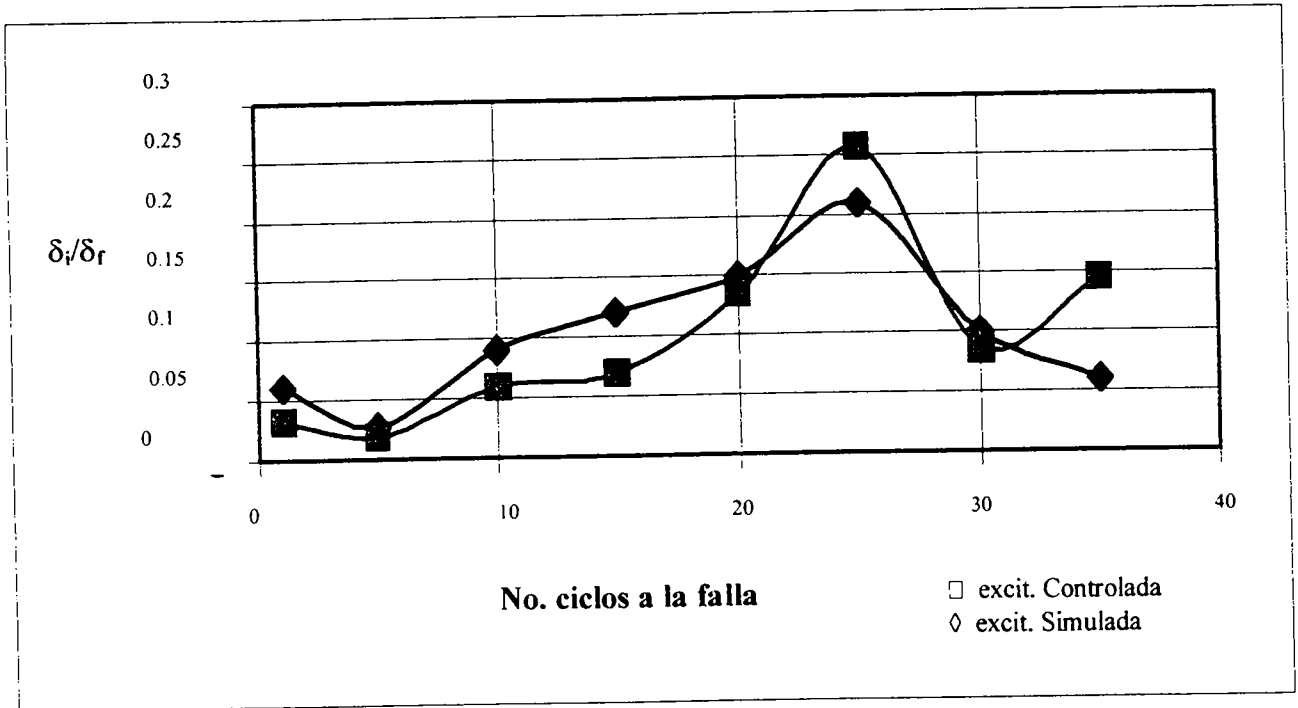


Fig. 5.16. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

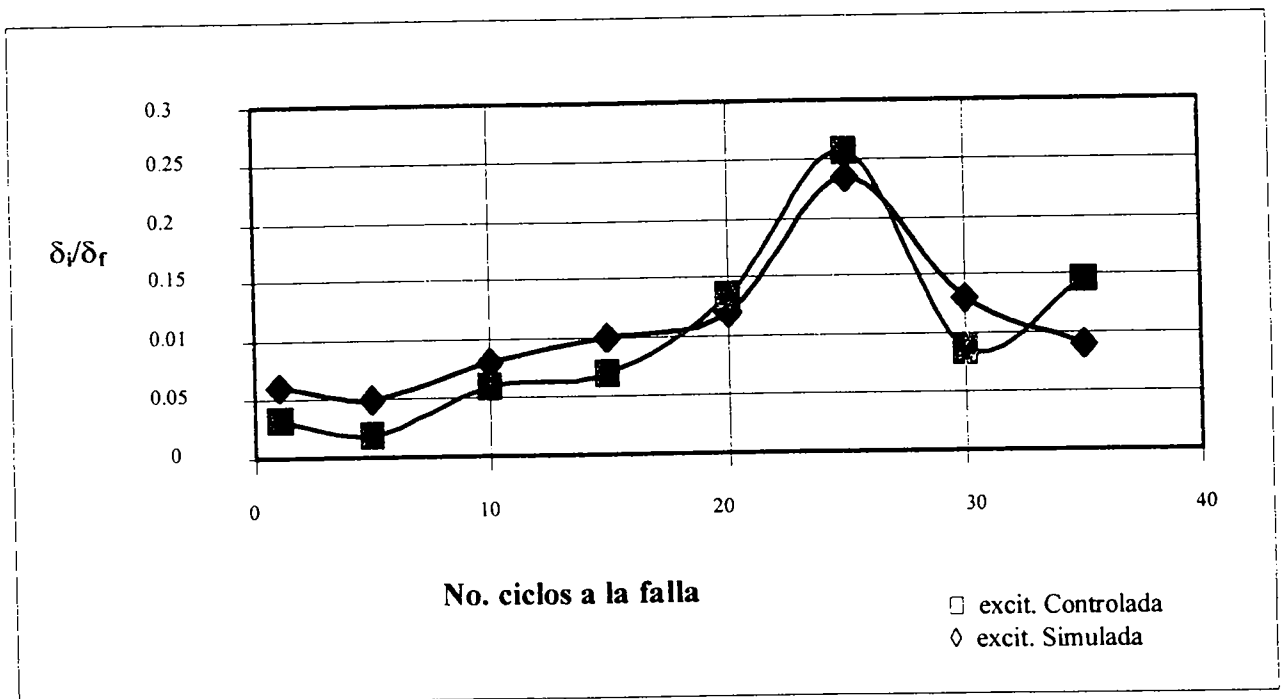


Fig. 5.17. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

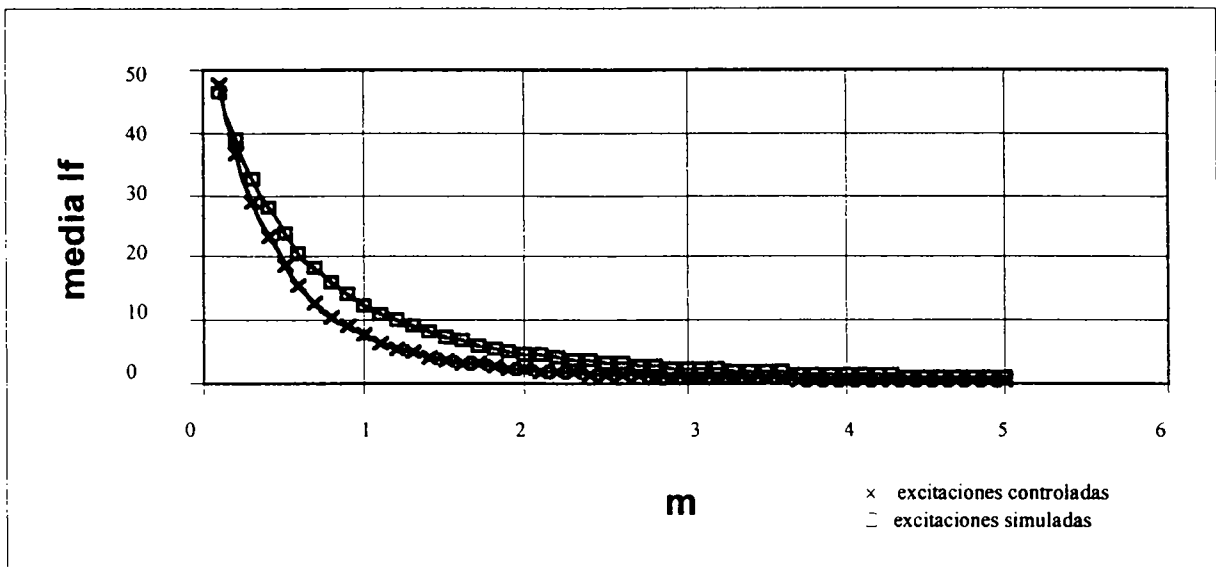


Fig. 5.18. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

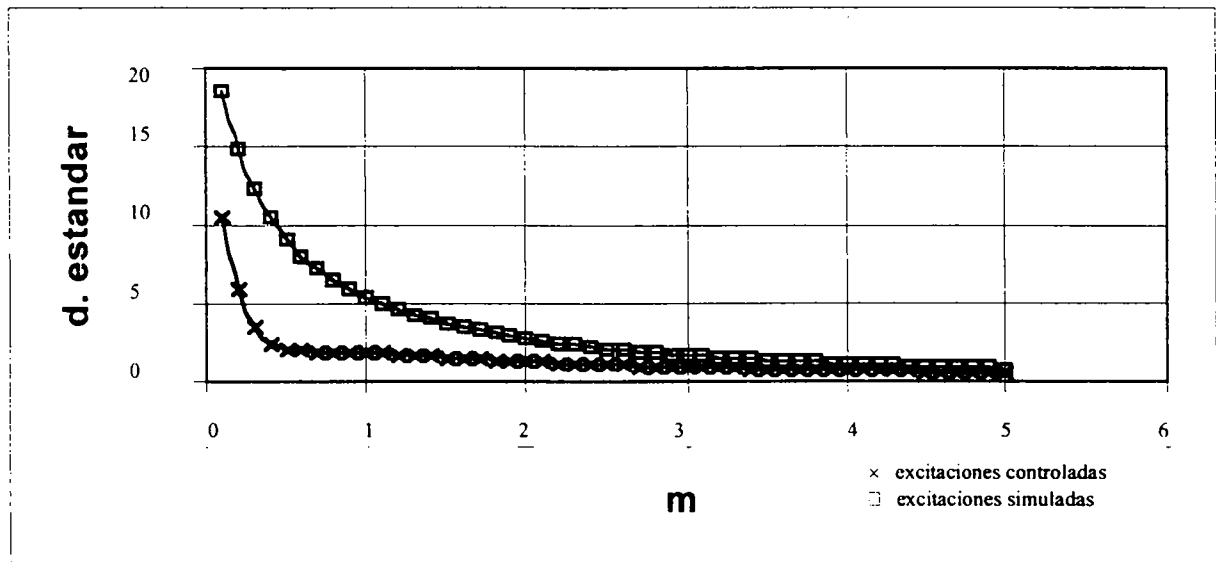


Fig. 5.19. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

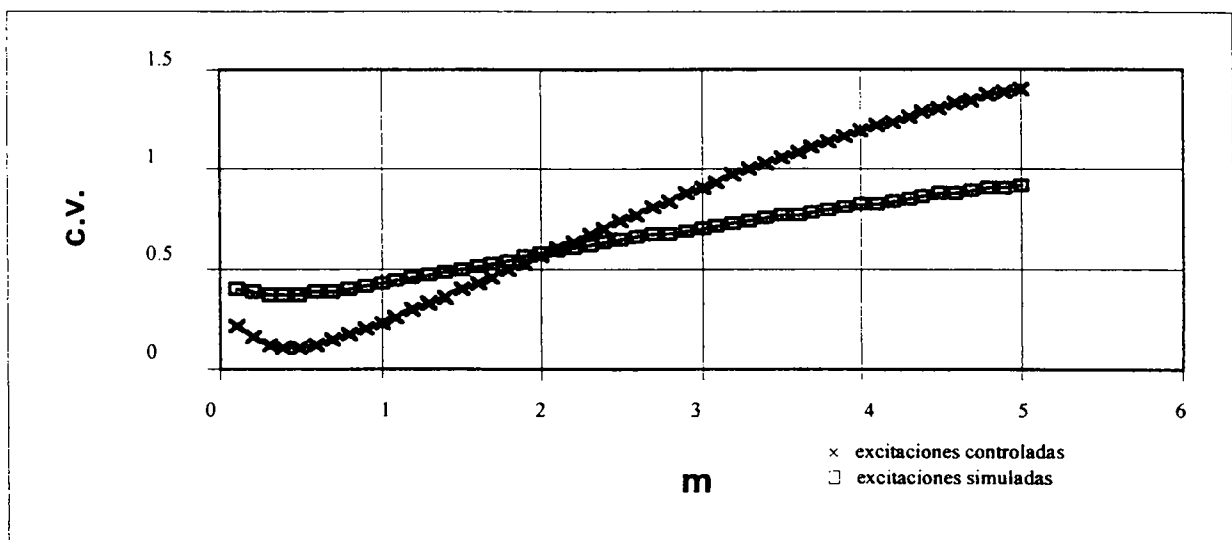


Fig. 5.20. Parámetro de índice de daño bajo excitaciones controladas y simuladas.

## **6.- CONCLUSIONES**

### **6.1. CONCLUSIONES**

1.- Del modelo 1, se puede decir que existe un comportamiento diferente para cada frecuencia dada; además que el valor del parámetro  $m$  influye significativamente sobre el índice de daño y éste a la vez tiene una dispersión importante; éste índice de daño propuesto presenta una alta variabilidad en el cálculo del daño de la estructura, pero al eliminar la dependencia del parámetro  $m$  con el número de ciclos, como se presenta en el modelo 1, se tiene un modelo con una variabilidad aceptable.

2.- En el modelo 2, se observa que éste índice de daño, al igual que el anterior, está influenciado por el valor de  $m$ , el cual presenta cierta dispersión, que se elimina apreciablemente dividiendo el parámetro  $m$  entre el número de ciclos correspondiente. Al eliminar la dependencia de  $m$  con el número de ciclos, tenemos un modelo con una variación pequeña. A diferencia del modelo 1, este modelo presenta menos ciclos a la falla,

considerando que no se tomaron en cuenta los desplazamientos menores al desplazamiento de fluencia. Este modelo es muy parecido al modelo 1, los cuales presentan una variabilidad aceptable en el valor del parámetro  $C$  que se obtuvo de dividir el valor de  $m$  entre el número de ciclos.

3.- En el modelo 3, la variabilidad en los valores de  $I_f$  para la excitación simulada y la controlada es pequeña. Para los dos casos el valor del CV más bajo, se presenta cuando  $m = 0.3$ , aproximadamente. Del análisis que se realizó se determinó que la relación  $\delta_i/\delta_F$  se mantiene con poca variabilidad, siendo ésta relación determinante para la cuantificación del daño global de la estructura.

4.- Para el modelo 4, los valores mínimos del coeficiente de variación, se presentan de igual manera que los modelos anteriores, cuando  $m$  es pequeño. El CV es de 0.4 aproximadamente para los dos tipos de excitaciones para los cuales se probó la estructura, esto con un valor del parámetro  $m = 0.7$ , aproximadamente. Graficando la relación  $\delta_i/\delta_F$ , se encontró que ésta presenta una variabilidad bastante aceptable, por lo tanto, se probó para tres excitaciones más, y se comprobó que sigue manteniendo esa tendencia de muy poca variación sea cualquier tipo de excitación. Entre más pequeña sea la dispersión de los resultados mayor será la confiabilidad en la cuantificación del daño de la estructura.

5.- En el modelo 5, se aprecia una variabilidad mayor que en los modelos anteriores. Para los dos tipos de excitaciones que se estudiaron, se observó que las excitaciones controladas presentan un valor del CV más bajo que los de las excitaciones simuladas, lo que significa que para las excitaciones controladas y simuladas existe dispersión apreciable. Para este modelo, se observó que los parámetros que se incorporaron influyeron de manera determinante en la tendencia que toma este modelo.

6.- En resumen, si habría que inclinarse por algún modelo en particular se observa el modelo 5, es el modelo que presenta una menor variabilidad y podría ofrecer resultados más fidedignos en la cuantificación del daño global de una estructura que es sometida a un

evento sísmico. Es importante mencionar que los modelos 1, 2 y 4, aunque presentan cierta variabilidad, esta es bastante aceptable, en particular el modelo 2.

7.- Por último, es necesario estar consiente que los datos que se proporcionan en este trabajo son para el caso particular de la estructura definida en el capítulo 3. Es necesario evaluar otros edificios con diferentes características, con el fin de decidir el modelo que mejor nos representa el daño estructural.

## REFERENCIAS

1. Alamilla, J., Esteva, L., **“Modelos Estocásticos del Movimiento del Terreno Modulados en Amplitud y Frecuencia”**, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México, 1997.
2. Banon, H., Biggs, I. M. and Irvine, H. M., **“Sismic Damage in Reinforced Concrete Frames”**, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST9, September, 1981.
3. Bazán Zurita, E. y Melipiralla, R., **“Manual de Diseño Sísmico de Edificios”**, Ed. Limusa, México 1987.
4. Blejwas, T. And Bresler, B. **“Damageability in Existing Building”**, Report No. EERC-78-12, University of California, Berkeley, C.A., August, 1979.
5. Campos Arias, D., Esteva, L., **“Modelo de Comportamiento Histerético y de Daño para Vigas de Concreto Reforzado”**, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México, 1997.
6. Chung, Y.S., Meyer, C. And Shinozuka, M., **“Sismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members”**, Technical Report NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., October, 1987.
7. Chung, Y.S., Shinozuka, M. and Meyer, C., **“SARCF User’s Guide Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames”**, Technical Report NCEER-88-0044, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., November, 1988.
8. Departamento del Distrito Federal, **“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”**, Diario Oficial de la Federación, 1993.

9. Departamento del Distrito Federal, **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de Febrero de 1995.
10. Departamento del Distrito Federal, **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”**, Gaceta oficial del Distrito Federal, 25 de Mayo de 1996.
11. Gosain, N. K., Brown, R.H. and Jirsa, J.O., **“Shear Requirements for Load Reversals on RC Members”**, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST7, July, 1977.
12. Kannan, A. E. And Powell, G. H., **“Drain-2d a General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures”**, University of Berkeley, California, September, 1973.
13. Kent., Park, R., Priestley, M.J.N., **“Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”**, Technical Paper, ACI Journal, January-February 1982.
14. Krawinkler, H., **“Performance Assessment of Steel Components”**, Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, February, 1987, pp 27-41.
15. Meli Piralla, R. **“Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”**, Instituto de Ingeniería, Publicación No. 375, UNAM, Junio de 1976.
16. Mitchell, R. And Woodgate, R. W. **“Floor Loading in Offices. The Results of a Survey”**, Dept. of Envir., Building Design Station, cp 3/71, Garston, United Kingdom, 1971.

17. Newmark, N. M., **“A Method of Computation for Structural Dynamics”**, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, June, 1959.
18. Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., **“Fundamentos de Ingeniería Sísmica”**, Ed Diana, México D.F. 1976.
19. Park, Y-J., Ang, A. H-S. And Wen, Y. K., **“Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Building”**, Journal of Structural Division, Vol. 111, No. 4, April, 1985, pp 740-757.
20. Park, Y-J., Ang, H-S. And Wen, Y.K., **“Damage Limiting Aseismic Design of Buildings”**, Earthquake Spectra, Vol. 3, No 1, February, 1987, pp 1-26.
21. Park, R., Paulay T., **“Estructuras de Concreto Reforzado”**, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelandia.
22. Rodríguez, M., Botero, J.C., **“Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México”**, Instituto de Ingeniería, Publicación No. 575, UNAM, Enero de 1996.
23. Roufaiel, M. S. L. and Meyer, C., **“Analytical Modeling of Hysteretic Behaviour of R/C Frames”**, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, March, 1987.
24. Yao, J.T.P., and Munse, W.H., **“Low-Cycle Axial Fatigue Behaviour of Mild Steel”**, Journal of the estructural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST8, August, 1969.

## A P E N D I C E A

### MODELO DE CONCRETO

Para la curva esfuerzo –deformación del concreto se tomó el modelo desarrollado por Kent y Park, 1982 (ref. 13) que considera el comportamiento del concreto cuando está confinado. El modelo considera la curva esfuerzo-deformación del concreto dividida principalmente en dos zonas (fig. A.A1). Uno de los elementos que define a estas zonas es el parámetro K, que toma en cuenta la sobrerresistencia presentada en el concreto por efecto del confinamiento.

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (\text{A.1})$$

donde:

$\rho_s$  = relación del volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto medido fuera del perímetro de los estribos.

$f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

$f'_c$  = resistencia del concreto a compresión.

La primera porción de la curva (segmento A-B) de la figura A.A1, aplicable al intervalo  $\epsilon_c \leq 0.002K$ , queda definida por:

$$f_c = Kf'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (\text{A.2})$$

La segunda región (segmento B-C), aplicable al intervalo abierto  $\varepsilon_c > 0.002K$ , se define como:

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_c \quad (\text{A.3})$$

Aquí el parámetro  $Z_m$  toma en cuenta la distribución lineal gradual del esfuerzo en el concreto por efecto del confinamiento, y se define por medio de la siguiente ecuación.

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

donde:

$f'_c$  = debe estar dado en  $\text{kg/cm}^2$ .

$K$  = parámetro de sobrerresistencia dado por la ecuación (A.1).

$h''$  = ancho del elemento estructural.

$S_h$  = espaciamiento centro a centro de estribos.

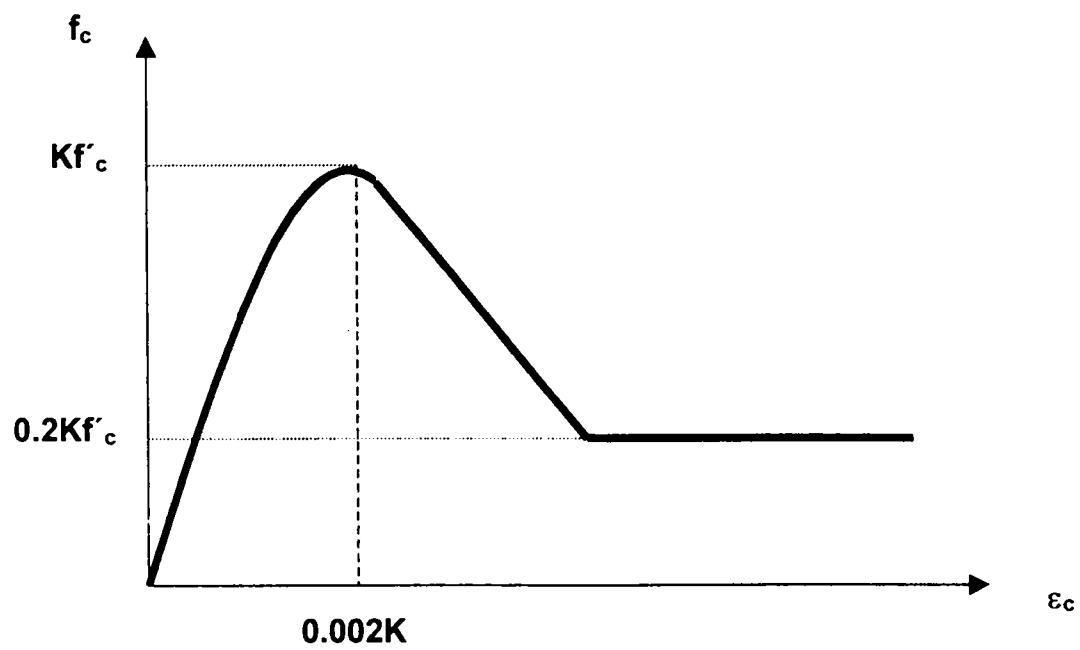


Fig. A.A1.- Curva esfuerzo-deformación del Concreto confinado.

## A P E N D I C E   B

### MODELO DE ACERO

Es común que el análisis sísmico de estructuras de concreto reforzado se considera que la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo sea del tipo elastoplástico, es decir, el material se conserva elástico hasta un valor del esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , el cual tiene asociado la deformación de fluencia  $\epsilon_y$ . Para deformaciones mayores a  $\epsilon_y$  el modelo elastoplástico considera que el esfuerzo es igual a  $f_y$ . Este modelo es poco representativo de las curvas esfuerzo-deformación que se han observado en ensayos experimentales del tipo monotónicos. La figura B.B2 muestra una representación esquemática más apropiada de este tipo de curvas.

Las zonas de la curva esfuerzo-deformación de la figura B.B2 se describen a continuación.

#### 1) Zona elástica

Esta ocurre en el intervalo  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ , donde  $\epsilon_s$  es la deformación de la barra de refuerzo. Si el módulo de elasticidad del acero es  $E_s$ , el esfuerzo en este intervalo de deformaciones se puede evaluar como:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (\text{B.1})$$

#### 2) Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo  $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ , en el que  $\epsilon_{sh}$  es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación (fig. B.B2). El esfuerzo en esta zona se evalúa como:

$$f_s = f_y \quad (\text{B.2})$$

### 3) Zona de endurecimiento por deformación

En el modelo que aquí se emplea se considera que la deformación última,  $\varepsilon_{SU}$ , es la correspondiente al esfuerzo máximo alcanzado en la barra,  $f_{SU}$ . Esta zona se ubica en el intervalo  $\varepsilon_{Sh} \leq \varepsilon_S \leq \varepsilon_{SU}$ . Aun cuando a partir de  $f_{SU}$  hay una zona descendente de la curva esfuerzo-deformación, en el modelo empleado se considera que esta zona no es de importancia. Sin embargo, para propósitos de comparación, se miden también las deformaciones máximas,  $\varepsilon_{SUU}$ , asociadas a la fractura del acero de refuerzo. Esta deformación se mide como la relación entre el incremento de una longitud inicial de 80 mm en la ruptura de la barra y la longitud inicial de ésta.

La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la expresión (Mander, 1984)

$$f_S = f_{SU} + (f_y - f_{SU}) \left( \frac{\varepsilon_{SU} - \varepsilon_S}{\varepsilon_{SU} - \varepsilon_{Sh}} \right)^P \quad (B.3)$$

P se puede evaluar diferenciando la ecuación B.3 respecto a  $\varepsilon_S$ , y haciendo  $\varepsilon_S = \varepsilon_{Sh}$  con lo que se obtiene

$$E_{Sh} = \frac{df_S}{d\varepsilon_S} \quad (B.4)$$

con las ecuaciones B.3 y B.4 se obtiene

$$P = E_{Sh} \frac{\varepsilon_{SU} - \varepsilon_{Sh}}{f_{SU} - f_y} \quad (B.5)$$

Se ha encontrado que la expresión B.5 lleva a una buena correlación de resultados experimentales y analíticos (Mander, 1984). Un inconveniente del empleo de  $E_{Sh}$  como parámetro de referencia es que variaciones pequeñas de los valores experimentales que se obtengan, puede llevar a cambios significativos en los valores de P. Por este motivo se considera que es conveniente elegir un punto experimental de la zona de endurecimiento por deformación ( $\varepsilon_{Sh1}$ ,  $f_{Sh1}$ ), con lo cual a partir de la ecuación B.3 se obtiene.

$$P = \frac{\lg \frac{f_{SU} - f_{Sh}}{f_{SU} - f_y}}{\lg \frac{\epsilon_{SU} - \epsilon_{Sh}}{\epsilon_{SU} - \epsilon_{Sh}}} \quad (\text{B.6})$$

La ecuación B.6 se emplea para definir los valores experimentales de P.

La inspección de las ecuaciones que definen  $f_s$  en los diferentes intervalos de  $\epsilon_s$  indican que los parámetros básicos que permiten definir  $f_s$  son:  $f_y$ ,  $f_{SU}$ ,  $\epsilon_{Sh}$ ,  $\epsilon_{SU}$ ,  $E_s$  y P. La ecuación B.5 indica que P y  $E_{Sh}$  están relacionados, por lo que algunos investigadores emplean  $E_{Sh}$  en lugar de P. Aquí se escoge P como parámetro básico para definir las curvas esfuerzo-deformación de aceros de refuerzo producidos en México.

Los valores medios que se tomaron de éste modelo son los siguientes.

Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4577.0 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia última	$f_{SU} = 7941.0 \text{ kg/cm}^2$
Deformación de fluencia	$\epsilon_y = 0.002$
Deformación inicial del endurecimiento	$\epsilon_{Sh} = 0.0088$
Deformación de ruptura	$\epsilon_{SU} = 0.1171$
Parámetro de carga	$P = 3.474$

Este modelo de acero se tomó de Rodríguez y Botero, 1996, (ref. 22).

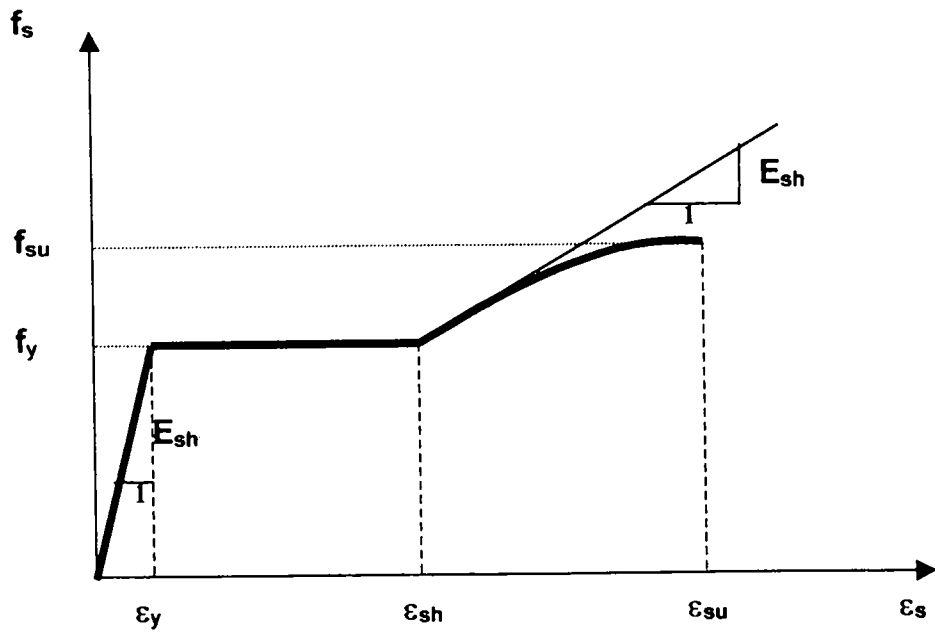


Fig. B.B2.- Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.