

29
128



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"RESPUESTA SISMICA DE SISTEMAS
ESTRUCTURALES CON RELACIONES
CARGA-DEFORMACION ASIMETRICAS"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JUAN ORTEGA PADILLA



MEXICO, D. F.

1989

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	RESUMEN	1
1.	INTRODUCCION	2
2.	MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL	
2.1	Sistema considerado	8
2.2	Excitaciones consideradas	12
2.3	Definición de parametros	16
3.	CRITERIOS DE ANALISIS	
3.1	Métodos de análisis	18
3.2	Análisis paso a paso	19
4.	ANALISIS INELASTICO	28
4.1	Movimiento de muy larga duración	29
4.2	Movimiento no estacionario	43
5.	CONCLUSIONES	59
	REFERENCIAS	62
	APENDICE A	

RESUMEN

En este trabajo se estudia la respuesta sísmica de sistemas de un grado de libertad con distintos comportamientos histéricos, distintos niveles de asimetría en fluencia y diferentes duraciones de la excitación.

Las estructuras se someten en computadora a movimientos estacionario y no estacionario. Se analiza la respuesta inelástica de estos sistemas ante estos movimientos. De igual manera, se hace un breve estudio ante la componente EW del acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en México D.F. Los parámetros que se seleccionan son: periodo natural de vibración, coeficiente de diseño sísmico, grado de asimetría y duración del movimiento.

De los análisis realizados se obtienen resultados cualitativos que ayudan a entender mejor la influencia de la duración del movimiento sobre el comportamiento de estas estructuras en función de los parámetros adoptados. Se dan reglas generales prácticas, tomando en cuenta la duración de la excitación, para estimar demandas de ductilidad de sistemas con asimetría en fluencia con respecto a sistemas simétricos.

1. INTRODUCCION

Algunas estructuras fluyen asimétricamente en sentidos opuestos de una dirección dada. Esto puede deberse a la configuración estructural (Fig. 1.1 a,b,c), a la presencia de fuerzas horizontales asimétricas (Fig. 1.1d) o a la inclinación de la estructura por asentamientos diferenciales¹ (Fig. 1.1e), que en las zonas blandas y de transición de la ciudad de México es un fenómeno frecuente y significativo. Por estas razones se pueden acumular deformaciones inelásticas en el sentido de menor resistencia de la estructura, por lo que ésta puede llegar a tener demandas de ductilidad mayores que las previstas en el diseño.

Bielak² hizo estudios sobre estructuras de un grado de libertad; estudió la respuesta de sistemas elásticos, de sistemas bilineales histeréticos con asimetría en su nivel de fluencia y, comparó la respuesta de los sistemas bilineal elástico con el bilineal histerético. Determinó la respuesta sísmica de sistemas con curva carga-deformación elastoplástica en un sentido y elástica de capacidad ilimitada, en el otro, llegando a evidencias que para este tipo de sistemas se presentan ordenadas espectrales de deformación mayores que las de los lineales y las de elastoplásticas con igual nivel de fluencia.

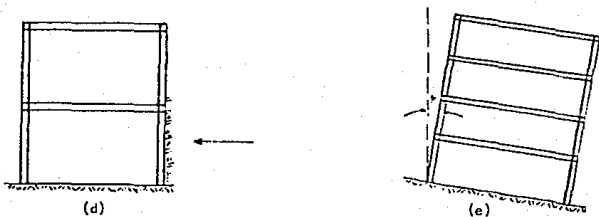
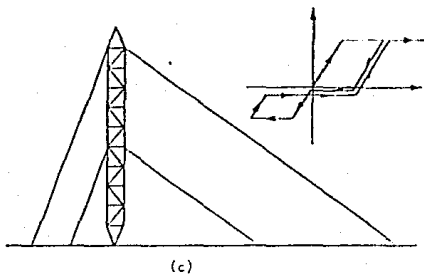
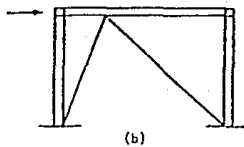
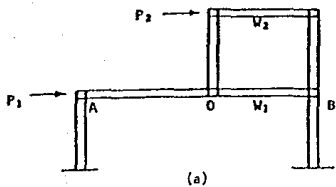


Fig 1.1 Estructuras con comportamiento asimétrico

Durante los sismos de septiembre de 1985 muchos edificios ubicados en la zona blanda de la ciudad de México se inclinaron debido a la deformación que sufrió el suelo arcilloso ante la excitación sísmica, otros incrementaron la inclinación que tenían previamente por asentamientos diferenciales en su cimentación ante diferentes tipos de carga.

S. E. Ruiz, E. Rosenbluth y R. Diederich³ hicieron estudios de estructuras de un grado de libertad para estimar las demandas de ductilidad de sistemas con distintos grados de asimetría en fluencia. Esto se realizó para los acelerogramas simulados con propiedades estadísticas similares a los registros de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) del 19 de septiembre de 1985, componente EW y El Centro de California, en 1940, componente NS. Los parámetros que se eligieron para el sistema fueron: periodo natural de la estructura, grado de asimetría y coeficiente de diseño sísmico. Estos autores proponen la siguiente ecuación para evaluar la relación de la esperanza de demanda de ductilidad de estructuras con asimetría en fluencia ($\bar{\mu}$) con respecto a las que tendrían los mismos si tuvieran resistencia simétrica ($\bar{\mu}_{x=0}$)

$$\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_{x=0}} = 1 + Dx = 1 + \alpha \left(\frac{F_e}{F_y} \right) x \quad (1.1)$$

donde x representa el grado de asimetría, F_e la fuerza elástica máxima que desarrolla el sistema y F_y la fuerza de fluencia cuando el sistema tiene resistencia simétrica (Fig. 1.2).

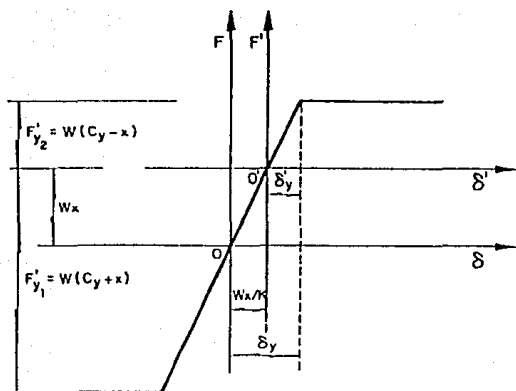


Fig 1.2 Relación fuerza-desplazamiento del sistema analizado

De los resultados obtenidos para los movimientos de banda angosta y larga duración (representados por las simulaciones hechas del registro de SCT-EW de 1985), y banda ancha y corta duración (representados por acelerogramas artificiales del registro de El Centro-NS, 1940) se observa que los valores del factor α son muy distintos para cada registro³:

a) SCT-EW, 1985

$$\alpha = 23.00$$

b) El Centro-NS, 1940

$$\alpha = 7.41$$

Esto nos hace preguntarnos por qué son tan distintos los valores de α . Tal vez se deba al contenido de energía, a la duración y/o a la intensidad que tiene cada señal. Estos valores, α , influyen en las demandas de ductilidad de este tipo de estructuras de IgdI.

Esta pregunta y sus respuestas han sido la base para la realización de esta tesis.

En la primera parte de este estudio se hace una generalización para comprender mejor los distintos comportamientos histeréticos de estructuras de un grado de libertad: a) elasto-plásticos, b) con degradación de rigidez y c) con degradación de resistencia. En la segunda parte se hace un estudio exclusivo sobre el comportamiento elasto-plástico ante movimientos armónicos senoidales no estacionarios con distintas duraciones de su parte intensa. Se complementa el estudio

con el análisis de los sistemas ante la excitación de la componente EW, del sismo registrado en SCT el 19 de septiembre de 1985.

Los objetivos a los que se quieren llegar son: entender cualitativamente el comportamiento histerético de las estructuras, y observar la influencia de la duración en las demandas de ductilidad de este tipo de estructuras.

2. MODELO ANALITICO ESTRUCTURAL

2.1 SISTEMA CONSIDERADO

El sistema considerado en este estudio es de un grado de libertad como se muestra en la fig. 2.1; donde, m es la masa concentrada, c el amortiguamiento cuyas propiedades son independientes de la deformación (en nuestro caso se adopto una relación del 5 por ciento como fracción del critico), una rigidez k , y un elemento flexionante vertical en cuyo extremo inferior puede formarse una articulación plástica.

El comportamiento carga-deformación en la base del elemento se supone bilineal con rigidez inicial k y pendiente de la segunda rama k_1 , donde k_1 es función de k (Fig. 2.2). La fuerza de fluencia del sistema, cuando se suponen resistencias iguales en un sentido y otro está dada por:

$$F_y = W C_y \quad (2.1)$$

en donde W es el peso del sistema ($W = mg$) y C_y es el coeficiente sísmico como fracción de la gravedad, g . La correspondiente deformación

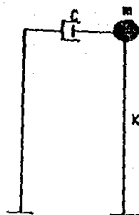


Fig. 2.1 Modelo: sistema 1 grado de libertad.

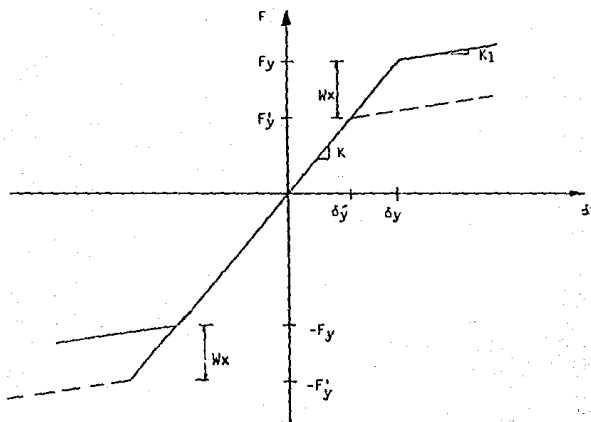


Fig. 2.2 Curva fuerza-deformación bilineal.

de fluencia es:

$$\delta = C_Y g/\omega^2 \quad (2.2)$$

en la que ω es la frecuencia natural del sistema ($\omega^2 = k/m$).

Cuando la estructura no está perfectamente vertical, sino inclinada, la fuerza de fluencia es mayor en un sentido y es menor en el sentido opuesto en la misma cantidad. Supóngase, por ejemplo, la estructura de la fig. 2.3, la cual tiene un ángulo de inclinación θ con respecto a la vertical. En este caso el peso W puede descomponerse vectorialmente en dos fuerzas: una perpendicular al eje del elemento ($W \sin \theta$), y otra paralela a éste ($W \cos \theta$). Debido a esto la fuerza necesaria para que el elemento fluya en el sentido de su inclinación se reduce en una cantidad proporcional a $W \sin \theta \approx W \theta$, y aumenta la misma cantidad en el sentido opuesto. Teniendo en mente esta idea en el presente estudio se disminuye la fuerza de fluencia F_Y en el sentido más débil de la estructura, y se aumenta en el otro de manera que las fuerzas de fluencia resultan³

$$|F'_Y| = W(C_Y + \beta_1 x) \quad ; \quad \beta_1 = 1, \quad \beta_2 = -1 \quad (2.3)$$

donde x representa el grado de asimetría en fluencia (Figs. 1.2 y 2.2).

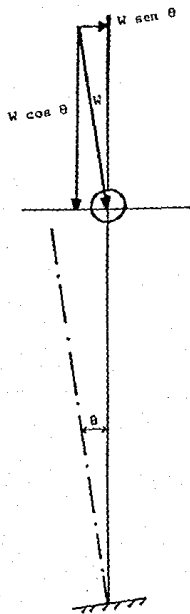


Fig 2.3 Sistema inclinado

2.2 EXCITACIONES CONSIDERADAS

El procedimiento del análisis "paso a paso" para conocer la respuesta sísmica de estructuras consiste en usar una sollicitación lateral específica. Dicha sollicitación puede ser representada por acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o bien distintos tipos de señales ficticias (excitaciones poligonales, triangulares, rectangulares, etc.).

Las excitaciones ficticias escogidas son senoidales con diferentes duraciones. En esta tesis se dividieron en señales estacionarias y no estacionarias.

En la primera parte del estudio se trabajó con la señal estacionaria (Fig. 2.4), siendo sus características:

- a) periodo de 2 s
- b) duración larga
- c) aceleración máxima de 0.1g.

En la segunda parte se trabajó con las señales no estacionarias. Se supusieron tres casos: en el primero se supone que ocurre su parte más intensa a los 10 segundos, en el segundo de 10 a 30 segundos, y en el tercero de 10 a 70 s como se muestran en las figuras 2.5a, 2.5b y 2.5c, respectivamente. Se supusieron las mismas características que en la primera parte, pero con duración de 100 seg. En esta segunda parte se trabaja también con el registro de

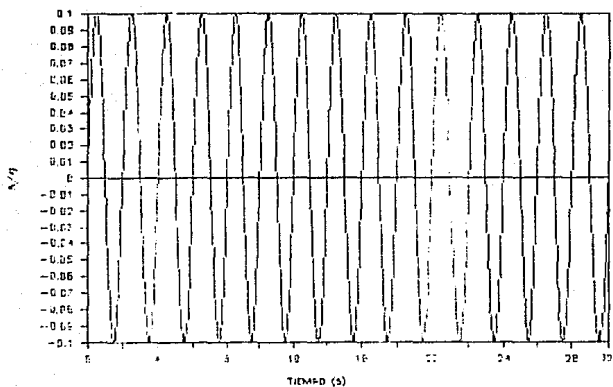


Fig 2.4 Señal tipo armónica, $T=2s$, $A=0.1g$

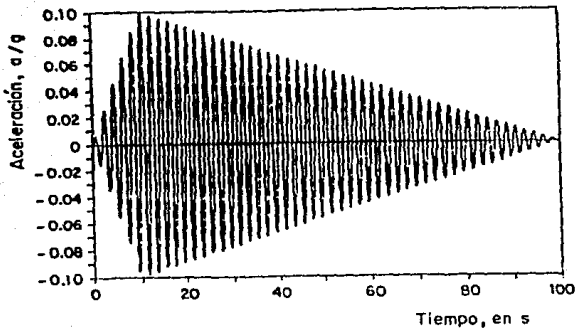


Fig 2.5a Excitación senoidal. Parte intensa 10-10

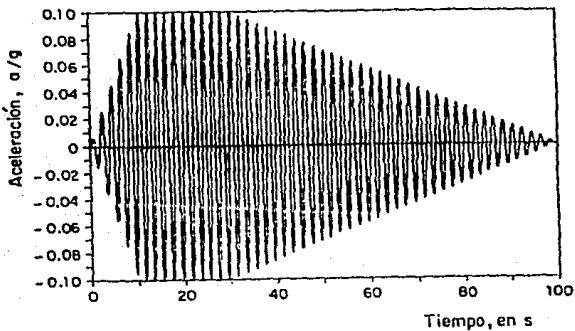


Fig 2.5b Excitación senoidal. Parte intensa 10-30

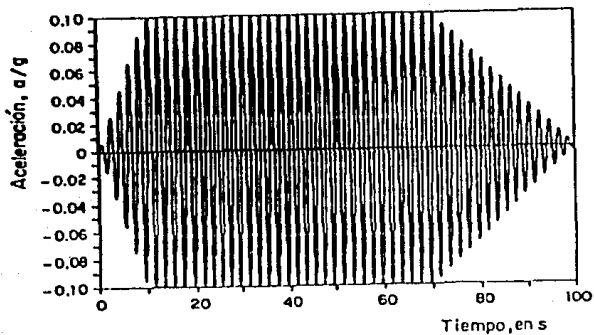


Fig 2.5c Excitación senoidal. Parte intensa 10-70

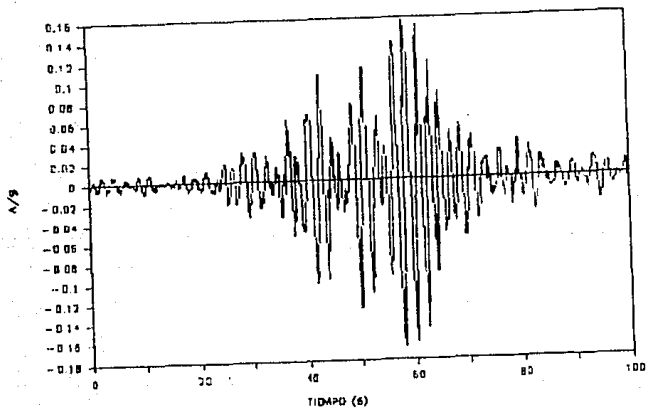


Fig 2.6 Acelerograma SCT, componente EW

aceleraciones obtenido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) (Fig. 2.6), durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la ciudad de México D.F. El lugar donde se obtuvo este registro corresponde a la zona de terreno blando del D.F., compuesto por arcillas muy deformables de espesor moderado. En este caso la aceleración horizontal máxima del terreno, componente EW, alcanzó aproximadamente el 20 por ciento de la gravedad.

Entre las características más importantes del acelerograma tenemos:

- a) un periodo dominante de 2 s
- b) duración de 180 s
- c) aceleración máxima de 168 cm/s^2

La digitización del acelerograma es de 0.02 s. En el caso de los movimientos senoidales la digitización es de 0.025 segundos.

2.3 DEFINICION DE PARAMETROS

Se estudia la respuesta sísmica de estructuras de un grado de libertad de comportamiento bilineal histerético con distintos niveles de asimetría en fluencia. Los parámetros que se escogen para caracterizar la estructura son:

T = periodo natural de vibración

C_y = coeficiente de diseño sísmico

x = grado de asimetría

t = duración de la excitación en segundos

Las estructuras se analizan en computadora ante excitaciones del tipo armónico mediante el programa DRAIN-2D.

Después de que se han definido los parámetros, se procede al análisis como sigue: dado un sistema con un periodo natural de vibración, y una fuerza de fluencia, F_y , se consideran sucesivamente diversos grados de asimetría, x , de manera de obtener curvas carga-deformación asimétricas, con niveles de fluencia F'_y (ver ecuación 2.3).

Cada uno de los sistemas se excita con movimientos estacionarios y no estacionarios.

La respuesta de las estructuras se obtiene integrando las ecuaciones de movimiento paso a paso en el tiempo. Las respuestas de interés para este estudio son la demanda de ductilidad y la influencia de la duración de la acción sísmica en edificios con asimetría en resistencia.

aceleraciones obtenido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) (Fig. 2.6), durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la ciudad de México D.F. El lugar donde se obtuvo este registro corresponde a la zona de terreno blando del D.F., compuesto por arcillas muy deformables de espesor moderado. En este caso la aceleración horizontal máxima del terreno, componente EW, alcanzó aproximadamente el 20 por ciento de la gravedad.

Entre las características más importantes del acelerograma tenemos:

- a) un periodo dominante de 2 s
- b) duración de 180 s
- c) aceleración máxima de 168 cm/s^2

La digitización del acelerograma es de 0.02 s. En el caso de los movimientos senoidales la digitización es de 0.025 segundos.

2.3 DEFINICION DE PARAMETROS

Se estudia la respuesta sísmica de estructuras de un grado de libertad de comportamiento bilineal histérico con distintos niveles de asimetría en fluencia. Los parámetros que se escogen para caracterizar la estructura son:

3. CRITERIOS DE ANALISIS

3.1 METODOS DE ANALISIS

Los diferentes métodos de análisis sísmico de estructuras caen dentro de dos categorías distintas:

- a) Análisis Estático, y
- b) Análisis Dinámico

Las fuerzas equivalentes consideradas en el Análisis Estático no tienen relación directa con el comportamiento de la estructura ante un sismo. El objeto que se persigue, es el de obtener una estructura con determinada resistencia lateral, capaz de resistir un movimiento sísmico sin sufrir daños estructurales importantes. Este se aplica a estructuras que no pasen de 60 m de altura⁴.

Los Análisis Dinámicos tienen en común la solución de las ecuaciones de movimiento, las relaciones estáticas de equilibrio y rigidez. Las tres técnicas principales que se usan normalmente para el análisis dinámico son:

- 1) Integración de las ecuaciones de movimiento por el procedimiento "paso a paso".
- 2) Análisis modal normal, y
- 3) Análisis modal espectral.

La "integración directa" proporciona el análisis más consistente y completo de cualquier movimiento sísmico dado. Se aplica una función excitadora dependiente del tiempo (acelerograma del sismo) y se calcula la correspondiente historia de respuesta de la estructura durante la señal o sismo. Como el propósito de este estudio es conocer el comportamiento no lineal de los modelos ante los acelerogramas, se utilizó esta técnica haciendo uso del programa de computadora DRAIN-2D desarrollado en la Universidad de Berkeley, California^{5,8,7}. Este determina la respuesta dinámica no lineal de estructuras, utilizando un método de aceleración constante para la integración numérica de las ecuaciones de movimiento. En el siguiente inciso se explica el procedimiento que usa dicho programa.

3.2 ANALISIS PASO A PASO

3.2.1 EQUILIBRIO DINAMICO

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

$$[M]\{\ddot{d}r\} + [C_c]\{\dot{d}r\} + [K_c]\{d_r\} = \{dP\} \quad (3.2.1)$$

en la cual $\{d\ddot{r}\}$, $\{d\dot{r}\}$, y $\{dr\}$ son los incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente, en los nudos de la estructura; $\{dP\}$ es el incremento de la carga externa aplicada; $\{M\}$ es la matriz de masas; y $\{C_t\}$ y $\{K_t\}$ son valores tangentes de las matrices de amortiguamiento y rigidez, respectivamente para la estructura en su estado común.

La siguiente ecuación se satisface aproximadamente, para un paso de tiempo finito, Δt :

$$\{M\}\{\Delta\ddot{r}\} + \{C_t\}\{\Delta\dot{r}\} + \{K_t\}\{\Delta r\} = \{\Delta P\} \quad (3.2.2)$$

en la cual $\{\Delta\ddot{r}\}$, $\{\Delta\dot{r}\}$, $\{\Delta r\}$ y $\{\Delta P\}$ son incrementos finitos de la aceleración, velocidad, desplazamiento y carga respectivamente; y las matrices tangentes de amortiguamiento y rigidez corresponden al estado de la estructura en el principio del paso de tiempo. A causa de que pueden ocurrir cambios en el estado de la estructura durante un paso de tiempo, el nuevo estado al final del paso calculado de resolver la ec. 3.2.2 puede no satisfacer el equilibrio exactamente. El procedimiento que usa el programa de computadora es el de resolver la ec. 3.2.2, determinar cualquier error que pueda introducirse, y compensar ese error por la aplicación de cargas correctivas durante el siguiente paso de tiempo.

3.2.2 INTEGRACION PASO A PASO

El programa de computadora utiliza el método basado en una aceleración constante dentro del intervalo de tiempo. Este método tiene la ventaja de ser estable para todos los periodos y pasos de tiempo. La exactitud de la respuesta calculada dependerá en gran parte del intervalo de integración que se adopte. En cualquier análisis se logrará mayor precisión si el intervalo de integración de tiempo es reducido, pero para optimizar el tiempo de máquina es importante seleccionar el intervalo de integración lo más grande que sea posible. El método de aceleración constante es un caso particular del método de Newmark^a, cuyas ecuaciones básicas están dados por:

$$\dot{r}_1 = \dot{r}_0 + (1 - \gamma)\Delta t \ddot{r}_0 + \Delta t \gamma \ddot{r}_1 \quad (3.2.3)$$

$$r_1 = r_0 + \Delta t \dot{r}_0 + (1/2 - \beta)\Delta t^2 \ddot{r}_0 + \beta \Delta t^2 \ddot{r}_1 \quad (3.2.4)$$

donde γ y β son parámetros que pueden determinarse dependiendo de la precisión y estabilidad deseada. Newmark^b sugiere un valor de $\gamma = 1/2$ para evitar amortiguamiento artificial. El valor de β depende de la forma en la cual la aceleración, \ddot{r} , se supone que varía durante el intervalo de tiempo, Δt . Los valores de β al ser tomados para diferentes tipos de variación de \ddot{r} se muestran en la fig. 3.1. Como se observa, para el caso de aceleración constante el valor de β es igual a 1/4. Sustituyendo $\gamma=1/2$ y $\beta=1/4$ en las ecs. 3.2.3 y 3.2.4 tenemos:

$$\dot{r}_1 = \dot{r}_0 + \ddot{r}_0(\Delta t/2) + \ddot{r}_1(\Delta t/2) \quad (3.2.5)$$

$$r_1 = r_0 + \dot{r}_0 \Delta t + \ddot{r}_0(\Delta t^2/4) + \ddot{r}_1(\Delta t^2/4) \quad (3.2.6)$$

que constituyen las ecuaciones básicas del método de aceleración constante. Acomodando en términos de Δr :

$$\text{Si } \ddot{r}_1 = \Delta \ddot{r} + \ddot{r}_0 \text{ y } r_1 = r_0 + \Delta r$$

sustituyendo en 3.2.6

$$r_0 + \Delta r = r_0 + \dot{r}_0 \Delta t + \ddot{r}_0 (\Delta t^2/4) + \Delta \ddot{r} (\Delta t^2/4) + \ddot{r}_0 (\Delta t^2/4)$$

eliminando términos iguales, dividiendo por Δt^2 y multiplicando por 4 se tiene:

$$\Delta \ddot{r} = -2\ddot{r}_0 - \dot{r}_0 (4/\Delta t) + \Delta r (4/\Delta t^2) \quad (3.2.7)$$

$$\text{ahora, si } \dot{r}_1 = \Delta \dot{r} + \dot{r}_0 \text{ y } \ddot{r}_1 = \ddot{r}_0 + \Delta \ddot{r}$$

sustituyendo en 3.2.5

$$\Delta \dot{r} + \dot{r}_0 = \dot{r}_0 + \ddot{r}_0 (\Delta t/2) + \ddot{r}_0 (\Delta t/2) + \Delta \ddot{r} (\Delta t/2)$$

sustituyendo en 3.2.7 en esta última ecuación y realizando operaciones:

$$\Delta \dot{r} = -2\dot{r}_0 + \Delta r (2/\Delta t) \quad (3.2.8)$$

sustituyendo las ecs. 3.2.7 y 3.2.8 en la ecuación de equilibrio dinámico 3.2.2:

$$[4/\Delta t^2 [M] + 2/\Delta t [C_t] + [K_t]] (\Delta r) = (\Delta p) + [M] \{2\ddot{r}_0 + \dot{r}_0 (4/\Delta t)\} + [C_t] \{2\dot{r}_0\} \quad (3.2.9)$$

Se supone que el amortiguamiento viscoso resulta de una combinación de efectos dependientes de la masa y la rigidez, tal que:

$$[C_t] = \alpha [M] + \beta [K_t] \quad (3.2.10)$$

en la cual α y γ son constantes de amortiguamiento que se calculan en función de los periodos y porcentaje del amortiguamiento crítico dados para una estructura (en el inciso 3.2.3 se ilustra el procedimiento de cálculo). Ahora, sustituyendo la ec. 3.2.10 en 3.2.9, resulta:

$$\begin{aligned} [(4/\Delta t^2 + 2\alpha/\Delta t)\{M\} + (2\gamma/\Delta t + 1)\{K_t\}]\{\Delta r\} = \{\Delta P\} \\ + \{M\}\{2\ddot{r}_0 + 4/\Delta t \dot{r}_0 + 2\alpha r_0\} + \gamma\{K_t\}\{2r_0\} \end{aligned} \quad (3.2.11)$$

Para evitar tener que evaluar el término $\gamma\{K_t\}\{2r_0\}$, se introduce la siguiente transformación propuesta por Wilson⁹:

$$\{\Delta x\} = \{\Delta r\} + \gamma\{\Delta r\} = (2\gamma/\Delta t + 1)\{\Delta r\} - 2\gamma\{\dot{r}_0\} \quad (3.2.12)$$

Por consiguiente, la ecuación 3.2.11 puede escribirse como:

$$\{\gamma M + K_t\}\{\Delta x\} = \{\Delta P\} + \{M\}\{2\ddot{r}_0 + 4/\Delta t \dot{r}_0 + 2\alpha \dot{r}_0 + 2\gamma \ddot{r}_0\} \quad (3.2.13)$$

en la cual, $\gamma = (4/\Delta t^2 + 2\alpha/\Delta t)/(2\gamma/\Delta t + 1)$.

Cuando $\{\Delta x\}$ se ha determinado, el incremento de los desplazamientos nodales se calcula despejando de la ec. 3.2.12, quedando:

$$\{\Delta r\} = (1/(2\gamma/\Delta t + 1))\{\Delta x + 2\gamma\dot{r}_0\} \quad (3.2.14)$$

y por consiguiente los incrementos de velocidad y aceleración se pueden calcular con las ecs. 3.2.8 y 3.2.7, respectivamente.

3.2.3 EXCITACION SISMICA

A pesar de que el procedimiento "paso a paso" es aplicable a cualquier tipo de excitación dinámica, el programa de computadora considera únicamente el tipo de movimiento sísmico del terreno. Se supone que todos los puntos de soporte se mueven idénticamente y en fase.

Para movimientos sísmicos, la ec. 3.2.2 se convierte:

$$\{M\}\{\Delta \ddot{r}_a\} + \{C\}\{\Delta \dot{r}_r\} + \{K\}\{\Delta r_r\} = \{0\} \quad (3.2.15)$$

en la cual $\{\Delta \ddot{r}_a\}$ es el incremento de aceleración absoluta; y $\{\Delta \dot{r}_r\}$, $\{\Delta r_r\}$ son los incrementos de velocidad y desplazamiento, respectivamente, relativos al terreno.

Entonces la ec. 3.2.15 se puede escribir como:

$$\{M\}\{\Delta \ddot{r}_r\} + \{C\}\{\Delta \dot{r}_r\} + \{K\}\{\Delta r_r\} = -\{M\}\{\Delta \ddot{r}_g\} \quad (3.2.16)$$

en la cual $\{\Delta \ddot{r}_r\}$ es el incremento de aceleración relativo al terreno; y $\{\Delta \ddot{r}_g\}$ es el incremento de la aceleración del terreno. Así, para excitación sísmica el incremento de carga, $\{\Delta P\}$ en la ec. 3.2.2 se reemplaza por $-\{M\}\{\Delta \ddot{r}_g\}$.

Los desplazamientos, velocidades y aceleraciones calculados de resolver la ec. 3.2.16 son cantidades relativas al terreno.

3.2.4 COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO α y γ

El siguiente procedimiento se utilizó para el cálculo de los coeficientes α y γ de la ec. 3.2.10^B. Si el sistema fuera desacoplado dentro de los modos normales, la relación entre el amortiguamiento generalizado, masa y rigidez para el n-ésimo modo sería:

$$C_n^* = \alpha M_n^* + \gamma K_n^* \quad (3.2.17)$$

Por otra parte, tenemos las relaciones para:

$$C_n^* = 2\lambda_n \omega_n M_n^* \quad (3.2.18)$$

y

$$K_n^* = \omega_n^2 M_n^* \quad (3.2.19)$$

en estas ecuaciones,

λ_n = porcentaje del amortiguamiento crítico en el n-ésimo modo

ω_n = frecuencia circular del n-ésimo modo

Sustituyendo 3.2.18 y 3.2.19 en 3.2.17, queda:

$$2\lambda_n \omega_n M_n^* = \alpha M_n^* + \gamma \omega_n^2 M_n^*$$

colocando en función del periodo y realizando operaciones,

$$\lambda_n = \alpha T_n / 4\pi + \gamma \pi / T_n \quad (3.2.20)$$

en la cual, T_n = periodo del n-ésimo modo.

En la fig. 3.2 se muestra la influencia en λ de cada uno de los dos términos en la ec. 3.2.20. En el caso del amortiguamiento dependiente de la rigidez se ve implicado un amortiguamiento alto con periodo decreciente, y para amortiguamiento dependiente de la masa lo contrario.

La cantidad de amortiguamiento crítico puede definirse para dos periodos diferentes, como:

$$\lambda_1 = \alpha T_1 / 4\pi + \beta \pi / T_1 \quad (3.2.21)$$

y

$$\lambda_j = \alpha T_j / 4\pi + \beta \pi / T_j \quad (3.2.22)$$

formando un sistema de ecuaciones con 3.2.21 y 3.2.22, y resolviendo queda:

$$\alpha = 4\pi(T_j \lambda_j - T_1 \lambda_1) / (T_j^2 - T_1^2) \quad (3.2.23.a)$$

$$\beta = T_1 \lambda_j (T_j \lambda_1 - T_1 \lambda_j) / (T_j^2 - T_1^2) \quad (3.2.23.b)$$

en las cuales los subindices "1", "j" representan cada uno un modo diferente. En nuestro caso $i=1$, $j=2$. A λ se le asignó para todos los casos un valor de 0.05 (5%) para el modo fundamental.

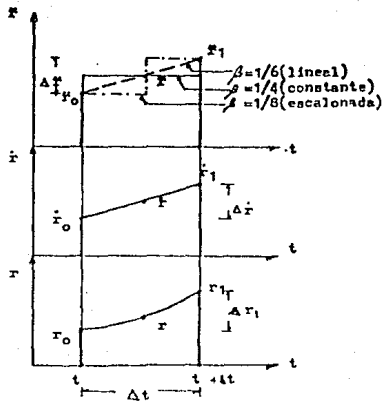


Fig 3.1 Método de aceleración constante

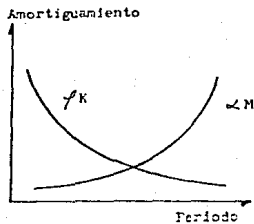


Fig 3.2 Efecto de amortiguamiento dependiente de la masa y la rigidez

4. ANALISIS INELASTICO

En la primera parte de este capítulo, con el fin de comprender mejor cualitativamente el comportamiento de los sistemas, se estudian tres diferentes comportamientos histeréticos de estructuras de un grado de libertad: a) elastoplásticos, b) con degradación de resistencia y c) con degradación de rigidez. Los sistemas se analizan tomando en cuenta las señales senoidales de larga duración y las estructuras con y sin asimetría en fluencia.

En la segunda parte se hace un estudio sobre el comportamiento elastoplástico de las estructuras ante movimientos armónicos senoidales no estacionarios con distintas duraciones de su parte intensa. Se investiga la influencia que tiene la duración del movimiento armónico en los desplazamientos máximos de sistemas elastoplásticos simples con asimetría en su nivel de fluencia. Se complementa el estudio con el análisis de los sistemas ante la excitación de la componente EW, del sismo registrado en SCT el 19 de septiembre de 1985.

En el análisis dinámico se emplea el programa de computadora DRAIN-2D (ver Capítulo 3). Este integra las ecuaciones de movimiento

paso a paso en el tiempo para obtener la respuesta de las estructuras.

4.1 MOVIMIENTO DE MUY LARGA DURACION

La excitación ficticia escogida es una función senoidal armónica de larga duración (Fig. 2.4). Su aceleración máxima o su amplitud, en este trabajo $A/g = 0.1$, es constante a lo largo de toda su duración.

En los espectros de aceleraciones con amortiguamiento de 5% y para distintas duraciones (Fig. 4.1) se observa que para duraciones mayores a los 30 segundos las amplitudes son las mismas. En la respuesta de una estructura de un grado de libertad ante la señal escogida existe una primera parte de transición y posteriormente una estacionaria (Fig. 4.2). Esto implica que una vez que la estructura alcance su estado estacionario, aún cuando se la excite con una señal de las mismas características dadas pero de duración muy larga la respuesta de la estructura no variará.

4.1.1 CASOS ANALIZADOS

Cada sistema estructural se analizó con diferentes periodos y con un coeficiente de diseño sísmico supuesto, C_v , igual a 0.2. Para cada sistema y periodo se supusieron tres grados de asimetría: $X = 0.0, 0.01, 0.02$.

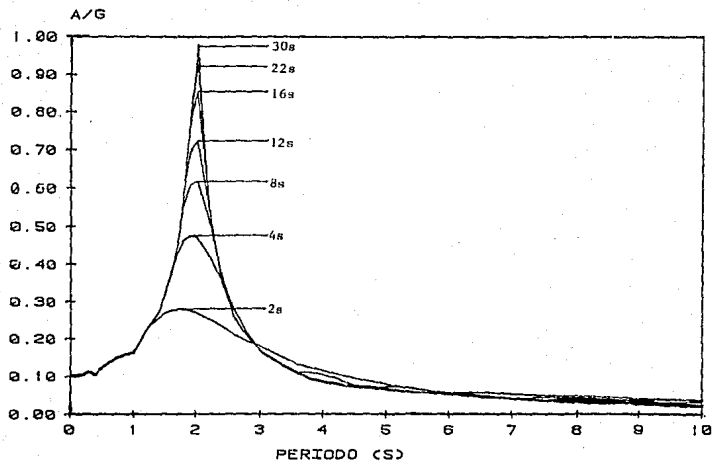


Fig. 4.1 Espectros de Respuesta para distintas duraciones

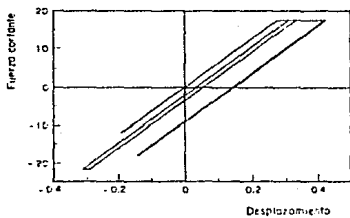
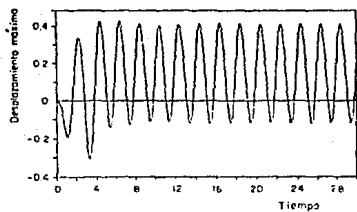


Fig 4.2 Respuesta de estructura elastoplástica,
 $T_0=2.5s$, $\alpha=0.02$

Los sistemas de comportamiento elastoplástico se analizaron con periodos fundamentales iniciales de $T_0 = 0.1, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.1, 2.4, 2.5,$ y 3 segundos. Para los sistemas de comportamiento histerético con degradación de resistencia se analizaron con periodos de $T_0 = 1, 1.5, 2, 2.1, 2.4, 2.5$ y 3 segundos. Se tomaron estos mismos periodos para el comportamiento de sistemas con degradación de rigidez.

Los periodos naturales de las estructuras analizadas para terreno blando se escogieron de manera que abarcaran el intervalo de periodos que más contribuyen en el espectro de aceleraciones de la señal escogida (Fig. 4.3).

4.1.2 ANALISIS DE RESULTADOS

Las figuras de comportamiento elastoplástico (Fig. 4.4a-c), indican que en todas las estructuras con periodo fundamental de vibración de aceleración espectral (Fig 4.3) menor o igual al coeficiente sísmico de diseño, C_v , son estables para cualquier nivel de asimetría (Fig. 4.4a). En cambio si se encuentran por arriba del C_v , en general todas las estructuras asimétricas son inestables y las simétricas son estables (Fig. 4.4b y Fig 4.4c para $x=0.00$).

Las estructuras con asimetría en fluencia que se encuentran por arriba del C_v supuesto están sujetas a una fuerza mayor que la de fluencia en el sentido más débil de la estructura. Como consecuencia presentan desplazamientos mayores en este sentido y menores en el

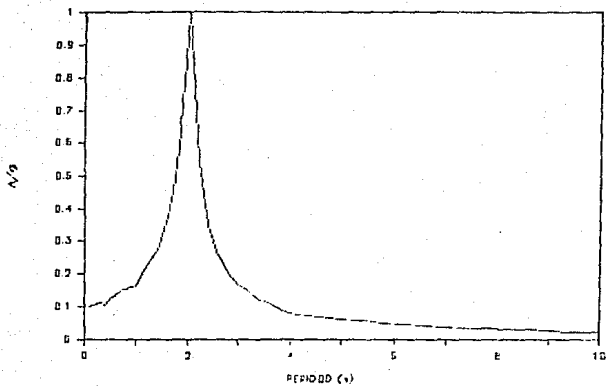


Fig 4.3 Espectro de respuesta de la señal tipo armónica

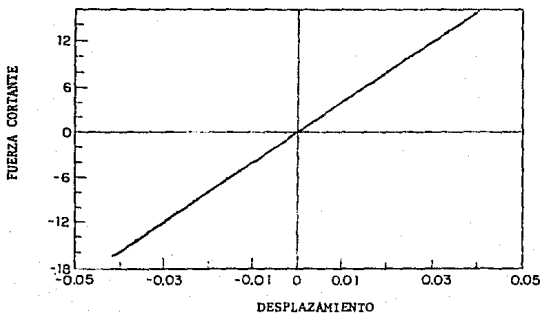
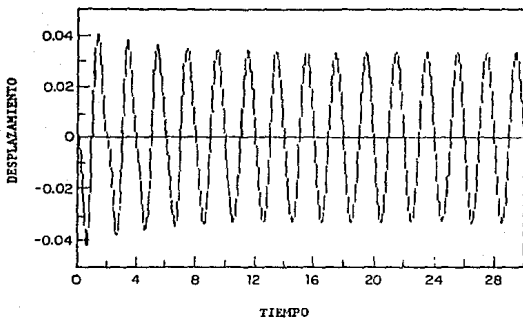
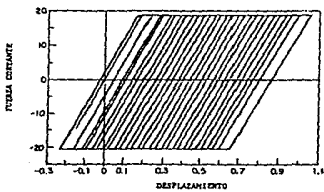
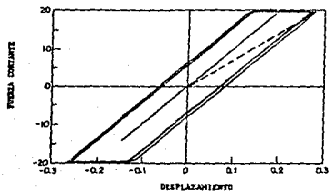
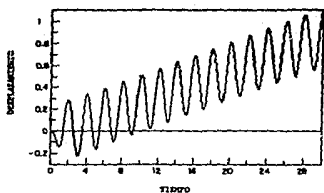
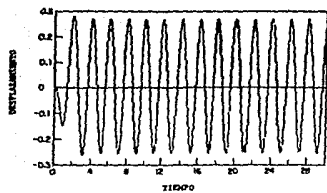
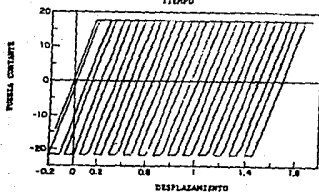
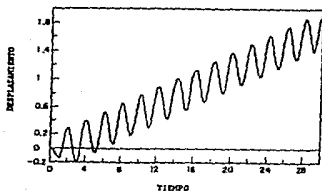


Fig 4.4a Respuesta de estructura elastoplástica,
 $T_0=1s$, $x=0.00, 0.01$ y 0.02



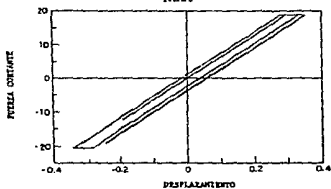
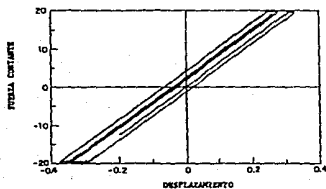
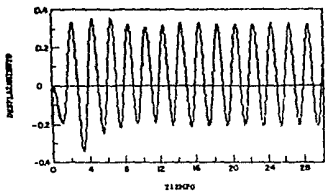
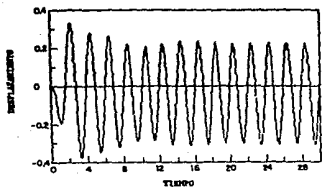
$x=0.00$

$x=0.01$



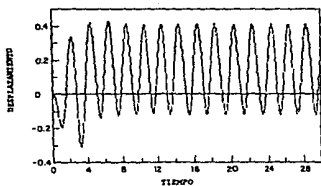
$x=0.02$

Fig 4.4b Respuesta de estructura elastoplástica,
 $T_0=2s$



x=0.00

x=0.01



x=0.02

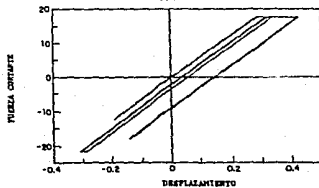


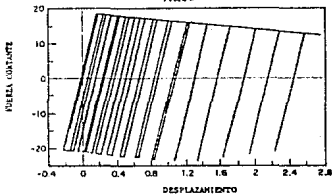
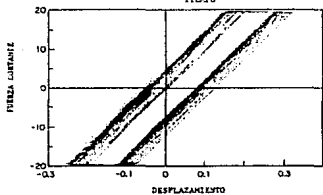
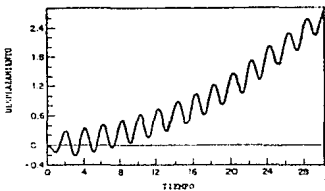
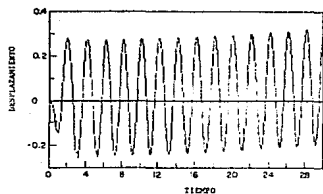
Fig 4.4c Respuesta de estructura elastoplástica,
 $T_0 = 2.5s$

opuesto. Esta situación produce un comportamiento inestable de las estructuras. La inestabilidad implica que el comportamiento no lineal de las estructuras representadas en las historias de desplazamiento tienen una tendencia creciente (Fig. 4.4b para $x=0.01$ y 0.02). Las estructuras simétricas o regulares pueden tener un comportamiento estable por dos razones:

- 1) no alcanzan en la curva fuerza cortante-desplazamiento el nivel de fluencia (Fig. 4.4a) por lo tanto se mantienen dentro del comportamiento elástico lineal y,
- 2) reciben la misma carga en un sentido y en el opuesto, por lo que presentan las mismas deformaciones con respecto al eje horizontal (Fig. 4.4a, Fig 4.4b para $x=0.00$ y Fig 4.4c)

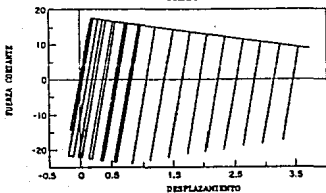
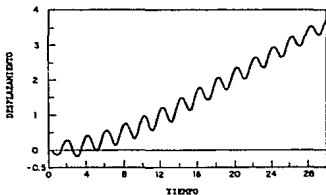
Además de estas razones, en cada ciclo histerético el sistema tiene forma de disipar la energía que le transmite el sismo mediante deformaciones inelásticas¹⁰.

En el caso de sistemas con degradación de resistencia (Fig. 4.5a,b), en donde la pendiente de la segunda rama, k_2 , es negativa, las generalizaciones que se hacen para los sistemas elastoplásticos no todas son válidas para este tipo. En las estructuras con degradación de resistencia y periodo fundamental inicial de vibración de aceleración espectral mayor al coeficiente sísmico de diseño, para cualquier nivel de asimetría, son inestables (Fig. 4.5a).



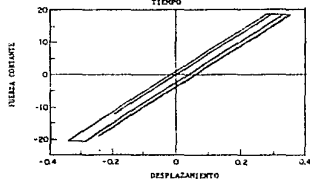
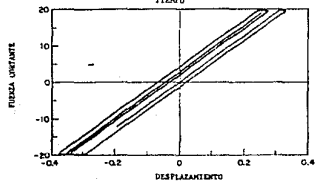
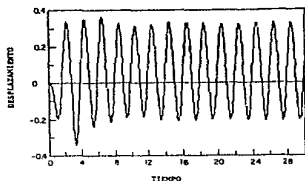
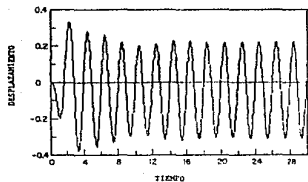
$x=0.00$

$x=0.01$



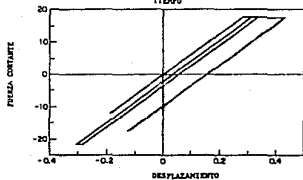
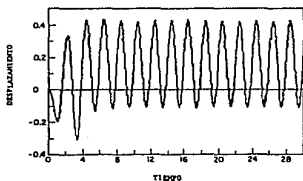
$x=0.02$

Fig 4.5a Respuesta de estructura con degradación de resistencia, $T_0=2s$



$x=0.00$

$x=0.01$



$x=0.02$

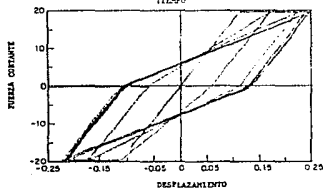
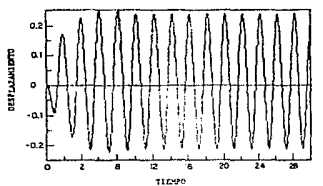
Fig 4.5b Respuesta de estructura con degradación de resistencia, $T_0=2.5s$

La figura 4.6 indica que las estructuras con degradación de rigidez y sin degradación de resistencia, para todos los casos, son estables, tanto para grados de asimetría con $x=0.0$ (estructuras simétricas o regulares), como para grados de asimetría $x>0$ (estructuras asimétricas o irregulares).

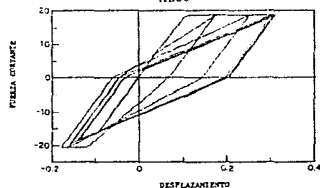
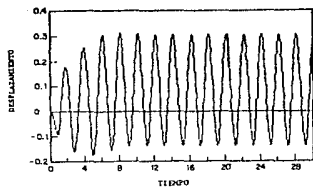
Los resultados de los tres diferentes comportamientos que se analizaron se muestran en la Tabla I, en donde se indica el comportamiento de la estructura para cada periodo con tres grados de asimetría, siendo éste estable o inestable.

En todas las figuras donde se presentan las historias de desplazamientos se hace ver que el periodo de vibración de la respuesta (2s) es igual al de la excitación (como es de esperarse). Esto se debe a que en la solución de la ecuación de equilibrio dinámico, ya sea con o sin amortiguamiento, la respuesta en la parte estacionaria solo depende de la frecuencia de la excitación y del tiempo. Por otro lado, también se observa que, para los casos en que $x=0.0$, 0.01 y 0.02, en donde las estructuras se estabilizan con su periodo correspondiente (Fig. 4.4a,c, Fig 4.4b y 4.5a para $x=0.00$, y 4.5b) la amplitud máxima, ocurre durante los primeros ciclos, después del cual se presenta una respuesta estacionaria.

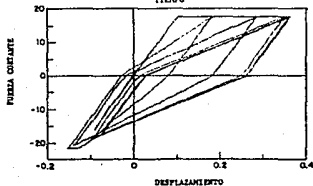
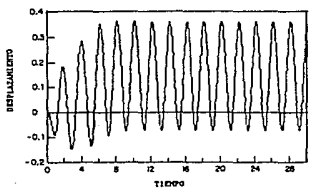
Para los casos de las estructuras con comportamiento elastoplástico y con degradación de resistencia, en que se estabilizan las estructuras (Fig. 4.4b y 4.5a para $x=0.00$, Fig 4.4c y 4.5b) el



x=0.00



x=0.01



x=0.02

Fig 4.6 Respuesta de estructura con degradación de rigidez, $T_0=1.5s$

PERIODO (s)	SISTEMA								
	ELASTOPLASTICO			CON DEG DE RESISTENCIA			CON DEG DE RIGIDEZ		
	X=0.00	X=0.01	X=0.02	X=0.00	X=0.01	X=0.02	X=0.00	X=0.01	X=0.02
0.1	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	PARA CUALQUIER CASO SE ESTABILIZA LA ESTRUCTURA		
0.5	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			
1.0	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			
1.5	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.0	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.1	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.4	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.5	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			
3.0	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			

TABLA I COMPORTAMIENTOS HISTERETICOS DE LOS SISTEMAS PARA CADA PERIODO CON TRES GRADOS DE ASIMETRIA

PERIODO (s)	SISTEMA								
	ELASTOPLASTICO			CON DEG DE RESISTENCIA			CON DEG DE RIGIDEZ		
	X=0.00	X=0.01	X=0.02	X=0.00	X=0.01	X=0.02	X=0.00	X=0.01	X=0.02
0.1	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	PARA CUALQUIER CASO SE ESTABILIZA LA ESTRUCTURA		
0.5	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			
1.0	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			
1.5	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.0	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.1	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.4	ESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE	INESTABLE			
2.5	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			
3.0	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE	ESTABLE			

TABLA I COMPORTAMIENTOS HISTERETICOS DE LOS SISTEMAS PARA CADA PERIODO CON TRES GRADOS DE ASIMETRIA

periodo final equivalente del sistema resulta mayor que el periodo inicial. Este incremento se puede obtener suponiendo una rigidez equivalente, indicada con línea discontinua de la figura 4.4b con $x=0.0$. También para el sistema con degradación de rigidez éste sufre un incremento del periodo inicial dando lugar a que el periodo final sea mayor.

4.2 MOVIMIENTO NO ESTACIONARIO

En esta segunda parte se emplean como excitación tres señales armónicas moduladas: una triangular y dos trapezoidales. En todos los casos la duración es de 100 segundos, con periodo de 2 segundos y amplitud máxima de 0.1g. Como antes se mencionó la primera consiste en un triángulo con vértice en 10s (ver fig. 2.5a), la segunda se supone de forma trapezoidal cuya amplitud máxima ocurre a los 10s y permanece constante hasta los 30s, de donde disminuye linealmente (ver fig. 2.5b), y la tercera también es trapezoidal, con amplitud máxima entre los 10 y 70s (ver fig. 2.5c). Los espectros de respuesta para amortiguamiento de 5%, y la energía acumulada en el tiempo de estas señales se muestran en las figuras 4.8a y 4.8b, respectivamente. La energía acumulada en el tiempo es una medida de la intensidad del movimiento y esta se define como $\int a^2 dt$, donde a es la aceleración de la función modulada.

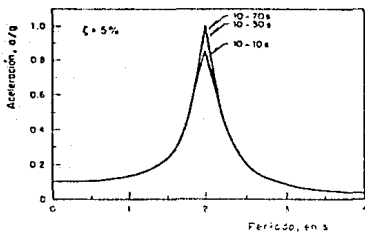


Fig 4.8a Espectros de respuesta de aceleración

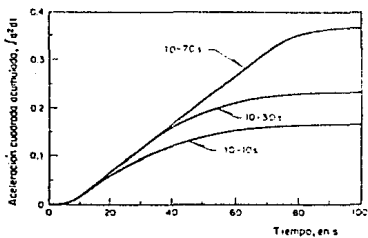


Fig 4.8b Energía acumulada en el tiempo

4.2.1 CASOS ANALIZADOS

Cada sistema estructural se analiza con periodos naturales de vibración inicial de $T_0 = 1.5, 1.75, 1.9, 1.9375, 2, 2.25$ y 2.5 segundos, diseñados con coeficientes sísmicos iguales a $C_V = 0.2$ y 0.27 , y con tres diferentes niveles de fluencia: $x=0.0, 0.01$ y 0.02 . Para cada sistema y coeficiente de diseño sísmico se obtuvieron las demandas de ductilidad, con cada función modulada, y las curvas de influencia de la duración de la excitación en la respuesta a lo largo del tiempo.

4.2.2 ANALISIS DE RESULTADOS

Las demandas de ductilidad que se obtuvieron de los casos analizados se muestran en las Tablas II y III, para los coeficientes de diseño sísmico C_V de 0.2 y 0.27 , respectivamente. En la primera columna se indica el periodo de los sistemas analizados, en la segunda el intervalo de aceleración máxima de las excitaciones como funciones moduladas, en las tres siguientes columnas las demandas de ductilidad, normalizadas con respecto a las demandas de los sistemas simétricos, para los sistemas con distintos niveles de asimetría en fluencia: $x=0.0, 0.01$ y 0.02 respectivamente, y en la última el valor de la pendiente, D (ver ecuación 1.1), de la recta formada por las demandas de ductilidad normalizadas, $\bar{\mu}/\mu_{A=0}$, contra los grados de asimetría, x .

Periodo s (I)	Intervalo de acel. máx. a (II)	Nivel de asimetría en fluencia			Pendiente D (VI)
		x = 0.0 (III)	x = 0.01 (IV)	x = 0.02 (V)	
1.5	10 - 10	1.0	2.02	3.95	147.9
	10 - 30	1.0	3.65	7.64	332.3
	10 - 70	1.0	6.98	15.03	701.5
1.75	10 - 10	1.0	5.41	10.74	487
	10 - 30	1.0	6.77	13.59	629.5
	10 - 70	1.0	9.54	19.37	918.5
1.90	10 - 10	1.0	7.02	13.52	620
	10 - 30	1.0	7.95	15.66	733
	10 - 70	1.0	9.88	20.03	981.5
1.9375	10 - 10	1.0	7.38	14.09	654.5
	10 - 30	1.0	8.30	16.23	781.6
	10 - 70	1.0	10.18	20.99	979.5
2.0	10 - 10	1.0	7.22	13.40	620
	10 - 30	1.0	8.08	16.41	720.5
	10 - 70	1.0	9.78	19.53	928.5
2.25	10 - 10	1.0	4.38	8.78	299
	10 - 30	1.0	5.88	9.95	447.5
	10 - 70	1.0	8.60	16.28	784.
2.5	10 - 10	< 1.0	< 1.0	1.02	---
	10 - 30	< 1.0	< 1.0	1.03	---
	10 - 70	< 1.0	< 1.0	1.03	---

TABLA II RELACION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD DE SISTEMAS CON ASIMETRIA EN FLUENCIA RESPECTO A DEMANDAS DE SISTEMAS SIMETRICOS, DISEÑADAS CON UN COEFICIENTE SISMICO $C_y = 0.2$.

Periodo τ (I)	Intervalo de acel. máx. a (II)	Nivel de asimetría en fluencia			Pendiente D (VI)
		$x = 0.0$ (III)	$x = 0.01$ (IV)	$x = 0.02$ (V)	
1.825	10 - 10	1.0	1.54	2.47	73.5
	10 - 30	1.0	2.73	9.08	204.5
	10 - 70	1.0	5.17	10.37	496.8
1.75	10 - 10	1.0	3.42	8.35	267.8
	10 - 30	1.0	4.51	8.82	380.0
	10 - 70	1.0	6.83	13.03	601.5
1.90	10 - 10	1.0	4.79	9.04	402.0
	10 - 30	1.0	5.58	10.71	485.5
	10 - 70	1.0	7.13	14.00	650.0
1.8375	10 - 10	1.0	4.97	8.98	398.0
	10 - 30	1.0	5.67	10.50	475.0
	10 - 70	1.0	7.08	13.55	627.0
2.0	10 - 10	1.0	5.18	8.74	387.0
	10 - 30	1.0	5.83	10.20	460.0
	10 - 70	1.0	7.22	13.10	605.0
2.25	10 - 10	1.0	2.12	3.04	102.0
	10 - 30	1.0	3.35	5.28	212.8
	10 - 70	1.0	5.72	9.84	427.0

TABLA III RELACION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD DE SISTEMAS CON ASIMETRIA EN
 FLUENCIA RESPECTO A DEMANDAS DE SISTEMAS SIMETRICOS, DISEÑADOS CON UN
 COEFICIENTE SISMICO $C = 0.286$.
 y

Las tablas II y III indican claramente el incremento en las demandas de ductilidad que sufren los sistemas a medida que la duración de la parte intensa de la excitación es mayor, y también a medida que aumenta el nivel de asimetría. Además de estas observaciones se nota el incremento de éstas en los sistemas cuando el periodo de la estructura se acerca al periodo de la excitación. Lo contrario ocurre cuando el periodo de la estructura se aleja del de la excitación (Fig. 4.8a).

En las figuras 4.9a y 4.9b, se muestra la variación de la pendiente, D , en función del periodo de la estructura para cada movimiento y coeficiente de diseño sísmico. En éstas se aprecia que la pendiente máxima corresponde a un periodo de la estructura escasamente menor que el periodo de la excitación ($2s$). Para el sistema diseñado con coeficiente $C_v=0.2$ el periodo crítico es igual a $1.9375s$, pero para sistemas diseñados con $C_v=0.27$ su periodo crítico es $1.9s$. Para estos casos, los periodos crítico de la estructura son 3.12 y 5% menores que el periodo de la excitación, respectivamente. El hecho que los picos en las figuras de las pendientes vs. periodos (Fig 4.9a y 4.9b) se recorran en unos porcentajes diferentes, casi insignificantes, para cada coeficiente C_v escogido indica que el periodo resultante de la estructura es mayor que el inicial L_0 que interesa en estas figuras aparte de lo que se mencionó anteriormente es que las ductilidades mayores no ocurren en el periodo dominante de la excitación para estructuras con el mismo periodo, sino que ocurren un poco antes que éste. Esto se debe a que el periodo inicial tiende a alargarse (como se explicó en la primera parte de este estudio: en la sección sobre

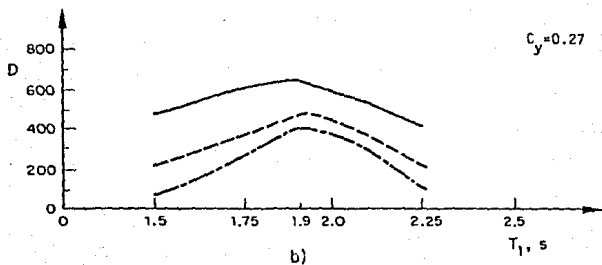
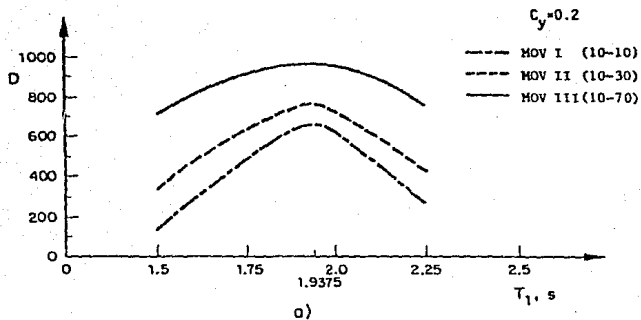


Fig 4.9 Pendientes de las ductilidades normalizadas en función del periodo

diferentes comportamientos histeréticos). Si el periodo fundamental de la estructura fuera de $2s$ tendería a alargarse teniendo como resultado una ordenada espectral inferior a la de $2s$. En cambio si su periodo fundamental es escasamente menor que el dominante de la excitación su periodo final se alargará cayendo en un intervalo aproximado al periodo de la excitación ($2s$), teniendo como resultado ductilidades mayores.

Las ductilidades de la tabla II son mayores que las de la tabla III debido a los coeficientes sísmicos de diseño. Por ejemplo, el coeficiente $C_V=0.2$ implica menor resistencia en la estructura que el C_V de 0.27, pero las demandas de ductilidad son mayores. Esta resistencia se deduce en los espectros de respuesta de las funciones moduladas (Fig. 4.8a); en donde para el $C_V=0.2$ la fuerza sería menor (ver ec. 2.3) que para uno de 0.27. En la figura 4.9a y 4.9b se puede comprender un poco más lo que se dijo anteriormente, en donde se observa que las pendientes son mayores para $C_V=0.2$ y menores para $C_V=0.27$.

De las figuras 4.9a y 4.9b se concluye que el valor de D crece con la energía total acumulada y la duración de la parte intensa de los movimientos I, II y III (ver Fig. 4.8b). En las figuras 4.9a y 4.9b implícitamente está incluida la relación F_e/F_y , que es la máxima fuerza elástica desarrollada por el sistema dividida entre la fuerza de fluencia. Debido a estas razones se propone para el valor de la pendiente una expresión de la forma:

$$D = \beta s^{\gamma} \ln(F_e/F_y) \quad (4.1)$$

donde s es la duración de la parte intensa del movimiento, β y γ son parámetros a ser determinados.

Los valores de s corresponden al 95% de la energía total para los movimientos I, II y III, que en este caso son: 60.3, 64.9 y 78.3s, respectivamente (Fig. 4.8b), y la relación F_c/F_y se obtiene directamente del espectro de respuesta (Fig. 4.8a). Se utilizan los valores de D dados en las tablas I y II para estimar los valores de los parámetros β y γ haciendo una regresión lineal y minimizando el error cuadrático en la ecuación (4.1) (ver apéndice A). Los valores obtenidos son $\beta=0.004$ y $\gamma=2.83$. Los resultados de la curva de regresión utilizando el método de mínimos cuadrados se muestran en la figura 4.10 de acuerdo con los puntos obtenidos.

Para comprobar el orden de exactitud de la ec 4.1 con movimientos del terreno del tipo más generales se utilizaron los datos de los sismos de El Centro-NS, 1940 y SCT-EW, 1985, tomando s igual a 20 y 35 segundos, respectivamente. Para sistemas con $F_c/F_y=4$ los correspondientes valores de D resultan igual a 26.65 y 129.8, respectivamente los cuales se comparan razonablemente bien con los valores obtenidos en la referencia 3 ; estos valores son de $7.41 \times 4 = 29.64$ para el sismo de El Centro, y $23 \times 4 = 92$ para el registro en la SCT-México.

D.F.

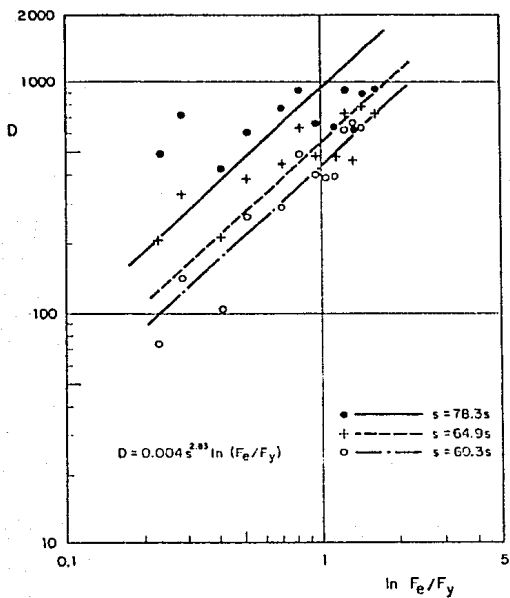
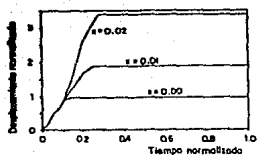


Fig 4.10 Influencia de s y F_e/F_y en D por las señales moduladas

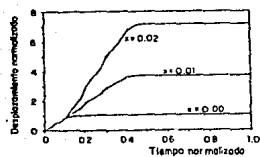
INFLUENCIA DE LA DURACION DE LA EXCITACION EN LA RESPUESTA A LO LARGO DEL TIEMPO

Para cada caso indicado en las Tablas II y III se graficaron curvas de influencia de la duración de la excitación en la respuesta a lo largo del tiempo. El eje vertical corresponde a los desplazamientos máximos, en un intervalo de tiempo dado, normalizados con respecto al correspondiente máximo si la estructura fuese elástica lineal. El eje horizontal representa el tiempo normalizado con respecto a la duración total de la señal (100s). En cada figura se indica el periodo y el coeficiente de diseño sísmico C_v . Esta se subdivide en tres partes (a, b y c), y en cada una de estas aparecen tres curvas, las cuales están asociadas con cada nivel de asimetría: $x=0.00$, 0.01 y 0.02 ; y con cada función modulada: I, II y III (10-10, 10-30 y 10-70 respectivamente). En las figuras 4.11a-c, 4.12a-c y 4.13a-c, se muestran resultados de tres de los casos analizados, en donde se muestra el tiempo necesario para que se alcance el estado estacionario de dicha respuesta. De los análisis realizados se deduce lo siguiente:

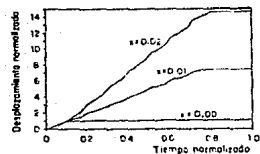
- 1) El tiempo para alcanzar la respuesta máxima estacionaria es mayor para estructuras con valores altos de x (ver figs 4.11, 4.12 y 4.13).
- 2) El tiempo necesario para que un sistema con asimetría en su nivel de fluencia alcance su desplazamiento máximo es mayor si el periodo de la excitación es cercano al periodo de la estructura que si dichos periodos son lejanos entre sí.



a) Excitación 10-10 s

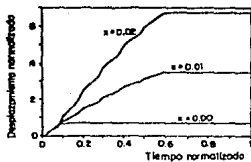


b) Excitación 10-30 s

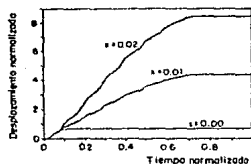


c) Excitación 10-70 s

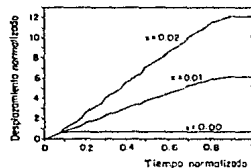
Fig 4.11 Desplazamientos normalizados a lo largo del tiempo. $T_0=1.5s$, $C_y=0.2$



a) Excitación 10-10 s

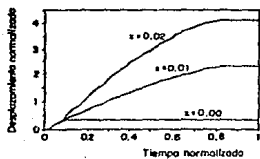


b) Excitación 10-30 s

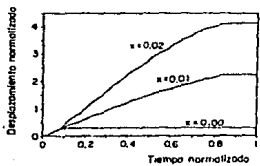


c) Excitación 10-70 s

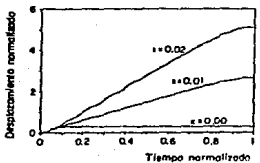
Fig 4.12 Desplazamientos normalizados a lo largo del tiempo. $T_0=1.75s$, $C_y=0.2$



a) Excitación 10-10s



b) Excitación 10-30s



c) Excitación 10-70s

Fig 4.13 Desplazamientos normalizados a lo largo del tiempo. $T_0=2s$, $C_y=0.2$

3) La influencia de la duración de la parte intensa del movimiento en la demanda de ductilidad de sistemas con asimetría en fluencia es más significativa en sistemas cuyos periodos son lejanos al de la excitación que cuando son cercanos. Esto se puede observar en las tablas I y II, donde se comparan los números en paréntesis de la quinta columna. Estos indican la relación de las demandas de ductilidad correspondientes a los movimientos III con I. Por ejemplo, la relación de demandas de ductilidad de los sistemas con $x=0.02$ y periodos lejanos a 2s es varias veces mayor cuando se someten a movimientos cuya amplitud máxima ocurre entre los 10 a 70s, que cuando se excitan con movimientos cuya función moduladora es triangular; sin embargo, para los sistemas con periodo de 2s la influencia de las funciones moduladoras es menos significativa (ver Figs 4.11, 4.12 y 4.13).

4) A medida que la estructura tiene un mayor grado de asimetría en resistencia (valores de x grandes) las respuestas estructurales se ven más afectadas por la forma de las funciones moduladoras. Por ejemplo, las curvas superiores de las figuras 4.11, 4.12 y 4.13 que corresponden a valores de $x=0.02$ se modifican más por la forma de la excitación que las curvas inferiores, asociadas a $x=0.00$.

ESTRUCTURAS SUJETAS AL ACELEROGRAMA DE SCT-EW, 1985

En esta parte del estudio se analizan sistemas de 1 gdl, con periodo de 2s y $C_v=0.2$, con asimetría en fluencia, sujetas al registro SCT-EW, 1985. Las características principales de este registro son: larga duración, periodo dominante igual a 2s y aceleración máxima de 0.16g.

Las correspondientes curvas de desplazamientos máximos normalizados, similares a las de las figuras 4.11, 4.12 y 4.13, para este caso se presentan en la fig 4.14. Las ductilidades máximas desarrolladas, correspondientes a los niveles de fluencia $x=0.00$, 0.01 y 0.02 resultaron iguales a 1.90, 5.13 y 7.88, respectivamente. Es decir, que la demanda de ductilidad de los sistemas elastoplásticos con niveles de asimetría $x=0.02$ son aproximadamente 4.15 veces mayores que las que se presentarían en los mismos sistemas si estos fuesen simétricos. Las deducciones expuestas en la sección anterior se pueden generalizar para este registro.

Para este caso particular, se obtiene que la pendiente D, de la recta de las ductilidades normalizadas contra los grados de asimetría, es igual a 157.37, que concuerda relativamente bien con el valor de la ec 4.1 (tomando $S=35$ s) que da como resultado $D=147$.

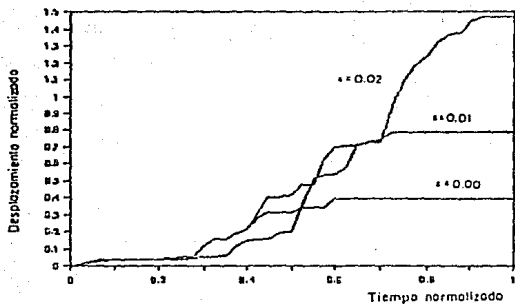


Fig 4.14 Desplazamientos normalizados, a lo largo del tiempo. $T_0=2s$, $C_y=0.2$

5. CONCLUSIONES

Comparando la respuesta de los sistemas correspondientes a los registros de El Centro, 1940³ y México, SCT-EW, 1985 se concluye que las características de los movimientos sísmicos tienen una influencia significativa en las demandas de ductilidad de este tipo de estructuras.

La influencia de la duración de la parte intensa de la excitación, es muy importante en la respuesta estructural de sistemas con niveles de fluencia asimétricos. Dicha importancia crece a medida que los grados de asimetría son mayores. El tiempo necesario para alcanzar la respuesta estacionaria es mayor si el periodo de la excitación es cercano al periodo de la estructura, que si dichos periodos son lejanos entre sí.

Es conveniente aclarar que la ec 3 se obtuvo solamente con dos coeficientes de diseño sísmico, $C_y=0.2$ y 0.27 y tres funciones senoidales como excitación. Estrictamente, esta ecuación debería aplicarse si se diseñara con algunos de estos coeficientes y excitaciones armónicas; sin embargo, dado que las ductilidades obtenidas con otros coeficientes de diseño resultan aceptables es posible

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

generalizar esta ecuación para cualquier C_v y movimiento escogidos.

Es importante notar que los valores de las demandas de ductilidad no deben extrapolarse en términos absolutos a edificios reales, en vista de las amplias simplificaciones que aquí se adoptan para los modelos estructurales y para los movimientos basales. El modelo estructural de un grado de libertad que se escogió tiene varias simplificaciones que no representan en forma adecuada la realidad¹¹, ya que no se tienen más elementos que conformen el sistema, como por ejemplo: marcos rígidos, cables de arriostamiento, etc. Hay modelos que se asemejan más a la realidad y toman en cuenta la forma de la estructura y sus variantes: variación de la rigidez en la altura, variación del factor de seguridad en la altura, altura de entrepiso, etc. En la práctica común del análisis de estructuras, frecuentemente se busca relacionar el comportamiento de un sistema de varios niveles con la respuesta que se tiene para un sistema de un grado de libertad con características dinámicas semejantes. Sin embargo, las diferencias que pueden existir en la respuesta obtenida del análisis de estructuras de varios grados de libertad, con respecto a los de una estructura de un grado de libertad con las mismas características dinámicas en el modo fundamental y diseñadas para el mismo coeficiente sísmico, pueden interpretarse como la contribución de los modos superiores de vibración a la respuesta de la estructura¹².

A pesar de las simplificaciones adoptadas en este estudio, las conclusiones cualitativas que de aquí se derivan pueden orientar al ingeniero estructurista sobre la respuesta de este tipo de sistemas.

REFERENCIAS

- 1.- Esteva, L, "Diseño: consideraciones generales", Cap 3, Diseño de estructuras resistentes a sismos, editor E Rosenblueth, IMCYC, 1982
- 2.- Bielak, J, "Dynamic response of single-degree-of-freedom bilinear systems", Tesis de Maestría, Universidad de Rice, Houston, Texas, 1966
- 3.- Ruiz S. E, Rosenblueth E y Diederich R: "Respuesta Sísmica de Estructuras con Asimetría en Fluencia", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, C45-C59, Querétaro, Qro. 1987
- 4.- Gaceta Oficial del Departamento del D.F. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", pag 7, 1987
- 5.- Kanaan A. E. y Powell G. H., "General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures". Report Nr. EERC 73-6, Earthquake Engineering Research Center, University of Calif., Berkeley 1973
- 6.- Powell G. H., "Drain-2D user's guide". Report EERC Nr. 73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, oct. 1973
- 7.- Powell G. H., "Suplement to computer program Drain-2D". Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, agosto 1975

- 8.- Newmark N. M., "A method of computation for structural dynamics". Proc. ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Julio 1959
- 9.- Wilson E. L. "A method of analysis for the evaluation on foundation-structure interaction". Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, enero 1969, pp A-6, 87-88, 99.
- 10.- Bazán E., Meli R., "Manual de diseño sísmico de edificios", Cap 7. Principios de diseño sísmico. Ed. Limusa, 1a. reimpresión, 1987, México.
- 11.- Ruiz, S. E., Rosenblueth E y Diederich R., "Seismic response of asymmetrically yielding structures", Earthquake Spectra, Vol 5, No 1, Feb 1989.
- 12.- Orlando Diaz L., Luis Esteve M., Oscar Flores M. "Influencia del efecto P- Δ en la respuesta sísmica de estructuras", Informe de Investigación elaborado para C.O.N.A.C. y T.

APENDICE A

CURVAS DE REGRESION

En este apéndice se detalla el procedimiento literal que se siguió con el método de mínimos cuadrados haciendo una regresión lineal para obtener los parámetros β y γ de la ecuación 4.1:

$$D = \beta s^{\gamma} \ln(F_o/F_y) \quad (A.1)$$

en A.1 llamaremos F a $\ln(F_o/F_y)$; sustituyendo:

$$D = \beta s^{\gamma} F \quad (A.2)$$

sacando logaritmos a la ec A.2 y utilizando sus propiedades obtenemos:

$$\ln(D) = \ln(\beta) + \gamma \ln(s) + \ln(F) \quad (A.3)$$

llamando k a $\ln(\beta)$, elevando al cuadrado ambos miembros se tiene que el mínimo error es:

$$E^2 = \sum_{i=1}^n [\ln(D_i) - k - \gamma \ln(s_i) - \ln(F_i)]^2 \quad (\text{A.4})$$

derivando la ecuación A.4 con respecto a las variables k y γ , e igualando a cero para obtener el mínimo, nos queda:

$$\frac{\partial E^2}{\partial k} = -2 \sum_{i=1}^n [\ln(D_i) - k - \gamma \ln(s_i) - \ln(F_i)] = 0 \quad (\text{A.5})$$

$$\frac{\partial E^2}{\partial \gamma} = -2 \sum_{i=1}^n [(\ln(D_i) - k - \gamma \ln(s_i) - \ln(F_i)) \ln(s_i)] = 0 \quad (\text{A.6})$$

por lo tanto nos queda el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\sum_{i=1}^n k + \sum_{i=1}^n \gamma \ln(s_i) = \sum_{i=1}^n [\ln(D_i) - \ln(F_i)] \quad (\text{A.7})$$

$$\sum_{i=1}^n [k \ln(s_i) + \gamma \ln^2(s_i)] = \sum_{i=1}^n [(\ln(D_i) - \ln(F_i)) \ln(s_i)] \quad (\text{A.8})$$

$$\begin{bmatrix} n & \sum_{i=1}^n \ln(s_i) \\ \sum_{i=1}^n \ln(s_i) & \sum_{i=1}^n \ln^2(s_i) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k \\ \gamma \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n [\ln(D_i) - \ln(F_i)] \\ \sum_{i=1}^n [(\ln(D_i) - \ln(F_i)) \ln(s_i)] \end{bmatrix} \quad (\text{A.9})$$

resolviendo el sistema de ecuaciones A.9 con la regla de Kramer tenemos que el valor de k está dado por:

$$k = \frac{\begin{vmatrix} \sum \ln(D) - \ln(F) & \sum \ln(s) \\ \sum ((\ln(D) - \ln(F)) \ln(s)) & \sum \ln^2(s) \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} n & \sum \ln(s) \\ \sum \ln(s) & \sum \ln^2(s) \end{vmatrix}} \quad (\text{A. 10})$$

asimismo el valor de γ resulta:

$$\gamma = \frac{\begin{vmatrix} n & \sum (\ln(D) - \ln(F)) \\ \sum \ln(s) & \sum ((\ln(D) - \ln(F)) \ln(s)) \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} n & \sum \ln(s) \\ \sum \ln(s) & \sum \ln^2(s) \end{vmatrix}} \quad (\text{A. 11})$$

como $k = \ln(\beta)$; implica que $\beta = e^k$. Sustituyendo los correspondientes valores de D, F y s obtenidos de las tablas II y III en las ecuaciones A.10 y A.11, los valores de β y γ resultan iguales a 0.004 y 2.83, respectivamente.