



011612ej<sup>3</sup>

**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**  
**Facultad de Ingeniería**

**PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA LA DETERMINACION  
DE LA CAPACIDAD SISMICA DE EDIFICIOS**

**PAULA LUCIA CAMILO PICHARDO**

**TESIS**

**PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE  
MAESTRA EN INGENIERIA  
(ESTRUCTURAS)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA  
1995**

**FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

## TABLA DE CONTENIDO

	Página
<i>RESUMEN</i>	
<i>ABSTRACT</i>	
<b>1. INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>2. METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD</b>	
2.1 <i>Antecedentes.</i>	5
2.2 <i>Generalidades sobre el Método del Espectro de Capacidad.</i>	9
2.3 <i>Fundamentación teórica del método.</i>	13
2.4 <i>Metodología.</i>	16
2.5 <i>Amortiguamiento efectivo.</i>	17
2.6 <i>Análisis crítico.</i>	19
<b>3. INDICES DE DAÑO Y SU RELACION CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD</b>	
3.1 <i>Generalidades.</i>	21
3.2 <i>Métodos para el cálculo de índices de daños aplicables al</i> <i>Método del Espectro de Capacidad.</i>	25
3.2.1 <i>Índice de daño propuesto por Roufaiel y Meyer.</i>	25
3.2.2 <i>Índice de daño propuesto por DiPasquale y Cakmak.</i>	26
<b>4. PROGRAMA DE ANALISIS ANSR2 "MODIFICADO"</b>	
4.1 <i>Generalidades.</i>	28
4.2 <i>Modelo analítico.</i>	28
4.3 <i>Configuración general del programa.</i>	29
4.4 <i>Cargas estáticas.</i>	30
4.5 <i>Procedimiento de solución.</i>	30
4.6 <i>Limitaciones del programa ANSR 2 "Modificado"</i>	31

	Página
<b>5. MODELOS ESTUDIADOS</b>	
5.1 <i>Sistemas estructurales.</i>	32
5.2 <i>Propiedades nominales.</i>	35
<b>6. SOBRE-RESISTENCIA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>	
6.1 <i>Generalidades.</i>	50
6.2 <i>Modelo de comportamiento del acero.</i>	51
6.3 <i>Funciones de distribución de la resistencia del concreto.</i>	53
6.4 <i>Efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia del concreto.</i>	54
6.5 <i>Efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia del acero.</i>	58
6.6 <i>Contribución de la losa a la resistencia de trabes.</i>	60
<b>7. DISCUSION DE LOS RESULTADOS</b>	
7.1 <i>Generalidades.</i>	85
7.2 <i>Comentarios generales de los resultados.</i>	86
7.3 <i>Edificio de catorce niveles (ED - 14).</i>	89
7.3.1 <i>Criterio de diseño No. 1.</i>	89
7.3.2 <i>Criterio de diseño No. 2.</i>	90
7.3.3 <i>Criterio de diseño No. 3.</i>	91
7.3.4 <i>Comparación de los criterios de diseño para el edificio de catorce niveles.</i>	92
7.4 <i>Edificio de veinte niveles (ED - 20).</i>	93
7.4.1 <i>Criterio de diseño No. 1.</i>	93
7.4.2 <i>Criterio de diseño No. 2.</i>	93
7.4.3 <i>Criterio de diseño No. 3.</i>	94
7.4.4 <i>Comparación de los criterios de diseño para el edificio de veinte niveles.</i>	95

	Página
<i>7.5 Edificio de tres niveles (ED - 3).</i>	95
<i>7.5.1 Criterio de diseño No. 1.</i>	95
<i>7.5.2 Criterio de diseño No. 2.</i>	96
<i>7.5.3 Criterio de diseño No. 3.</i>	96
<i>7.5.4 Comparación de los criterios de diseño para el edificio de tres niveles.</i>	96
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
<i>8.1 Conclusiones.</i>	126
<i>8.2 Recomendaciones.</i>	128
<b>9. REFERENCIAS</b>	131
<b>ANEXO A</b>	138
<b>RECONOCIMIENTOS</b>	147

## RESUMEN

El aceptar en el diseño de las estructuras que estas puedan incursionar en el intervalo inelástico de comportamiento al verse sometidas a sismos intensos, hace evidente la necesidad de contar con procedimientos y herramientas de análisis para determinar, aunque sea de forma aproximada, el comportamiento sísmico de las estructuras ante las acciones de diseño, su capacidad para soportar sin colapsar la demanda impuesta por los sismos de diferentes intensidades y las características del mecanismo de colapso ante acciones extremas.

En esta tesis se investiga el Método del Espectro de Capacidad como una opción para estimar la respuesta inelástica de una estructura ante cargas sísmicas a partir de resultados de análisis estáticos no lineales sucesivos, correspondientes a distribuciones de cargas monotónica creciente hasta alcanzar el colapso. Para cada valor de la carga lateral aplicada a la estructura, el espectro de capacidad relaciona su periodo fundamental con su correspondiente nivel de aceleración espectral.

El Método del Espectro de Capacidad se aplica a tres marcos de diferentes alturas, cada uno de ellos diseñados con tres factores de carga en trabes. Para cada modelo se calcula su espectro de capacidad y se superpone al espectro de respuesta de la componente E-W del acelerograma registrado en la estación SCT durante el sismo de Michoacán de 1985. Los resultados obtenidos muestran la influencia de los diferentes momentos resistentes en vigas sobre el espectro de capacidad y sobre el comportamiento sísmico de las estructuras estudiadas.

Los resultados presentados sugieren la necesidad de considerar en el cálculo del espectro de capacidad, reducciones en las rigideces de los elementos para incluir el efecto de la naturaleza transitoria de las cargas y, particularmente para edificios altos, los efectos de los modos superiores.

## ABSTRACT

The fact that during the seismic design of structures it is accepted that under extreme actions a structure may incur into the nonlinear range of behavior makes evident the need to have procedures and tools of analysis to determine, even in an approximate way, its seismic performance under the design actions; its capacity to sustain, without collapse, the demands imposed by earthquakes of different intensities and, the characteristics of its mechanism of collapse for extreme actions

This thesis investigates the Capacity Spectrum Method as an option to estimate the inelastic response of a structure subjected to earthquake loading by using results of successive nonlinear static analyses corresponding to monotonically increasing load distributions until collapse is reached. For each value of the lateral load applied to the structure, the capacity spectrum relates the fundamental period of the structure to the corresponding level of spectral acceleration.

The Capacity Spectrum Method is applied to three frames of different heights, each of them designed with three different beam load factors. For each model its capacity spectrum is calculated and superposed to the response spectrum of the acceleration record of the SCT site registered during the Michoacan Earthquake of 1985. The obtained results show the influence of different resisting moments in beams upon the capacity spectrum and the overall performance of the structure.

The presented results suggest the need to consider in the determination of the capacity spectrum reductions in the stiffness of the elements to include the effect of the transient nature of the loading and, particularly for tall buildings, the effects of higher modes.

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

### *1.1 - Introducción.*

Durante el diseño sísmico de un edificio es posible demostrar, que no es práctico ni económico, diseñar una estructura para que resista el sismo de la mayor intensidad probable, suponiendo que éste se pueda conocer, sin aceptar algún nivel de daño; esto es, dentro del intervalo de comportamiento elástico. El aceptar distintos niveles de daño modifica no sólo el costo inicial de la estructura, sino también el costo de mantenimiento durante su vida útil. Es posible que, aunque la estructura dañada no se desplome, su costo de reparación pueda ser mayor que el costo de reconstrucción, por lo que es necesario buscar las condiciones bajo las cuales se obtenga el costo mínimo. La filosofía en la mayoría de los códigos de diseño es tener estructuras que, se comporten elásticamente, bajo sismos que puedan ocurrir con frecuencia; que experimenten daño reparable para sismos que sucedan más de una vez durante su vida útil y sobre todo que sobrevivan, sin colapso, al sismo más intenso que pudiera ocurrir.

Como resultado de esta filosofía, la fuerza lateral de diseño que establecen los códigos, se obtiene mediante el uso de espectros de respuesta elásticos lineales reducidos inicialmente, por admitir, entre otros factores, sobre-resistencias locales y globales de la estructura y reducidos nuevamente al aceptar la incursión de la estructura en distintos rangos de comportamiento inelástico y por ende distintos niveles de daño esperado.

El uso de factores de reducción, por comportamiento inelástico, se justifica por la capacidad de las estructuras dúctiles de disipar energía por histéresis. La selección de esta reducción necesita, sin embargo, del conocimiento de las características de disipación de energía de cada estructura y su relación con los sismos característicos del sitio. En consecuencia, en la



formulación de recomendaciones de diseño sísmico la definición de los factores de reducción de fuerzas sísmicas por sobre-resistencia y por comportamiento inelástico, requieren de una estimación realista, adecuada a las características propias de cada estructura y al sitio de desplante de la misma, Miranda, 1993.

El conocer si una estructura tiene un comportamiento sísmico adecuado ante acciones moderadas y la capacidad suficiente para resistir, sin colapso, las acciones máximas prescritas por los códigos de diseño, hace evidente la necesidad de contar en la práctica de la ingeniería estructural con herramientas de análisis y evaluación que ofrezcan información acerca de su comportamiento no lineal, que permitan tomar decisiones respecto a su seguridad estructural, así como estimar su capacidad remanente para resistir futuros eventos.

Es evidente que, para fines prácticos, los métodos de análisis dinámico no lineal no representan la opción más recomendable para el estudio del comportamiento sísmico de una estructura, a pesar de que con las herramientas tecnológicas actuales sea posible utilizarlos. Lo anterior es debido a la dificultad existente en la definición del o de los sismos de diseño y por supuesto al esfuerzo involucrado en la interpretación de los resultados, con la finalidad de estudiar el comportamiento de la estructura. Este tipo de análisis sólo se justifica para ciertas investigaciones donde se requiera un análisis refinado.

Como una consecuencia de la problemática citada, se han desarrollado métodos simplificados para la evaluación del comportamiento y la capacidad sísmica de las estructuras, que no requieren la solución del problema dinámico no lineal involucrado. En esta tesis se investiga, como objetivo principal, el método simplificado de análisis estático no lineal denominado "Método del Espectro de Capacidad", Freeman, 1978, que relaciona el periodo de una estructura con el cortante basal, para distintos niveles de carga sísmica. Para este fin, se modifica el programa de cómputo ANSR2.

El Método del Espectro de Capacidad, presentado en el capítulo II, estima el comportamiento y la capacidad sísmica de una estructura mediante un análisis monotónico al colapso, el cual

involucra un patrón de carga lateral preestablecido que representa, de forma aproximada, los efectos inerciales que actuarían en el centro de masa de cada entrepiso. Este método presenta ventajas sobre otros métodos simplificados similares, ya que proporciona una visión del comportamiento del edificio en el intervalo inelástico; al contarse con información sobre el mecanismo de colapso, el daño esperado ante una excitación en particular, la aceleración espectral máxima impuesta por un sismo y el periodo inelástico resultante.

En el capítulo III se revisan, de forma general, algunos de los métodos que han surgido para cuantificar el daño en estructuras y se discute la manera en la que se puede estimar el daño esperado, a partir de los resultados del Método del Espectro de Capacidad.

Propuesto originalmente por Freeman en 1978, el método se implanta, capítulo IV de la presente investigación, en el programa de análisis no lineal de estructuras ANSR2, adaptado para trabajar bajo el sistema operativo UNIX, con el propósito de contar con una herramienta estándar para el cálculo de espectros de capacidad.

En el capítulo V se describen tres edificios con alturas diferentes, cada uno diseñado con tres criterios de resistencias en trabes, Castillo, 1993; con la finalidad de estudiar la aplicación del Método del Espectro de Capacidad.

En el capítulo VI se calculan las resistencias “reales” de los elementos estructurales por métodos deterministas, considerando los siguientes factores:

- a) Efecto de la velocidad de deformación en el comportamiento del concreto y del acero.
- b) Contribución de la losa a la resistencia de trabes.
- c) Cantidades reales de acero.
- d) Valor medio de resistencia del acero y del concreto.
- e) Curva esfuerzo-deformación de comportamiento “realista” de los materiales.

En el capítulo VII, se presentan los resultados obtenidos de los análisis de carga incremental al colapso de los modelos estudiados, se construyen los espectros de capacidad y se realiza una

evaluación del comportamiento sísmico de cada marco y de su capacidad estructural, superponiendo al gráfico del espectro de capacidad de cada estructura el espectro de respuesta del registro componente E-W, obtenido en el sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT-EW) durante el sismo de septiembre 19 de 1985 considerado, en este estudio, como la demanda sísmica.

Finalmente, en el capítulo VIII, se presentan conclusiones sobre el método y sobre los resultados de los ejemplos estudiados, proponiéndose mejoras al método original.

## CAPITULO II

### METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

#### *2.1 - Antecedentes.*

Los reglamentos de diseño sísmico actuales, permiten efectuar el diseño de una estructura, con resultados de análisis lineales ante fuerzas estáticas equivalentes o ante cargas dinámicas, resultado de un análisis modal espectral. La ventaja de estos métodos es que son relativamente simples, la desventaja es que la mayoría de los análisis elásticos, ofrecen información insuficiente acerca de la posible respuesta inelástica de la estructura.

En los casos donde un modelo lineal no representa adecuadamente las características dinámicas de la estructura, se requiere de un modelo en el cual las fuerzas en los elementos no sean directamente proporcionales a sus desplazamientos. En estas condiciones, la ecuación de movimiento resultante ya no es lineal y su solución matemática, en general, es de alta complejidad, requiriéndose de un procedimiento numérico elaborado para su integración.

Una desventaja de los métodos de análisis dinámico no lineal, es la dificultad de interpretar los resultados para la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura y la toma de decisión sobre las modificaciones necesarias a un diseño. El análisis dinámico no lineal paso a paso, sólo se justifica en ciertas investigaciones donde se requieran resultados refinados, para la mayoría de las aplicaciones prácticas, se consideran excesivamente laboriosos. Es por esto que existe una corriente de pensamiento que cuestiona su uso exclusivo, sugiriendo se revisen los resultados empleando métodos de análisis que consideren, aunque de manera aproximada, el comportamiento no lineal de las estructuras bajo sismos intensos.

Como una consecuencia de la problemática citada, se han desarrollado métodos simplificados para la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras. Uno de ellos, Iglesias, 1989, surgió debido a la necesidad de evaluar la capacidad de los más de 1500 edificios dañados, que dejó como saldo el sismo del 19 de septiembre del 1985 en la Ciudad de México, propuesto por el grupo de investigación en ingeniería estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana, UAM.

Este método estima la resistencia sísmica de edificios de concreto reforzado, con características regulares y de mediana altura, considerando que la falla ocurre en los elementos verticales.

El método permite determinar un coeficiente de resistencia del edificio, "K", el cual se compara con el nivel de intensidad "KS", correspondiente a la zona en que se ubica el inmueble de acuerdo con la zonificación sísmica de la ciudad. Este procedimiento considera que para la condición de falla, el cociente de la fuerza cortante resistente entre la fuerza cortante actuante en un entrepiso dado es igual a la unidad.

$$\frac{V_{Ri} S_i}{K_i A_i W_T} = 1.0 \quad (2.1)$$

Donde:

$V_{Ri}$  = fuerza cortante resistente en entrepiso i.

$S_i$  = factor de corrección.

$K_i$  = coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la falla del entrepiso i.

$A_i$  = distribución de la fuerza cortante con la altura por el método estático.

$W_T$  = peso total de la estructura.

El factor de corrección considera la posible irregularidad del edificio (tanto en planta como en elevación), el deterioro del inmueble, la ubicación de la estructura y el comportamiento de la cimentación.

Es necesario calcular el coeficiente "K" para cada entrepiso y por lo menos en dos direcciones ortogonales. El menor valor del coeficiente de resistencia define la capacidad sismo-resistente de la estructura.

El comparar "K" con "KS" permite clasificar el nivel de seguridad del inmueble. Si  $K > KS$  el nivel de seguridad es adecuado y cuando  $K \leq KS$ , se deberá efectuar una evaluación detallada, por medio de procedimientos más elaborados de análisis, que definan si es necesario o no el reforzamiento de la estructura.

Otro método simplificado es el propuesto por Kappos, 1991, en donde se realiza una predicción analítica del colapso de una estructura de concreto reforzado, sometida a movimientos sísmicos fuertes. El criterio de colapso se incorpora a una metodología para estimar cuantitativamente el valor del factor de comportamiento sísmico (Q) de diseño, el cual se puede definir como la relación promedio de las ordenadas de aceleración espectral del espectro elástico, esperado en un sitio, y el espectro inelástico usado para el diseño de la estructura.

Se considera que la estructura falla, cuando se sujeta a un sismo cuyas aceleraciones producen el incumplimiento de ciertos parámetros, relacionados con el colapso de la estructura en estudio. Entre los parámetros que definen el colapso se encuentran: la rotación plástica última para un nodo de un elemento (en caso de considerar fallas locales), el desplazamiento relativo máximo de entrepiso o la evaluación del estado de daño del edificio en función del costo de reparación. De esta manera, se obtiene la aceleración espectral de colapso.

Habiendo establecido el movimiento sísmico para el cual se estima el colapso de la estructura, se calcula el factor de comportamiento último, por la ecuación:

$$Q' = \frac{(S_a)_c^{elas}}{(S_a)_d^{inel}} \quad (2.2)$$

Donde:

$(S_a)_c^{elas}$  = Aceleración espectral elástica de colapso.

$(S_a)_d^{inel}$  = Aceleración espectral inelástica de diseño.

Cuando el factor de comportamiento sísmico último sea mucho mayor que el de diseño  $Q' \gg Q$  la estructura se considerará sobre-diseñada. En el caso contrario, el diseño deberá de revisarse.

Desafortunadamente, ninguno de los dos métodos simplificados proporciona información sobre el comportamiento inelástico de la estructura antes de alcanzar su resistencia última.

Sigmund A. Freeman (Freeman, 1978) desarrolló un procedimiento aproximado para evaluar la capacidad de una estructura, más tarde llamado "*Método del Espectro de Capacidad*" por Gergely, 1988. El método usa resultados de un análisis inelástico estático equivalente para estimar el comportamiento sísmico no lineal de la estructura ante sismos de diferentes intensidades (Freeman, 1978). Originalmente desarrollado para la evaluación de instalaciones navales, posteriormente se ha implementado por Ayala y Ye, 1995 en diversos programas de análisis no lineal; e.g. IDARC, Kunnath, Reinhorn y Lobo, 1992; CANNY-C, LiKang-Ning, 1993.

El Método del Espectro de Capacidad consiste en determinar la respuesta de una estructura (fuerzas internas y desplazamientos) para cada incremento de carga, en un análisis monotónico creciente, donde la magnitud y forma de las cargas son pre-establecidas con anterioridad en el análisis. Para considerar el efecto de la disipación de energía por amortiguamiento, el espectro de capacidad de la estructura se superpone a dos espectros de respuesta elásticos, asociados a un evento sísmico; un espectro es calculado usando un amortiguamiento viscoso equivalente para el intervalo inelástico y otro, empleando un amortiguamiento para la fase de comportamiento elástico.

La ventaja de este método sobre otros equivalentes es que ofrece más información sobre el grado de deformación inelástica, que se espera que ocurra para determinado nivel de carga sísmica.

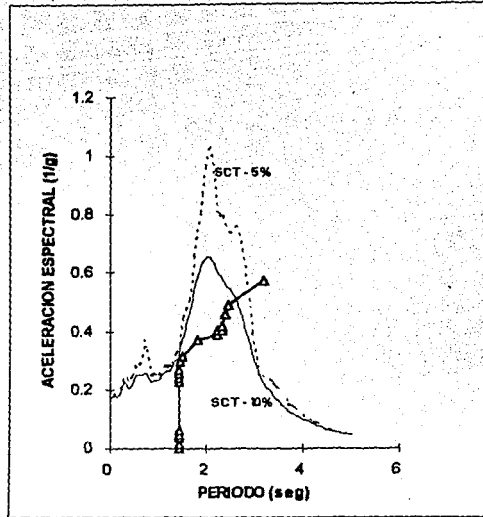
## ***2.2 - Generalidades sobre el Método del Espectro de Capacidad***

El espectro de capacidad es una característica propia de cada estructura que relaciona el periodo con el nivel de aceleración espectral (fig 2.1). Versiones más recientes del método relacionan el desplazamiento espectral con la aceleración espectral (fig 2.2). Cada uno de los niveles de aceleración espectral representa el nivel de cortante basal máximo de sismos de diferentes intensidades. Esta característica hace diferir al espectro de capacidad del espectro de demanda, ya que en este último, las ordenadas representan la demanda del movimiento del terreno en términos de la respuesta elástica inducida a un oscilador de un grado de libertad (1 GDL) sometido a un sismo en particular.

Las figs 2.1 y 2.2 muestran dos presentaciones de la superposición del espectro de capacidad de una estructura con el espectro de demanda de un sismo; en donde se elige, para ilustrar, el valor del amortiguamiento asociado a los intervalos de comportamiento elástico e inelástico. Se observa que ambas presentaciones ofrecen igual información sobre la no linealidad desarrollada por la estructura.

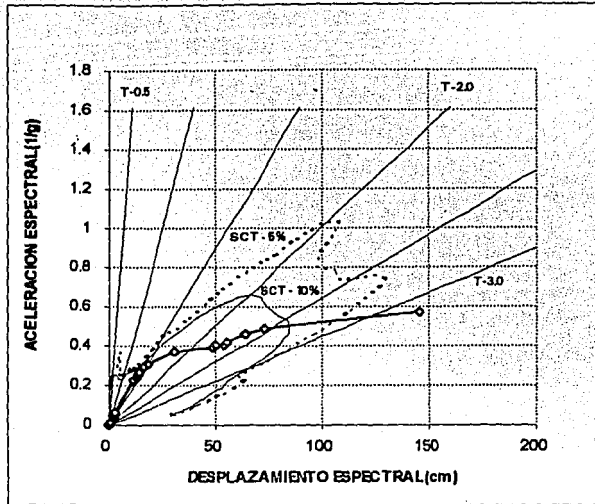
En el caso de que el espectro de capacidad cruce al espectro de demanda, y considerando que antes del punto donde aparece la primera articulación plástica corresponde a 0% de daño, y que el punto donde ocurre el colapso al 100%, es posible estimar el porcentaje del daño experimentado y la capacidad residual de la estructura para una demanda sísmica dada. Considerando una variación lineal del daño entre los estados de 0% y 100% de daño, se puede interpolar linealmente para la localización del punto de cruce del espectro de capacidad y el espectro de demanda para un amortiguamiento consistente con el nivel de daño esperado (fig 2.3 ).





**Fig 2.1 - Espectro de capacidad para el edificio de catorce niveles estudiado (ED-14-1)**

La correcta utilización de este procedimiento, requiere conocer el valor del coeficiente de amortiguamiento equivalente de la estructura, como una función del comportamiento inelástico inducido por la excitación a la cual se le somete. Dado que el nivel de amortiguamiento equivalente se incrementa con el daño acumulado, es recomendable obtener dos espectros de respuesta, uno asociado con el amortiguamiento elástico y otro con el amortiguamiento equivalente para el nivel de comportamiento inelástico esperado, ver sección 2.5. Dichos valores dependen del tipo de estructura y sobre todo del nivel de no linealidad que sea capaz de desarrollar la estructura, generalmente expresado como una función de la ductilidad global máxima esperada. De esta manera se obtienen dos espectros de demanda, a los cuales se superpone el espectro de capacidad de la estructura (figs 2.1, 2.2 y 2.3 ).



**Fig 2.2 - Espectro de capacidad para el edificio de catorce niveles estudiado (ED-14-1)**

El conocer la aceleración espectral inelástica, asociada a un cortante basal impuesto por una excitación sísmica intensa, permite determinar las características dinámicas de la estructura dañada; es decir, se puede estimar: el periodo inelástico, los elementos estructurales que ingresan en el intervalo de comportamiento inelástico, los desplazamientos relativos y absolutos de cada entresolio y con ello, la ductilidad desarrollada por la estructura ante la excitación impuesta.

Una buena aproximación para obtener el periodo inelástico de la estructura y la aceleración espectral inelástica, consiste en extender la parte elástica (línea vertical) del espectro de capacidad hasta que intersecte el espectro de demanda de menor amortiguamiento (P-1), fig 2.3. De igual manera, encontrar la intersección de la parte inelástica del espectro de capacidad con el espectro de mayor amortiguamiento (P-2), fig 2.3. Asumiendo que el

amortiguamiento varia proporcionalmente entre la condición elástica y la inelástica (Chrysostomou, Gergely y Abel, 1988), se conectan los puntos P-1 y P-2, donde la línea del espectro de capacidad intersecta la recta (P-1 - P-2) se encuentra el periodo inelástico de la estructura y la aceleración espectral inelástica asociada a la excitación. Ver fig 2.3.

Sin embargo, el determinar el periodo inelástico y la aceleración espectral correspondiente por el procedimiento descrito anteriormente, sólo es posible cuando el periodo elástico de la estructura analizada se encuentra en el intervalo de aceleraciones espectrales máximas del espectro de demanda o del espectro de diseño y el incremento del periodo de la estructura, causado por incursionar en el comportamiento inelástico, lleva la curva del espectro de capacidad hacia la rama descendente del espectro de respuesta o del espectro de diseño.

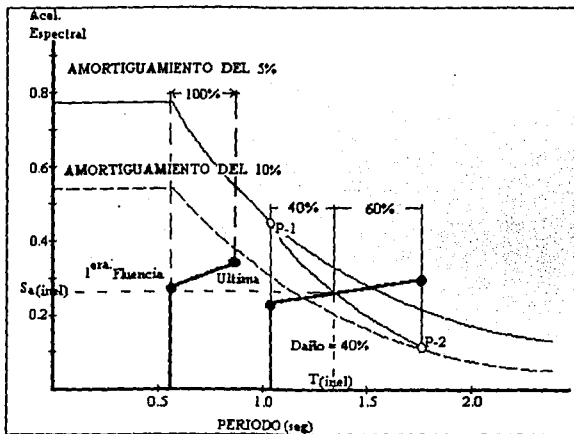


Fig 2.3 - Espectros de capacidad superpuestos a espectros de diseño para una estructura dada.

Esta misma información puede obtenerse si el cortante basal se grafica como una función del desplazamiento de azotea, pudiéndose directamente evaluar el comportamiento al tenerse la variación del desplazamiento de azotea con el cortante basal asociado a sismos de diferente intensidad (fig 2.4 ).

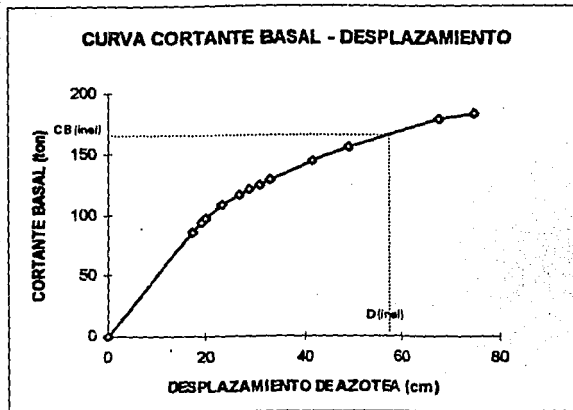


Fig 2.4 - Cortante basal en función del desplazamiento de azotea para una estructura dada.

Se han realizado diversos estudios relativos a la determinación de la capacidad resistente de edificios por el Método del Espectro de Capacidad, cada uno de ellos usa herramientas diferentes de análisis. Por ejemplo Correa, 1993 realiza el análisis inelástico de marcos de concreto reforzado, usando el programa de cómputo ULARC, (Sudhakar, Powell y Wheaton, 1972) y los análisis de los valores característicos usando el programa SAP-90, (Wilson y Habibullah, 1991); en marcos de acero Chrysostomou, Gergely y Abel, 1988, realizan estudios modelando los marcos con y sin muros, usando el programa STAND; el análisis de marcos de acero modelando las conexiones como semi-rígidas lo realizan Deierlein et al, 1991, con el programa CU-STAND.

### 2.3 - Fundamentación teórica del método.

El método del espectro de capacidad es una herramienta analítica para estimar la respuesta inelástica de una estructura mediante análisis estáticos no lineales sucesivos, con la finalidad de seguir la curva inelástica de comportamiento.

El espectro de capacidad se construye usando los resultados de un análisis estático incremental al colapso, en el cual la estructura se carga lateralmente con una fuerza sísmica estática equivalente. El vector de carga puede obtenerse por métodos simplificados o por medio de un análisis modal. La magnitud del vector de carga no es importante, pero si la forma en la que se distribuye con la altura, lo cual refleja la carga sísmica correspondiente al modo dominante de vibración de la estructura analizada.

En un sistema de varios grados de libertad la distribución de fuerzas sísmica tiene forma compleja y variable con el tiempo. Pruebas de laboratorio (US-Japón, 1984) han demostrado que bajo ciertas condiciones de regularidad, el primer modo de vibración domina la respuesta de la estructura. Lo anterior se cumple siempre que no se produzcan cortantes de signos contrarios en entrepisos sucesivos.

En el análisis, la carga estática equivalente se aplica de forma incremental, y en cada paso de carga se calcula el periodo correspondiente al modo fundamental, el cual refleja la degradación de la rigidez como una consecuencia del comportamiento inelástico de la estructura. El cortante basal aplicado en cada paso de carga se usa para calcular la aceleración espectral correspondiente.

La aceleración espectral  $S_a$  se puede relacionar con el vector de máxima aceleración estructural  $\{\ddot{X}\}$  en la dirección del movimiento del sismo por la siguiente ecuación :

$$\{\ddot{X}\} = \Gamma S_a \{\phi\} \quad (2.3)$$

Donde:

$\{\phi\}$  = vector característico correspondiente al modo fundamental de vibración.

$\Gamma$  = factor de participación modal, dado por :

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T [M] \{d\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.4)$$

Donde:

[M] = matriz de masa concentrada.

$m_i$  = masa del grado de libertad  $i$ .

{d} = vector de desplazamiento unitario. Clough y Penzien, 1993.

{ $\phi$ }<sup>T</sup> = vector característico transpuesto correspondiente al modo fundamental de vibración.

En la ecuación 2.4 se puede observar que la multiplicación de matrices, se reduce al cociente de la suma del producto de las masas en los pisos por sus correspondientes coordenadas modales entre la suma de los productos de las masas por el cuadrado de sus coordenadas modales. Esta ventaja en el cálculo es posible sólo en los casos en los que la matriz de masa se considera diagonal. El vector de fuerzas de inercia {P} se obtiene de la multiplicación del vector de aceleración nodal { $\ddot{X}$ } y la matriz de masa, así:

$$\{P\} = [M] \{\ddot{X}\} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} S_a [M] \{\Phi\} \quad (2.5)$$

El cortante basal es igual a la suma de las fuerzas de los entrepisos y se puede relacionar con la aceleración espectral por la siguiente ecuación:

$$V = \sum P_i = \left[ \frac{(\sum m_i \Phi_i)^2}{\sum m_i \Phi_i^2} \right] S_a \quad (2.6)$$

Reordenando y expresando la aceleración espectral como una fracción de la gravedad, se obtiene la expresión:

$$S'_a = \frac{S_a}{g} = \frac{(\sum m_i \Phi_i^2) V}{(\sum m_i \Phi_i)^2 g} \quad (2.7)$$

Habiendo calculado la aceleración espectral, el desplazamiento espectral correspondiente al modo fundamental se puede obtener de la ecuación:

$$S_{dm} = S'_a g \cdot \left[ \frac{T_m}{2\pi} \right]^2 \quad (2.8)$$

Donde:

$T_m$  = periodo asociado al modo m.

$g$  = aceleración de la gravedad.

Sustituyendo el valor del cortante basal se obtiene:-----

$$\begin{aligned} V &= C_B W_T \\ W_T &= (\sum m_i) g \\ C_B &= \frac{(\sum m_i \Phi_i)^2}{\sum m_i \Phi_i^2 \sum m_i} S'_a \end{aligned} \quad (2.9)$$

## 2.4 - Metodología.

El método del espectro de capacidad puede dividirse en tres etapas:

### 2.4.1 - Primera etapa: Análisis monotónico al colapso.

Esta etapa permite construir la curva de capacidad, para resistir fuerzas laterales, característica de la estructura. La fuerza lateral, en este trabajo, se aplica en la altura del edificio con una distribución correspondiente al modo fundamental del modelo elástico de la estructura.

#### **2.4.2 - Segunda etapa: Revisión de la demanda.**

En el Método del Espectro de Capacidad la demanda impartida por un sismo se caracteriza por sus espectros de respuesta para dos niveles de amortiguamiento, uno elástico y otro equivalente para el intervalo inelástico con valores sugeridos en la tabla 2.1 (los detalles del amortiguamiento equivalente, para el intervalo inelástico de comportamiento de la estructura, se explican en la siguiente sección). Estos espectros de demanda se superponen al espectro de capacidad de la estructura, con la finalidad de revisar su comportamiento.

#### **2.4.3 - Tercera etapa: Revisión del comportamiento.**

El comportamiento estimado de la estructura se evalúa a través de la curva de capacidad, llamada también "curva de comportamiento". En general, se considera que el comportamiento de una estructura es satisfactorio, si el punto donde se alcanza el estado límite se encuentra después de rebasar la demanda impuesta. Para el punto donde se alcanza la demanda es necesario que los estados límites de servicio sean aceptables.

El punto de finalización de la curva estará asociado a un estado límite de falla, por ejemplo: un mecanismo, excesiva distorsión de entrepiso, inestabilidad local de un elemento o la inestabilidad global de la estructura.

#### **2.5 - Amortiguamiento efectivo.**

El aumento del periodo ocasionado por la incursión de la estructura en el intervalo no lineal de comportamiento, aumenta la energía disipada por histéresis del sistema. Esto conlleva a un incremento del amortiguamiento, el cual tenderá a crecer cuando la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda se realiza lo más lejos posible del periodo elástico (hacia la derecha). El amortiguamiento tenderá a aumentar si la estructura es capaz de desarrollar un buen comportamiento en el intervalo inelástico, llegando a experimentar



grandes deformaciones para una carga sostenida. En cierta forma, es posible expresar el "amortiguamiento viscoso efectivo" como una función de la ductilidad global que la estructura pueda desarrollar.

El tratamiento del amortiguamiento efectivo, en el presente estudio, se ha basado en métodos aproximados para definir sistemas lineales equivalentes, para estructuras no lineales sujetas a una excitación sísmica. Se evaluó el amortiguamiento efectivo, desarrollado por una estructura en particular, (tabla 2.1) usando el método llamado "Energía Geométrica", Iwan, 1979.

Este ha sido propuesto como un método aproximado para determinar la respuesta sísmica de cualquier sistema no lineal de un grado de libertad con una relación fuerza desplazamiento bilineal (aceptando endurecimiento en la segunda rama de su curva esquelética), simétrica alrededor del origen y sin experimentar deterioro.

SISTEMA ESTRUCTURAL	DUCTILIDAD GLOBAL	AMORTIGUAMIENTO ELASTICO (%)	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (%)
Acero Estructural	2.8	3	15
	2.4	3	12.5
	2.0	3	10
	1.5	3	7
Concreto Reforzado	3.25	5	25
	2.75	5	24
	2.00	5	20
	1.75	5	18
	1.25	5	10
Mampostería Reforzada	2.4	7	20
	1.8	7	15
	1.5	7	12.5
Madera	1.8	10	20
	1.5	10	17

El ángulo de endurecimiento utilizado en estructuras de concreto fue de 3%.

**Tabla 2.1 - Valores recomendados de amortiguamiento para diferentes sistemas estructurales.**

### **2.7 - Análisis crítico.**

En la presente investigación, como se discutió en la sección 2.4, el Espectro de Capacidad para una estructura determinada se calcula con base en una distribución de fuerzas laterales definida por el modo fundamental de vibración correspondiente al modelo elástico de la estructura. Esta consideración es generalmente válida para edificios de pocos niveles y de configuración regular. En edificios más altos los efectos de los modos superiores pueden llegar a ser importantes y se puede requerir de un análisis en el que se considere estos efectos.

Cuando se analiza una estructura de concreto reforzado, bajo la acción de fuerzas sísmicas es importante basar el análisis (cálculo de fuerzas internas y deformaciones de los elementos estructurales) en propiedades realistas de rigidez de los elementos para distintos niveles de carga y el consecuente deterioro. Lo anterior es particularmente importante en estudios de capacidad sísmica, en los que es necesario calcular el periodo fundamental asociado a distintos niveles de carga. Además, se busca contar con una herramienta con la que se pueda predecir de forma "realista", la historia de aparición de las articulaciones en la evolución de la estructura hacia el colapso. En ambos casos, se podría esperar que variaciones pequeñas en la rigidez de traveses y columnas, puedan producir cambios de importancia en los resultados.

En estudios de esta naturaleza en los que un comportamiento dinámico no lineal se quiere representar con un estático equivalente, es necesario considerar el comportamiento histerético de los elementos, por esto se piensa que el módulo de rigidez de cada elemento debe estar expresado como el módulo secante determinado por el punto extremo del ciclo de histéresis; mientras que el factor de amortiguamiento de cada elemento debe ser proporcional a la energía histerética disipada durante un ciclo de oscilación y a la energía disipada por amortiguamiento viscoso. Resulta obvio que las propiedades anteriores dependen de la magnitud de la deformación que define el ciclo de histéresis y ambas deberán estar expresadas como una función de la deformación inducida. Ideas al respecto pueden extrapolarse de las

propuestas por Seed y Idriss, 1970 (figs 2.5 y 2.6) y deberán explorarse en investigaciones posteriores a la que aquí se reporta.

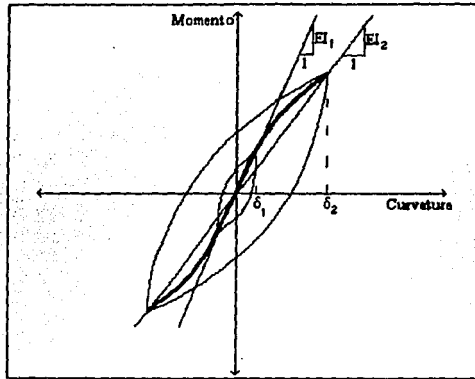


Fig 2.5 - Definición del módulo de rigidez secante.

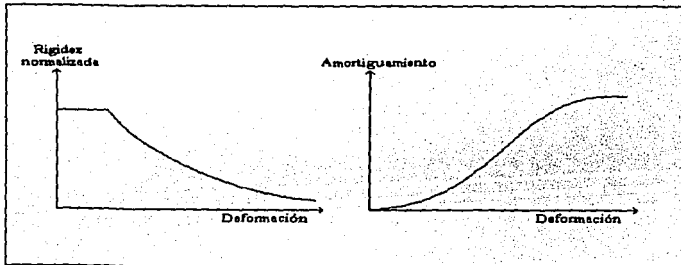


Fig 2.6 - Variación del módulo de rigidez y el amortiguamiento.-

## CAPITULO III

### INDICES DE DAÑO Y SU RELACION CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD

#### *3.1 - Generalidades.*

Los códigos de construcción actuales aceptan cierto riesgo de daño bajo fuerzas sísmicas extremas. Por esto, en el diseño de una estructura nueva es conveniente ponderar, para cierta resistencia estructural, el daño esperado ante cierto nivel de fuerza sísmica con el costo de reparación y/o la posibilidad de demolición. En una estructura existente es de importancia estimar, además del daño ocasionado por una excitación, la capacidad remanente de la estructura después de ésta. Cuando se realizan cambios en los códigos de diseño puede ser necesario revisar el comportamiento de las estructuras existentes, diseñadas con las versiones anteriores de los mismos y generar planes de reestructuración con la finalidad de cumplir los requerimientos de los nuevos reglamentos.

Para edificios de concreto, se han desarrollado índices de daño para proveer una forma de cuantificar el daño sísmico experimentado en elementos estructurales, pisos o entresijos o estructuras completas. Los índices pueden estar basados en los resultados de un análisis dinámico no lineal, en mediciones de la respuesta de estructuras durante un sismo, o en una comparación de las propiedades dinámicas de la estructura antes y después de un sismo intenso.

El daño sísmico en estructuras de concreto puede ser definido de forma local, para una parte de la estructura (elemento estructural o entresijo) o de forma global para la estructura completa. Los índices de daño local, en su mayoría, reflejan la dependencia del daño sobre la amplitud y/o el número de ciclos de carga. Estos índices son una medida acumulativa con base en la deformación o a la energía histerética o con base en una combinación de ambas. La desventaja principal de la mayoría de los índices locales es que necesitan adecuar los

coeficientes usados en la definición del daño (curvatura, rotación, desplazamiento último o energía histerética) en función del tipo de estructura.

Los índices globales se pueden calcular por medio de un promedio ponderado de los índices locales o comparando las propiedades modales de la estructura antes y después de determinado evento. Los índices globales calculados como promedio ponderado de los índices locales tienen los mismos problemas antes citados para los índices locales. Existe una amplia variedad de índices usando formas modales, los cuales pueden detectar daños menores en un edificio (Williams y Sexsmith, 1994, Escobar y Ayala, 1995).

De acuerdo con la forma en que se expresen los criterios para estimar índices de daño pueden clasificarse, como:

- a) Criterios empírico-subjetivos.
- b) Criterios analíticos.

Los métodos basados en criterios empírico-subjetivos parten del daño observado en estructuras sometidas a sismos. Con frecuencia, estos criterios se utilizan para describir el efecto de un sismo en un sitio y definir escalas de intensidades sísmicas. Entre ellos se pueden citar los propuestos por:

- a) Bracci et al, 1989, clasifican el daño en función de la posibilidad de reparación.
- b) Park, Ang y Wen, 1987, y Rojahn y Sharpe, 1986, proponen una clasificación en función del daño observado.
- c) Martell, 1964, y Whitman, Reed y Hong, 1973, ambos proponen métodos usando matrices de daño basadas en opiniones de expertos.

Los criterios analíticos, por otro lado, tratan de definir un índice de daño de forma cuantitativa para una estructura, tomando en consideración la razón por la cual se necesita la evaluación;

por lo que este criterio se puede dividir en: métodos de evaluación económica y métodos en función de parámetros estructurales.

Entre los métodos orientados a una evaluación económica se pueden citar, los propuestos por:

- a) Scawthorn et al, 1981, proponen un índice que correlaciona el daño con el espectro de respuesta para el sismo ocurrido en Japón en el 1978.
- b) Sauter, 1984, usa información obtenida de un análisis de riesgo sísmico y la relaciona con el estado de daño de la estructura.
- c) Chung, Meyer y Shinozuka, 1987, proponen un índice de daño con la finalidad de evaluar costos de seguros contra sismos.
- d) Penelis et al, 1988, realizan una evaluación del daño en estructuras para el sismo de 1978 en Grecia.

Así, entre los métodos que evalúan el daño en función de parámetros estructurales, se pueden a su vez dividir en:

1 - Métodos que se fundamentan en un planteamiento demanda-capacidad. Por ejemplo, los propuestos por:

- a) Zahrah y Hall, 1984, estima el daño potencial, que determinado sismo pueda ocasionar, en función de la energía impartida a las estructuras.
- b) Tembulkar y Nau, 1984, miden el daño con base en la energía histerética por ciclo de carga, relacionándola con la fuerza y el desplazamiento de fluencia.
- c) Bannon, Biggs e Irvine, 1981, definen el daño como la rotación plástica acumulada normalizada por la rotación a la fluencia.
- d) Krawinkler y Zohrei, 1983, el índice de daño que estos autores presentan, toma en cuenta la magnitud de los desplazamientos plásticos.

2 - Métodos que se basan en un planteamiento de degradación, tales como:

- a) Kato y Akiyama, 1980, miden el daño en función de la energía disipada por deformación inelástica para cada entrepiso de un marco.

- b) Bannon, Biggs e Irvine, 1981, toman en cuenta en la definición del índice de daño la ductilidad y el deterioro del material.
- c) Toussi, Yao y Chen, 1984, define el daño en base a una relación entre la rigidez menor, durante el proceso de carga, y la rigidez inicial.
- d) Park y Ang, 1985, combinan la deformación máxima y la energía disipada por comportamiento histerético.
- e) Darwin y Nmai, 1986, calculan un índice de daño, para vigas de concreto reforzado, relacionando la capacidad de disipación de energía y la energía elástica de la viga cuando el acero de refuerzo fluye.
- f) Roufaiel y Meyer, 1987, calcula el daño global de una estructura, en función de el desplazamiento máximo experimentado por el marco para una excitación en particular, relacionándolo con el desplazamiento de fluencia de la azotea y el desplazamiento último o de falla de estructura.
- g) Chung, Meyer y Shinozuka, 1987 y 1988, proponen un índice de daño acumulado, basado en la capacidad de disipación de energía.
- h) Bracci et al, 1989, combinan los conceptos de daño potencial y daño impartido.
- i) DiPasquale y Cakmak, 1988 y 1990, definen el daño en función de la degradación de la rigidez de una estructura, reflejado en el cambio del periodo natural de vibración.
- j) Rodríguez, 1994, propone un índice de daño en función de la energía histerética de un sistema de un grado de libertad y la energía total por unidad de masa que un sistema, de un grado de libertad elástico, absorbe en un ciclo de carga.

La necesidad de conocer los efectos sísmicos sobre las estructuras, ha generado una gran cantidad de métodos o procedimientos para medir estos efectos. Sin embargo, hace falta un consenso general en cuanto al significado del índice medido como un daño físico y/o de funcionamiento sobre una determinada estructura. Cuando se habla de la necesidad de los índices de daño es porque a través de ellos interesa conocer las consecuencias físicas de los sismos sobre las estructuras y su capacidad remanente.

Otra desventaja es que la mayoría de los trabajos desarrollados se han concentrado casi exclusivamente en los modos de falla a flexión, ya sea de un elemento estructural o de la

estructura completa, sin haber estudiado fallas de cortante. Sin embargo, cuando el modelo de comportamiento considera degradación de rigidez y resistencia, intrínsecamente se toma en cuenta el efecto de cortante. Generalmente, una estructura que presente fallas por cortante en elementos, éstos deberán demolerse; por lo que no es estrictamente necesario, el contemplar la posibilidad de usar modelos de cortante en estructuras compuestas a base de marcos.

### ***3.2 - Métodos para el cálculo de índices de daños aplicables al Método del Espectro de Capacidad.***

El Método del Espectro de Capacidad, presentado con detalle en el capítulo anterior, ofrece información aproximada sobre del daño sísmico esperado en una estructura sometida a una excitación en particular; proporciona también información acerca de la distribución de la no linealidad en los elementos estructurales.

Los parámetros (periodo y desplazamiento de azotea) que resultan de un análisis no lineal por medio del Método del Espectro de Capacidad y presentados en el capítulo VII son representativos del comportamiento inelástico de la estructura. Dichos parámetros pueden ser útiles en el cálculo de índices de daños globales, ver capítulo VII, usando los métodos que se comentan a continuación:

#### ***3.2.1 - Índice de daño propuesto por Roufaiel y Meyer:***

Este índice de daño relaciona los parámetros asociados con los estados límites, de desplazamiento máximo inducido por la excitación y de desplazamiento último o de falla de la estructura, con su estado de daño (Roufaiel y Meyer, 1987). El método proporciona la posibilidad de controlar desde la etapa de diseño, para estructuras nuevas, el estado de daño relativo que el sistema experimentaría con la excitación sísmica (Escobar y Ayala, 1995).

El daño global de una estructura se calcula con la siguiente ecuación:



$$GDP = \frac{d_r - d_y}{d_f - d_y} \quad (3.1)$$

Donde:

$d_r$  = desplazamiento máximo de azotea inducido por la excitación.

$d_y$  = desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del primer elemento estructural.

$d_f$  = desplazamiento de azotea para el cual se asume que el marco falla.

Existen varios parámetros en función de los cuales se puede asumir que la estructura falla, en este método se relaciona la falla, al desplazamiento de azotea. En esta investigación se ha fijado como desplazamiento de falla el 3% de la altura del edificio (Kappos, 1991), siempre que el análisis no arroje el mecanismo de colapso y desde él se obtenga este parámetro. Sin embargo, cuando el desplazamiento relativo de entrepiso sobrepasa el 2%, se puede esperar que los efectos de segundo orden sean importantes y se reduzca tanto la resistencia como la rigidez lateral de los miembros estructurales verticales, lo cual puede anticipar la falla.

### 3.2.2 - Índice de daño propuesto por DiPasquale y Cakmak:

Los autores proponen (DiPasquale y Cakmak, 1988) un índice global de daño basado en parámetros modales, específicamente en la degradación de la rigidez de la estructura y su relación con el cambio en el periodo natural de vibración de la estructura.

El método se basa en que, cuando una estructura entra en la fase de no linealidad, los cambios en el modelo lineal equivalente reflejan las no linealidades que se producen en la estructura durante movimientos sísmicos fuertes. La estructura presenta un aparente ablandamiento reflejado en el incremento de la amplitud de la oscilación y en el incremento del periodo fundamental.

La degradación global de la rigidez de una estructura se puede cuantificar al combinar el periodo fundamental inicial y el periodo final calculado después de la excitación. A este índice de daño se le llama "Índice de Ablandamiento Final", el cual se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$D_f = 1 - \frac{T_{inicial}^2}{T_{daño}^2} \quad (3.2)$$

Donde:

$T_{inicial}$  = periodo elástico o periodo inicial de la estructura.

$T_{daño}$  = periodo resultante de la estructura después que se le somete a una excitación en particular.

La evaluación del índice de la ecuación 3.2 ha mostrado una pobre correlación con diferentes medidas de intensidad sísmica por lo que Ayala y Ye, 1995 han propuesto una variante a éste que presenta una buena correlación con diferentes medidas de intensidad sísmica. Este índice se define como:

$$D_u = \frac{T_{daño} - T_{inicial}}{T_{último} - T_{inicial}} \quad (3.3)$$

Donde:

$T_{último}$  = periodo fundamental correspondiente a un estado límite al que se desea asociar el índice de daño. En esta investigación, este parámetro se asocia al último periodo obtenido del análisis monotónico.

Estos índices tienen la desventaja de que en estructuras compuestas, por ejemplo marcos de acero con muros de relleno, un cambio en el periodo fundamental de vibración no necesariamente representaría daño en la estructura y si podría representar daño en los elementos no estructurales. Otro caso donde este índice es no aplicable es en estructuras provistas de disipadores de energía, Escobar y Ayala, 1995.

## CAPITULO IV

### PROGRAMA DE ANALISIS ANSR2 "MODIFICADO"

#### **4.1 - Generalidades:**

La tarea básica del análisis estructural ha sido siempre determinar la respuesta (desplazamiento y fuerzas internas) de una estructura sometida a una acción externa. En muchas aplicaciones esta relación fuerza-desplazamiento puede asumirse como lineal (aunque en el sentido estricto de la palabra no existe la linealidad). Sin embargo, ciertas geometrías y materiales, por su naturaleza, tienen relaciones fuerza-desplazamiento no lineales; las cuales no pueden ser consideradas como lineales sin cometer errores significativos.

En los últimos veinte años se han realizado numerosos trabajos en el área de análisis estructural no lineal. Inicialmente, se trabajó en la solución de problemas geoméricamente no lineales, haciendo uso de técnicas incrementales, donde la relación fuerza-deformación es aproximada por una secuencia de soluciones lineales; es decir, paso a paso. Luego, técnicas iterativas fueron aplicadas para obtener soluciones más refinadas; al desarrollarse computadoras más rápidas se aplicaron métodos con una mayor eficiencia como el método de Newton-Raphson. Además surgieron técnicas incrementales correctivas, las cuales cuantifican la fuerza de desequilibrio en cada incremento de carga. Este tipo de procedimiento de solución fue incorporado dentro del programa de análisis estructural ANSR2, (Riahi, Powell y Mondkar, 1979).

#### **4.2 - Modelo analítico:**

El modelo analítico de la estructura se construye idealizándola como elementos finitos discretos conectados en nodos. Actualmente, los elementos disponibles en el programa de cómputo son:

- a) Elemento armadura de tres dimensiones
- b) Elemento viga-columna de 2-dimensiones.
- c) Elemento viga-columna de 3-dimensiones.
- d) Elemento finito plano de 4 a 8 nodos.

Cada nodo del modelo analítico puede poseer hasta seis grados de libertad como máximo. Estos son tres traslacionales y tres rotacionales a lo largo del eje x, y, z en la dirección del sistema de ejes cartesiano. Estos grados de libertad son suficientes para describir las deformaciones de una estructura típica en un espacio tridimensional.

El modelo considera elementos perfectamente elásticos con no linealidades concentradas en la vecindad de los nodos, modelando la componente elasto-plástica con una relación fuerza deformación bilineal, teniendo como limite del comportamiento elástico al punto de fluencia y aceptando endurecimiento en la segunda rama, expresado como un porcentaje de la rigidez elástica, 3DSCAS, Lee y Aktan, 1988.

#### **4.3 - Configuración general del programa:**

El programa de cómputo se divide de dos partes. La primera consiste de una serie de subrutinas que leen y preparan la información requerida para el análisis, tales como: información general de control, coordenadas nodales, restricciones de desplazamientos, patrones de comportamiento, magnitud de cargas estáticas y especificación del esquema o procedimiento de solución. La segunda parte consiste en un conjunto de subrutinas necesarias en la etapa de solución, entre las cuales se encuentran las que realizan la generación de la matriz de rigidez, el vector de carga para cada tipo de elemento finito dentro de la librería del programa, la solución del sistema de ecuaciones y la obtención de los valores característicos.

Cada conjunto de subrutinas para un elemento en particular es independiente de las subrutinas de los otros elementos. La modularidad del programa permitió realizar las modificaciones requeridas para el cálculo del Espectro de Capacidad.

El programa original realizaba el análisis estático en base a variables definidas en simple precisión. Se modificó para realizar cálculos en doble precisión y se le anexaron subrutinas para calcular las frecuencias y formas modales en cada punto de solución. Con éstos resultados, el programa de cómputo obtiene las variables involucradas en el cálculo del espectro de capacidad de la estructura analizada.

#### **4.4 - Cargas estáticas:**

El programa es capaz de analizar solamente estructuras con cargas estáticas nodales. En un nodo cargado, la carga total estará definida por la superposición de los patrones de carga. Un patrón de carga es un tipo de carga; por ejemplo, una distribución de carga triangular superior, puede considerarse como un patrón de carga correspondiente a fuerzas sísmicas; una distribución de fuerza lateral uniforme puede representar cargas de viento y constituye otro patrón de carga, ver Anexo A. Cada patrón de carga se aplica a la estructura en un número de pasos de carga (N) previamente definido y amplificado por un factor de mayoración, de esta forma es posible controlar la magnitud de los patrones de cargas variables durante el análisis monótonico al colapso y las cargas que permanecen constantes en los nodos de la estructura.

#### **4.5 - Procedimiento de solución:**

El programa incorpora la opción de elegir la estrategia de solución adecuada a un problema en particular, a través de la especificación de los correspondientes parámetros de control (ver Anexo A). Asignando los valores apropiados a estos parámetros, se pueden crear una variedad de esquemas de solución, tales como:

- a) Solución paso a paso (no iterativo), con la reformulación de la matriz de rigidez en cada paso.
- b) Método iterativo de Newton-Raphson.
- c) Método iterativo de rigidez constante.
- d) Métodos combinados (combinación de paso a paso con métodos iterativos).

Estos esquemas de solución permiten al usuario seleccionar: el procedimiento óptimo de convergencia para el tipo de comportamiento no lineal, los diferentes patrones de fuerzas y los pasos de incrementos de carga.

#### **4.6 - Limitaciones del programa ANSR2 "Modificado":**

Algunas de las limitaciones del programa de cómputo ANSR2 Modificado se encuentran, con frecuencia, presentes en la mayoría de los programas afines. Ya que muchas de estas limitaciones se consideran no relevantes o de refinamiento excesivo para un método simplificado como el que se trata en esta tesis. Entre estas limitaciones se pueden citar:

- a) El modelo momento curvatura usado en el programa es bilineal aceptando el efecto de endurecimiento por deformación; sin embargo, supone el material infinitamente dúctil, es decir, no es posible definir la resistencia última asociada a una curvatura última de la sección.
- b) El modelo de comportamiento para vigas y columnas se basa en la hipótesis de que los elementos fluyen en flexión. Esta hipótesis es adecuada siempre y cuando los elementos hayan sido diseñados considerando el comportamiento post-fluencia, el cual puede degradar la resistencia a cortante por incremento de grietas, dimensión y apertura de las mismas y fluencia por flexión.
- c) El modelo del programa sólo considera articulaciones concentradas en la vecindad de los nodos del elemento. No se contempla de manera implícita la posibilidad de corrimiento de la articulación en pisos donde la carga sísmica produce momentos menores a los momentos producidos por cargas permanentes (cargas vivas más cargas muertas).
- d) Las uniones viga-columna se consideran más resistentes que los miembros que llegan a ellas. Es decir, el programa no admite la posibilidad de falla de la conexión.

## CAPITULO V

### MODELOS ESTUDIADOS

#### 5.1 - Sistemas Estructurales:

Con la finalidad de evaluar el potencial de aplicación del método del espectro de capacidad a estructuras de concreto reforzado de diferentes alturas, se eligieron tres edificios (Castillo, 1993) característicos de las construcciones en el Distrito Federal. Ubicados en la zona blanda (zona III) de la Ciudad de México y diseñados con un factor de comportamiento sísmico de 4.

Los edificios considerados son:

ED-3 : 3 niveles

ED-14 : 14 niveles

ED-20 : 20 niveles.

En la fig 5.1 se ilustran las dimensiones en planta de los edificios estudiados. Teniendo como característica común el ser simétricas, con la finalidad de eliminar, en lo posible, los efectos torsionantes y tratar de asegurar una respuesta sísmica predominante en el modo fundamental.

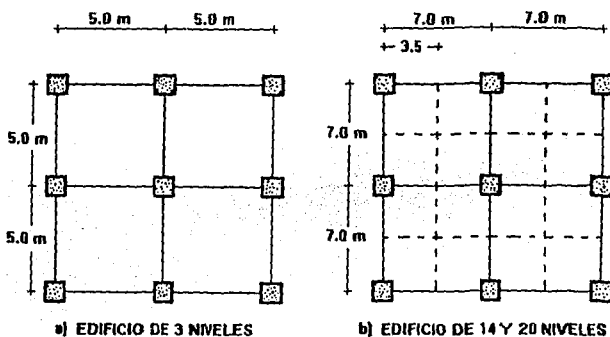


Fig 5.1 - Planta de los edificios estudiados.

Los edificios están formados por marcos planos de concreto reforzado, con las dimensiones que se muestran en las fig 5.2. En este estudio, se trabaja sólo con los marcos centrales, considerando únicamente movimientos de traslación en la dirección del marco seleccionado y despreciándose los posibles efectos de torsión ocasionados por excentricidades accidentales.

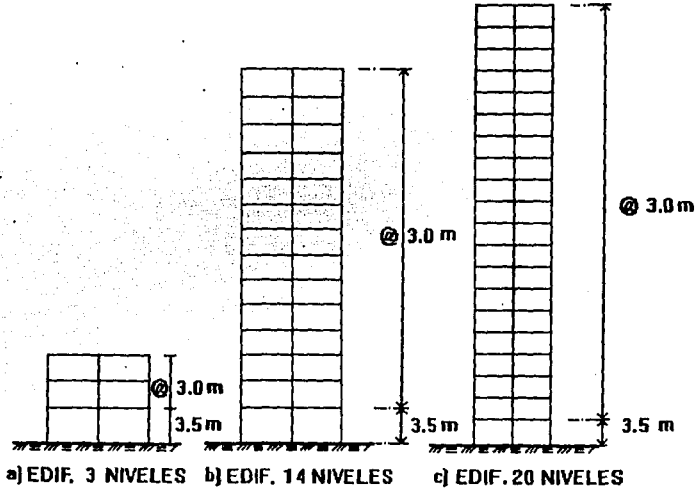


Fig 5.2 - Elevación de los marcos de los edificios.

Con la finalidad de estudiar la variación del espectro de capacidad debido al incremento de resistencia en las traves, para cada marco seleccionado, se emplean tres factores distintos de seguridad que se aplican en el diseño a flexión de sus traves, afectando el área de acero y no la sección, pero manteniendo el diseño de las columnas constante. Estos coeficientes  $f_i$  se expresan mediante la relación de los factores de carga  $F_c$  (para diseño sísmico) a los factores de resistencia  $F_r$  (para flexión) como sigue:

$$f_i = \frac{F_c}{F_r} \quad (5.1)$$



Así, para cada edificio se consideran tres criterios de diseño de las trabes, los cuales se identificarán en función de  $f_1, f_2, f_3$ , definidos como:

a) Para trabes diseñadas conforme el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal (RCDDF-87):

$$f_1 = \frac{1.10}{0.90} = 1.222 \quad (5.2)$$

b) Para trabes diseñadas con  $F_c$  igual al del RCDDF-87 multiplicado por 1.3 :

$$f_2 = \frac{1.10 \cdot 1.3}{0.90} = 1.589 \quad (5.3)$$

c) Para trabes diseñadas con  $F_c$  igual al del RCDDF-87 multiplicada por 0.8 :

$$f_3 = \frac{1.10 \cdot 0.8}{0.90} = 0.978 \quad (5.4)$$

El modelo ED-3 tiene una altura total de 9.50 m y un área de planta de 100 m<sup>2</sup>.

Los modelos ED-14 y ED-20 con una altura total de 42.50 m y 60.50 m respectivamente, tienen ambos un área de planta de 196 m<sup>2</sup>. En estos edificios se considera la existencia de vigas secundarias en el sistema de piso, como se muestra en la fig 5.1.

En el análisis de estos edificios se considera que cada marco está completamente empotrado en el suelo y que cada nivel soporta una carga aproximada de 0.90 ton/m<sup>2</sup> (muerta + viva), sin mayorar.

**5.2 - Propiedades nominales :**

El sistema de piso está formado por losas macizas de 12 cm de espesor, coladas monolíticamente con las trabes, lo que justifica su participación en la resistencia de las mismas a momento positivo y negativo, dependiendo del nivel de deformación impuesto por el sismo.

Las propiedades nominales de los materiales que se emplearon en el diseño de los marcos estudiados (Castillo, 1993) se describen a continuación:

$$f'_c = 250 \cdot \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$f_y = f_{yh} = 4200 \cdot \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$E_c = 14000 \cdot \sqrt{f'_c} = 221359 \cdot \text{kg} / \text{cm}^2$$

Las secciones transversales de los elementos estructurales de los edificios ED-3, ED-14 y ED-20 se muestran en las tablas 5.1 , 5.2 y 5.3.

**Tabla 5.1**  
**DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES**  
**GRUPO ED - 3**



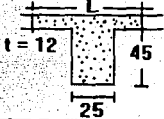
TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION [cm]
COLUMNA	2 Y 3	
COLUMNA	1	
TRABE	1, 2 Y 3	

Tabla 5.2

**DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES  
GRUPO ED -14**








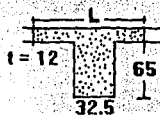
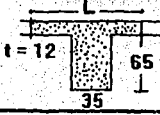
TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION (cm)
COLUMNA	13 y 14	 55 55
COLUMNA	11 y 12	 60 60
COLUMNA	9 y 10	 65 65
COLUMNA	7 y 8	 70 70
COLUMNA	5 y 6	 75 75
COLUMNA	3 y 4	 77.5 77.5
COLUMNA	1 y 2	 80 80
TRABE	Del 5 al 14	 L t = 12 65 32.5
TRABE	Del 1 al 4	 L t = 12 65 35

Tabla 5.3

**DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES  
GRUPO ED - 20**











TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION (cm)
COLUMNA	19 y 20	 45 45
COLUMNA	17 y 18	 47.5 47.5
COLUMNA	15 y 16	 50 50
COLUMNA	13 y 14	 52.5 52.5
COLUMNA	11 y 12	 55 55
COLUMNA	9 y 10	 60 60
COLUMNA	7 y 8	 65 65
COLUMNA	5 y 6	 70 70
COLUMNA	3 y 4	 75 75
COLUMNA	1 y 2	 80 80

Tabla 5.3 (Cont.)

DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES  
GRUPO ED - 20

TIPO DE ELEMENTO	ENTREPISO O NIVEL	SECCION [cm]
TRABE	Del 11 al 20	
TRABE	Del 1 al 10	

Las áreas de acero nominales propuestas (Castillo, 1993) y las áreas de acero reales usadas en el cálculo de la resistencia de los elementos para cada factor de seguridad, se muestran en las tablas 5.4 a 5.15. La localización del acero en las secciones típicas de los elementos estructurales se ilustra en la fig 5.3.

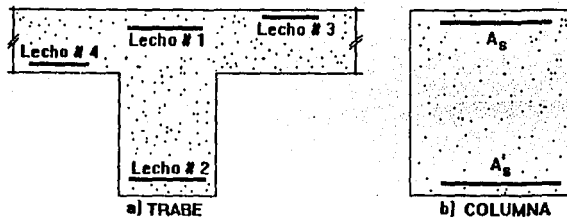


Fig 5.3 - Localización del acero en secciones tipo de los elementos estructurales.

La variación en las secciones de columnas en los edificios de catorce y veinte niveles, propuesta por Castillo, 1993, corresponden a una práctica ya en desuso; en la actualidad, se tiende a uniformizar las secciones de los elementos estructurales verticales, para evitar concentraciones de las deformaciones relativas de entrepisos.

Si se comparan las dimensiones de las secciones de columnas del edificio de veinte y catorce niveles, se puede notar que en el primero son de menor dimensión. Otra de las deficiencias en el diseño, es que muchas de las cuantías usadas en trabes son muy elevadas, lo que provoca que dichas trabes sean incapaces de desarrollar una ductilidad de curvatura superior a seis (ver capítulo siguiente) y en consecuencia, dichas trabes tienen poca capacidad de rotación. A pesar de las deficiencias encontradas en el diseño se utilizaron dichos modelos, ya que el objetivo principal en esta investigación es evaluar las características del espectro de capacidad.

Tabla 5.4  
 ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm2) PARA EL EDIFICIO DE 14 NIVELES DISEÑADO PARA  $\mu = 1.222$  (ED-14-1)

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo
	Lecho # 1	Lecho # 2	Loss a tens.	Loss a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Loss a tens.	Loss a comp.	
	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	transversal	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	transversal
Acero real (cm2)	Acero real (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	real (cm)	Acero real (cm2)	Acero real (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	real (cm)	
14	8.82	5.14	4.26	4.26	Est. simples	5.34	5.14	12.78	6.39	Est. simples
	10.12	5.70	8.52	4.26		#2.5 @ 12	5.70	5.70	8.52	
13	13.23	6.31	4.26	4.26	#2.5 @ 12	7.26	5.14	12.78	6.39	#2.5 @ 12
	15.18	8.55	8.52	4.26		8.55	5.70	8.52	4.26	
12	17.04	8.01	4.26	4.26	#2.5 @ 12	10.87	5.24	12.78	6.39	#2.5 @ 12
	20.24	8.55	8.52	4.26		10.12	5.70	8.52	4.26	
11	20.95	9.68	4.26	4.26	#2.5 @ 12	14.24	8.02	12.78	6.39	#2.5 @ 12
	20.24	10.12	8.52	4.26		15.18	8.55	8.52	4.26	
10	24.89	11.29	4.26	4.26	#2.5 @ 12	17.75	11.02	12.78	6.39	#2.5 @ 15
	25.30	15.18	8.52	4.26		20.24	15.18	8.52	4.26	
9	28.21	12.64	4.26	4.26	#3 @ 10	21.01	13.48	12.78	6.39	#3 @ 15
	31.67	15.18	8.52	4.26		20.24	15.18	8.52	4.26	
8	30.76	14.05	4.26	4.26	#3 @ 9	24.48	16.43	12.78	6.39	#3 @ 15
	31.67	15.18	8.52	4.26		25.30	20.24	8.52	4.26	
7	32.63	15.75	4.26	4.26	#3 @ 9	27.50	18.51	12.78	6.39	#3 @ 15
	31.67	15.18	8.52	4.26		31.67	20.24	8.52	4.26	
6	34.46	18.16	4.26	4.26	#3 @ 8	29.82	20.89	12.78	6.39	#3 @ 15
	36.73	20.24	8.52	4.26		31.67	20.24	8.52	4.26	
5	35.60	20.03	4.26	4.26	#3 @ 8	31.46	22.32	12.78	6.39	#3 @ 15
	36.73	20.24	8.52	4.26		31.67	25.30	8.52	4.26	
4	37.48	22.33	4.26	4.26	#3 @ 7	33.69	24.04	12.78	6.39	#3 @ 15
	39.59	25.30	8.52	4.26		36.73	25.30	8.52	4.26	
3	37.83	23.62	4.26	4.26	#3 @ 7	34.76	24.49	12.78	6.39	#3 @ 15
	39.59	25.30	8.52	4.26		36.73	25.30	8.52	4.26	
2	37.63	24.05	4.26	4.26	#3 @ 7	35.22	24.29	12.78	6.39	#3 @ 15
	39.59	25.30	8.52	4.26		36.73	25.30	8.52	4.26	
1	34.22	21.56	4.26	4.26	#3 @ 8	33.19	20.33	12.78	6.39	#3 @ 15
	36.73	25.30	8.52	4.26		36.73	20.24	8.52	4.26	

Tabla 5.5  
**ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm2) PARA EL EDIFICIO DE 14 NIVELES DISEÑADO PARA  $f_2=1.589$  (ED-14-2)**

NIVEL	Sección Extremo					Sección Centro				
	Area de acero Lecho # 1	Area de acero Lecho # 2	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)	Area de acero Lecho # 1	Area de acero Lecho # 2	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)
	Acero nominal Acero real (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Losa a tens. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	Losa a comp. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)		Acero nominal Acero real (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Losa a tens. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	Losa a comp. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	
14	11.69 15.20	5.61 5.70	4.26 8.52	4.26 4.26	Est. simples #2.5 @ 12	7.02 8.55	5.14 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	Est. simples #2.5 @ 12
13	17.75 20.26	8.32 8.55	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	9.59 11.40	5.14 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 12
12	23.16 25.34	10.59 11.40	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	14.49 15.20	6.88 8.55	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 12
11	28.59 30.40	12.86 15.20	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	19.17 20.26	10.60 11.40	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 12
10	32.56 35.47	15.07 15.20	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	24.18 25.34	14.69 15.20	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 15
9	35.82 40.54	14.19 15.20	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 10	28.66 30.40	18.11 20.27	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
8	39.14 40.54	18.91 20.24	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 9.0	32.17 35.47	22.28 25.33	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
7	41.57 45.60	21.30 25.33	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	35.04 35.47	25.30 25.33	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
6	43.95 45.60	24.79 25.33	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	37.92 40.54	28.54 30.40	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
5	45.43 45.60	27.53 30.40	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	40.05 40.54	30.01 30.40	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
4	47.80 50.68	30.56 35.47	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7.0	42.88 45.60	32.32 35.47	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
3	48.26 50.68	31.89 35.47	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7.0	44.27 45.60	32.78 35.47	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
2	48.00 50.68	32.33 35.47	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7.0	44.87 45.60	32.57 35.47	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15
1	43.57 45.60	29.64 30.40	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	42.24 45.60	27.81 30.40	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15



Tabla 5.6  
**ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm<sup>2</sup>) PARA EL EDIFICIO DE 14 NIVELES DISEÑADO PARA  $\tau_3=0.978$  (ED-14-J)**

NIVEL	Seccion Extremo					Refuerzo transversal real (cm)	Seccion Centro				
	Area de acero Lecho # 1	Area de acero Lecho # 2	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)		Area de acero Lecho # 1	Area de acero Lecho # 2	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)
	Acero nominal Acero real (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Losa a tens. Lecho # 3 (cm2)	Losa a comp. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)			Acero nominal Acero real (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Losa a tens. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	Losa a comp. Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	
14	6.97 8.55	5.14 5.70	4.26 8.52	4.26 4.26	Est. simples #2.5 @ 12	5.14 5.70	5.14 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	Est. simples #2.5 @ 12	
13	10.38 11.40	5.14 5.70	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	5.75 8.55	5.14 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 12	
12	13.28 15.20	6.33 8.55	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	8.56 10.13	5.14 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 12	
11	16.19 20.26	7.64 8.55	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	11.15 15.20	6.34 8.55	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 12	
10	19.08 20.26	8.89 10.13	4.26 8.52	4.26 4.26	#2.5 @ 12	13.81 15.20	8.68 10.13	12.78 8.52	6.39 4.26	#2.5 @ 15	
9	21.55 25.33	9.93 10.13	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 10	16.24 20.26	10.57 15.20	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
8	24.19 25.33	11.01 15.20	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 9.0	18.78 20.26	12.82 15.20	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
7	26.20 30.40	12.30 15.20	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	20.95 25.33	14.39 15.20	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
6	28.14 30.40	14.12 15.20	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	23.21 25.33	16.16 20.26	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
5	29.04 30.40	15.51 20.26	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	24.93 25.33	17.21 20.26	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
4	30.59 35.47	17.27 20.26	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7.0	26.65 30.40	18.53 20.26	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
3	30.87 35.47	18.23 20.26	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7.0	27.80 30.40	18.86 20.26	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
2	30.71 35.47	18.54 20.26	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7.0	28.30 30.40	18.71 20.26	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	
1	27.22 30.40	16.70 20.26	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8.0	26.12 30.40	15.78 20.26	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 15	

Tabla 5.7  
ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES(cm2) PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES DISEÑADO PARA  $\mu = 1.222$  (ED-20-1)

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero		Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)	Area de acero		Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)
	Lecho # 1	Lecho # 2	Loza a tens.	Loza a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Loza a tens.	Loza a comp.	
	Acero nominal Acero real (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Acero nominal Acero real (cm2)	Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 3 Lecho # 4 (cm2)		
20	9.16 10.12	5.05 5.70	4.26 8.52	4.26 4.26	Est. simples #3 @ 14	5.05 5.70	5.05 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	Est. simples #3 @ 14
19	15.01 15.18	7.11 8.55	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 14	6.96 8.55	5.05 5.70	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
18	20.32 20.24	9.14 10.12	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 14	10.95 10.12	7.08 8.55	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
17	24.67 25.30	11.18 15.18	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 14	14.77 15.18	10.53 11.40	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
16	29.18 31.67	13.20 15.18	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 14	18.82 20.24	14.28 15.18	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
15	32.48 36.73	15.02 15.18	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	22.81 25.30	17.61 18.03	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
14	35.72 36.73	16.85 18.03	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	27.09 31.67	21.32 21.51	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
13	38.48 39.59	20.11 20.24	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7	30.09 31.67	24.54 25.30	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
12	41.14 42.44	23.57 25.30	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	32.79 33.87	27.91 28.15	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
11	43.12 47.50	26.78 28.15	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7	35.28 36.73	29.71 30.36	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
10	46.04 47.50	29.63 30.36	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	38.25 39.59	32.81 33.87	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
9	47.54 47.50	31.51 33.87	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	40.23 42.44	34.28 35.42	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14
8	49.25 50.35	33.46 33.87	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	42.52 42.44	36.36 36.73	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 12
7	50.41 50.35	35.13 35.42	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	44.27 47.50	37.42 39.59	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 12
6	51.65 52.56	36.79 36.79	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	46.19 47.50	38.91 39.59	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 10
5	52.23 52.56	37.97 39.59	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	47.46 47.50	39.52 39.59	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 11
4	52.61 52.56	38.93 39.59	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	48.61 49.71	40.14 42.44	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 11
3	51.64 52.56	38.67 39.59	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	48.48 49.71	38.96 39.59	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 11
2	48.13 49.71	35.75 36.73	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 8	45.72 47.50	35.91 36.73	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 12
1	37.26 39.59	25.12 25.30	4.26 8.52	4.26 4.26	#3 @ 7	36.66 36.73	24.52 25.30	12.78 8.52	6.39 4.26	#3 @ 14

Tabla 5.8  
ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm<sup>2</sup>) PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES DISEÑADO PARA f<sub>2</sub>=1.589 (ED-20-2)

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo
	Lecho # 1	Lecho # 2	Losas a tens.	Losas a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Losas a tens.	Losas a comp.	
	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	Acero nominal	
Acero real (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )		
20	12.16	5.82	4.26	4.26	Est. simples	6.36	5.05	12.78	6.39	Est. simples
	15.20	8.55	8.52	4.26	#3 @ 14	8.55	8.55	8.52	4.26	#3 @ 14
19	20.28	9.38	4.26	4.26	#3 @ 14	9.19	5.05	12.78	6.39	#3 @ 14
	25.34	10.13	8.52	4.26		10.13	8.55	8.52	4.26	
18	27.11	12.14	4.26	4.26	#3 @ 14	14.61	9.35	12.78	6.39	#3 @ 14
	30.40	15.20	8.52	4.26		15.20	10.13	8.52	4.26	
17	32.31	14.92	4.26	4.26	#3 @ 14	19.94	14.03	12.78	6.39	#3 @ 14
	35.47	15.20	8.52	4.26		20.27	15.20	8.52	4.26	
16	37.24	17.73	4.26	4.26	#3 @ 14	25.78	19.24	12.78	6.39	#3 @ 14
	40.53	20.27	8.52	4.26		30.40	20.27	8.52	4.26	
15	41.54	20.29	4.26	4.26	#3 @ 8	30.44	24.02	12.78	6.39	#3 @ 14
	45.60	25.34	8.52	4.26		35.49	25.35	8.52	4.26	
14	45.75	24.47	4.26	4.26	#3 @ 8	34.64	28.90	12.78	6.39	#3 @ 14
	50.70	25.35	8.52	4.26		35.49	30.42	8.52	4.26	
13	49.34	29.27	4.26	4.26	#3 @ 7	38.43	32.17	12.78	6.39	#3 @ 14
	50.70	30.42	8.52	4.26		40.56	35.49	8.52	4.26	
12	52.80	33.88	4.26	4.26	#3 @ 8	42.18	35.60	12.78	6.39	#3 @ 14
	55.77	35.49	8.52	4.26		45.63	40.56	8.52	4.26	
11	55.38	37.31	4.26	4.26	#3 @ 7	45.18	37.94	12.78	6.39	#3 @ 14
	55.77	40.56	8.52	4.26		45.63	40.56	8.52	4.26	
10	59.12	39.50	4.26	4.26	#3 @ 8	48.99	41.92	12.78	6.39	#3 @ 14
	60.84	40.56	8.52	4.26		50.70	45.63	8.52	4.26	
9	61.07	42.09	4.26	4.26	#3 @ 8	51.57	43.83	12.78	6.39	#3 @ 14
	65.91	45.63	8.52	4.26		55.77	45.63	8.52	4.26	
8	63.28	45.05	4.26	4.26	#3 @ 8	54.53	46.40	12.78	6.39	#3 @ 12
	65.91	45.63	8.52	4.26		55.77	50.70	8.52	4.26	
7	64.80	47.07	4.26	4.26	#3 @ 8	56.82	47.91	12.78	6.39	#3 @ 12
	65.91	50.70	8.52	4.26		65.91	50.70	8.52	4.26	
6	66.40	48.20	4.26	4.26	#3 @ 8	59.31	49.85	12.78	6.39	#3 @ 11
	70.95	50.70	8.52	4.26		60.81	50.70	8.52	4.26	
5	67.16	50.22	4.26	4.26	#3 @ 8	60.96	50.64	12.78	6.39	#3 @ 11
	70.95	50.77	8.52	4.26		65.91	50.70	8.52	4.26	
4	67.66	50.88	4.26	4.26	#3 @ 8	62.46	51.44	12.78	6.39	#3 @ 11
	70.95	55.77	8.52	4.26		65.88	55.75	8.52	4.26	
3	66.39	49.54	4.26	4.26	#3 @ 8	62.29	50.30	12.78	6.39	#3 @ 11
	70.95	50.70	8.52	4.26		65.88	50.70	8.52	4.26	
2	61.83	45.74	4.26	4.26	#3 @ 8	58.70	45.95	12.78	6.39	#3 @ 12
	65.88	50.70	8.52	4.26		60.81	50.70	8.52	4.26	
1	47.70	33.35	4.26	4.26	#3 @ 7	46.92	32.74	12.78	6.39	#3 @ 14
	50.70	35.49	8.52	4.26		50.70	35.49	8.52	4.26	

Tabla 5.9  
ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm<sup>2</sup>) PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES DISEÑADO PARA  $\rho=0.978$  (ED-20-3)

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)
	Lecho # 1	Lecho # 2	Loza a tens.	Loza a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Loza a tens.	Loza a comp.	
	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3		
Acero real (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )			
20	7.23	5.05	4.26	4.26	Est. simples	5.05	5.05	12.78	6.39	Est. simples
	8.55	5.7	8.52	4.26	#3 @ 14	5.7	5.7	8.52	4.26	#3 @ 14
19	11.74	5.63	4.26	4.26		5.52	5.05	12.78	6.39	
	15.21	5.7	8.52	4.26	#3 @ 14	5.7	5.7	8.52	4.26	#3 @ 14
18	15.27	7.22	4.26	4.26		8.62	5.61	12.78	6.39	
	20.28	8.55	8.52	4.26	#3 @ 14	10.14	5.7	8.52	4.26	#3 @ 14
17	18.9	8.8	4.26	4.26		11.55	8.3	12.78	6.39	
	20.28	10.14	8.52	4.26	#3 @ 14	15.21	10.14	8.52	4.26	#3 @ 14
16	22.63	10.35	4.26	4.26		14.6	11.18	12.78	6.39	
	25.35	15.21	8.52	4.26	#3 @ 14	15.21	15.21	8.52	4.26	#3 @ 14
15	26.09	11.74	4.26	4.26		17.55	13.7	12.78	6.39	
	30.42	15.21	8.52	4.26	#3 @ 8	20.28	15.21	8.52	4.26	#3 @ 14
14	29.03	13.12	4.26	4.26		20.63	16.46	12.78	6.39	
	30.42	15.21	8.52	4.26	#3 @ 8	25.35	20.28	8.52	4.26	#3 @ 14
13	31.24	15.57	4.26	4.26		23.56	18.8	12.78	6.39	
	35.49	20.28	8.52	4.26	#3 @ 7	25.35	20.28	8.52	4.26	#3 @ 14
12	33.37	18.1	4.26	4.26		26.62	21.36	12.78	6.39	
	35.49	20.28	8.52	4.26	#3 @ 8	30.42	25.35	8.52	4.26	#3 @ 14
11	34.96	20.41	4.26	4.26		28.68	23.18	12.78	6.39	
	35.49	25.35	8.52	4.26	#3 @ 7	30.42	25.35	8.52	4.26	#3 @ 14
10	37.33	22.58	4.26	4.26		31.09	25.79	12.78	6.39	
	40.56	25.35	8.52	4.26	#3 @ 8	35.49	30.42	8.52	4.26	#3 @ 14
9	38.52	24.46	4.26	4.26		32.68	27.34	12.78	6.39	
	40.56	25.35	8.52	4.26	#3 @ 8	35.49	30.42	8.52	4.26	#3 @ 14
8	39.89	26.48	4.26	4.26		34.5	29.49	12.78	6.39	
	40.56	30.42	8.52	4.26	#3 @ 8	35.49	30.42	8.52	4.26	#3 @ 12
7	40.82	28.26	4.26	4.26		35.91	30.43	12.78	6.39	
	45.63	30.42	8.52	4.26	#3 @ 8	40.56	35.49	8.52	4.26	#3 @ 12
6	41.81	29.92	4.26	4.26		37.44	31.62	12.78	6.39	
	45.63	30.42	8.52	4.26	#3 @ 8	40.56	35.49	8.52	4.26	#3 @ 11
5	42.27	30.86	4.26	4.26		38.46	32.11	12.78	6.39	
	45.63	35.49	8.52	4.26	#3 @ 8	40.56	35.49	8.52	4.26	#3 @ 11
4	42.58	31.64	4.26	4.26		39.38	32.6	12.78	6.39	
	45.63	35.49	8.52	4.26	#3 @ 8	40.56	35.49	8.52	4.26	#3 @ 11
3	41.8	31.43	4.26	4.26		39.27	31.9	12.78	6.39	
	45.63	35.49	8.52	4.26	#3 @ 8	40.56	35.49	8.52	4.26	#3 @ 11
2	38.99	28.94	4.26	4.26		37.07	29.12	12.78	6.39	
	40.56	30.42	8.52	4.26	#3 @ 8	40.56	30.42	8.52	4.26	#3 @ 12
1	30.3	19.31	4.26	4.26		29.62	18.87	12.78	6.39	
	30.42	20.28	8.52	4.26	#3 @ 7	30.42	20.28	8.52	4.26	#3 @ 14

Tabla 5.10

ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm2) PARA EL EDIFICIO DE 3 NIVELES DISEÑADO PARA  $f_t = 1.222$  (ED-3-1)

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo
	Lecho # 1	Lecho # 2	Losa a tens.	Losa a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Losa a tens.	Losa a comp.	
	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	transversal	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	transversal
Acero real (cm2)	Acero real (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	real (cm)	Acero real (cm2)	Acero real (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	real (cm)	
3	2.66	2.635	7.12	3.56	Est. simples #2.5 @ 10	2.823	2.635	12.104	5.696	Est. simples #2.5 @ 10
	3.81	3.81	7.12	3.56		3.81	3.81	7.12	3.56	
2	5.392	2.635	7.12	3.56	#2.5 @ 10	5.324	2.635	12.104	5.696	#2.5 @ 10
	5.7	3.81	7.12	3.56		5.7	3.81	7.12	3.56	
1	6.344	2.635	7.12	3.56	#2.5 @ 10	6.738	2.635	12.104	5.696	#2.5 @ 10
	8.55	3.81	7.12	3.56		8.55	3.81	7.12	3.56	

Tabla 5.11

ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm2) PARA EL EDIFICIO DE 3 NIVELES DISEÑADO PARA  $f_t = 1.589$  (ED-3-2)

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo
	Lecho # 1	Lecho # 2	Losa a tens.	Losa a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Losa a tens.	Losa a comp.	
	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	transversal	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	transversal
Acero real (cm2)	Acero real (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	real (cm)	Acero real (cm2)	Acero real (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	Lecho # 4 (cm2)	real (cm)	
3	3.498	2.635	7.12	3.56	Est. simples #2.5 @ 10	3.716	2.635	12.104	5.696	Est. simples #2.5 @ 10
	3.81	3.81	7.12	3.56		3.81	3.81	7.12	3.56	
2	7.177	2.635	7.12	3.56	#2.5 @ 10	7.089	2.635	12.104	5.696	#2.5 @ 10
	8.55	3.81	7.12	3.56		8.55	3.81	7.12	3.56	
1	8.49	3.102	7.12	3.56	#2.5 @ 10	9.038	2.635	12.104	5.696	#2.5 @ 10
	8.55	3.81	7.12	3.56		11.4	3.81	7.12	3.56	

Tabla 5.12

**ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES (cm<sup>2</sup>) PARA EL EDIFICIO DE 3 NIVELES DISEÑADO PARA  $\beta=0.978$  (ED-J-3)**

NIVEL	Seccion Extremo					Seccion Centro				
	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)	Area de acero	Area de acero	Area de acero del patin		Refuerzo transversal real (cm)
	Lecho # 1	Lecho # 2	Los a tens.	Los a comp.		Lecho # 1	Lecho # 2	Los a tens.	Los a comp.	
	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3	Acero nominal	Acero nominal	Lecho # 3	Lecho # 3		
Acero real (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Acero real (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )	Lecho # 4 (cm <sup>2</sup> )			
3	2.635	2.635	7.12	3.56	Est. simples	2.635	2.635	12.104	5.696	Est. simples
	3.81	3.81	7.12	3.56	#2.5 @ 10	3.81	3.81	7.12	3.56	#2.5 @ 10
2	4.251	2.635	7.12	3.56	#2.5 @ 10	4.199	2.635	12.104	5.696	#2.5 @ 10
	5.7	3.81	7.12	3.56		5.7	3.81	7.12	3.56	
1	4.983	2.635	7.12	3.56	#2.5 @ 10	5.286	2.635	12.104	5.696	#2.5 @ 10
	5.7	3.81	7.12	3.56		5.7	3.81	7.12	3.56	

Tabla 5.13

**ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS DEL EDIFICIO ED-3**

Entrepiso	Ubicacion de la columna en el marco	Refuerzo long. Nominal $A_s = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo long. Real $A_s = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Transversal Real
3	Extremos	3.189	8.550	Est. dobles # 3 @ 8.0 cm
	Centro	2.767	8.550	Est. dobles # 3 @ 8.0 cm
2	Extremos	4.154	8.550	Est. dobles # 3 @ 8.0 cm
	Centro	6.125	8.550	Est. dobles # 3 @ 8.0 cm
1	Extremos	7.220	8.550	Est. dobles # 3 @ 8.0 cm
	Centro	7.220	8.550	Est. dobles # 3 @ 8.0 cm

Tabla 5.14

**ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS DEL EDIFICIO ED-14**

Entrepiso	Ubicacion de la columna en el marco	Refuerzo long. Nominal $A_s = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo long. Real $A_s = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Transversal Real
14	Extremos	9.060	11.400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	12.500	14.250	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
13	Extremos	12.500	14.250	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	12.500	14.250	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
12	Extremos	13.780	14.250	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
	Centro	13.780	14.250	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
11	Extremos	13.780	14.250	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
	Centro	13.780	14.250	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
10	Extremos	15.130	17.100	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
	Centro	15.130	17.100	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
9	Extremos	15.130	17.100	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
	Centro	15.130	17.100	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
8	Extremos	18.000	20.270	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	18.000	20.270	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
7	Extremos	18.000	20.270	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	18.000	20.270	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
6	Extremos	21.130	20.270	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	25.480	25.330	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
5	Extremos	21.130	20.270	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	25.480	25.330	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
4	Extremos	22.780	25.330	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	33.670	35.470	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
3	Extremos	25.420	25.330	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	41.010	40.530	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
2	Extremos	29.660	30.400	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	44.440	45.600	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
1	Extremos	48.390	50.670	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	50.900	50.670	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm

Tabla 5.15

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS DEL EDIFICIO ED-20

Entrepiso	Ubicacion de la columna en el marco	Refuerzo long. Nominal $A_s = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo long. Real $A_s = A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo Transversal Real
20	Extremos	10,390	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	10,390	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
19	Extremos	10,390	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	10,390	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
18	Extremos	11,280	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	11,280	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
17	Extremos	11,280	11,400	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	13,250	14,250	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
16	Extremos	12,500	14,250	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	18,350	21,520	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
15	Extremos	18,860	21,520	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	26,320	30,360	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
14	Extremos	21,770	23,730	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	30,760	35,420	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
13	Extremos	30,190	30,360	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	38,650	40,882	Est. simples #3 + 3 grapas @ 10 cm
12	Extremos	32,940	35,420	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
	Centro	41,710	43,613	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
11	Extremos	42,850	43,613	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
	Centro	47,810	49,075	Est. dobles #3 + 1 grapa @ 10 cm
10	Extremos	42,850	43,613	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	47,810	49,075	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
9	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	49,830	54,540	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
8	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	49,830	54,540	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
7	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
	Centro	49,830	54,540	Est. dobles #3 + 2 grapas @ 10 cm
6	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	49,920	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
5	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	49,920	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
4	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	49,920	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
3	Extremos	49,540	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
	Centro	50,810	54,540	Est. dobles #3 + 3 grapas @ 10 cm
2	Extremos	62,170	62,328	Est. dobles #3 + 4 grapas @ 10 cm
	Centro	62,170	62,328	Est. dobles #3 + 4 grapas @ 10 cm
1	Extremos	73,830	77,910	Est. dobles #3 + 4 grapas @ 10 cm
	Centro	73,830	77,910	Est. dobles #3 + 4 grapas @ 10 cm



## CAPITULO VI

### SOBRE-RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 6.1 - Generalidades.

En la definición de las fuerzas de diseño en reglamentos es común considerar importantes factores reductivos en los espectros de diseño, debido a que se acepta implícitamente que las estructuras reales poseen una sobre-resistencia importante, no considerada en las fórmulas de diseño y explícitamente a que se acepta un cierto riesgo de daño bajo fuerzas sísmicas extremas. De no hacerse estas consideraciones, las fuerzas de diseño correspondientes a un sismo intenso serían demasiado altas llevando a soluciones de diseño relativamente caras.

Debido a que la determinación de la respuesta sísmica de una estructura diseñada para incursionar en el intervalo no lineal de comportamiento depende significativamente de la resistencia de sus elementos estructurales, la evaluación de esta propiedad es de fundamental importancia.

En este capítulo se evalúa la resistencia "real" de los elementos estructurales (vigas y columnas) de los edificios en estudio definiendo los diagramas momento-curvatura, a momento positivo (losa a compresión) y a momento negativo (losa a tensión) para las trabes y el diagrama de interacción (momento-carga axial) para las secciones de las columnas. Estos diagramas fueron construidos considerando los siguientes factores:

- 1) Contribución de la losa de piso.
- 2) Modelo realista para el comportamiento del acero (Mander, 1984).
- 3) Modelo realista para el comportamiento del concreto (Scott, Park y Priestley, 1982).
- 4) Efecto de la velocidad de aplicación de deformación en el acero (Mander, 1984).

- 5) Efecto de la velocidad de aplicación de deformación en el concreto (Soroushian, 1986).
- 6) Confinamiento del concreto.
- 7) Contribución del acero a compresión.
- 8) Areas reales de acero de refuerzo en traveses y columnas.
- 9) Valor medio de resistencia a compresión del concreto (Meli y Villanueva, 1984).
- 10) Valor medio de resistencia a tensión del acero (Rodríguez y Botero, 1994).

Otros factores que también contribuyen en la resistencia y que aquí no son evaluados por considerarse de poca influencia o de difícil modelación para la construcción del diagrama momento-curvatura de elementos estructurales de concreto reforzado, son:

- 1) Aumento de la resistencia a compresión del concreto con la edad.
- 2) Posición del acero de refuerzo.
- 3) Dispersión en las dimensiones reales de las traveses (Meli, 1976): base, peralte y recubrimiento.

Los resultados de las resistencias de las secciones evaluadas de las estructuras, se presentan en las tablas 6.1 a 6.12.

### ***6.2 - Modelo de comportamiento del acero.***

Para el cálculo de las resistencias de los elementos en una estructura de concreto reforzado, el empleo de una curva esfuerzo-deformación de comportamiento "realista" del acero de refuerzo es de importancia. En esta tesis se utilizó el modelo propuesto por Mander, 1984 y evaluado para los aceros mexicanos por Rodríguez y Botero, 1994, mostrado en la fig 6.1, en la cual se distinguen tres zonas:

- a) Zona elástica ( $0 \leq \epsilon_s < \epsilon_y$ )
- b) Zona de fluencia ( $\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$ )

**c) Zona de endurecimiento por deformación ( $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ )**

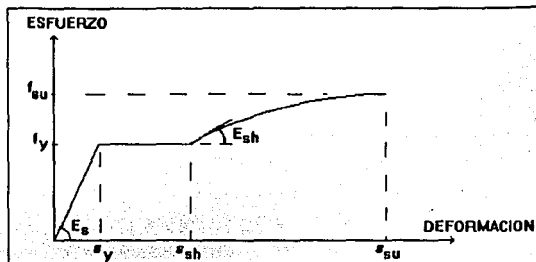
Donde:

$\epsilon_s$  = deformación a tensión del acero.

$\epsilon_y$  = deformación de fluencia.

$\epsilon_{sh}$  = deformación al inicio de la zona de endurecimiento.

$\epsilon_{sh}$  = deformación asociada al esfuerzo último del acero.



**Fig 6.1 - Curva esfuerzo-deformación del acero.**

La ecuación para evaluar la zona de endurecimiento por deformación se define mediante la expresión:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \cdot \left[ \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^p \quad (6.1)$$

Donde:

$p$  = Coeficiente a evaluarse mediante pruebas de laboratorio.

Los parámetros de la ecuación 6.1 definidos a partir de resultados experimentales, Rodríguez y Botero, 1994, están definidos en la tabla 6.13 correspondiente a los valores medios para barras de diámetros grandes (1.6 cm o mayores) y barras de diámetros pequeños (1.3 cm o menores).

Tipo de barra \ Valores medios	$f_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{sh}$	$f_{su}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{su}$	P
Barras de diám. grande	4577	0.0088	7491	0.1171	3.474
Barras de diám. pequeño	4609	0.0060	7436	0.1420	3.362

**Tabla 6.13 - Valores medios de algunos parámetros de barras de acero en función del diámetro (Rodríguez y Botero, 1994).**

**6.3 - Funciones de distribución de la resistencia del concreto.**

Se debe esperar variación en la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) debido a cambios en proporcionamiento de la mezcla, cambios en las propiedades de los agregados, método de mezclado, transporte de la mezcla, forma de colocación en obra, condiciones de curado (temperatura y humedad) y edad del concreto.

Meli y Villanueva, 1984 sugieren una función de distribución normal y estiman el valor medio de resistencia del concreto, con la expresión:

$$\bar{f}_c = f'_c + 0.842\sigma_{f_c} \dots \text{para } f'_c \text{ en kg/cm}^2 \quad (6.2)$$

En la cual:

- $\bar{f}_c$  = valor medio de la resistencia del concreto.
- $f'_c$  = resistencia especificada del concreto.
- $\sigma_{f_c}$  = desviación estándar.

Los resultados de dichos ensayos para valores de  $200 \leq f'_c \leq 300 \cdot \text{kg/cm}^2$ , se muestran en la tabla 6.14, Meli y Villanueva, 1984, en ella:

n número de muestras  
 $\bar{x}$  resistencia media del concreto  
 S desviación estándar  
 V coeficiente de variación

$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	n	$\bar{x}$ kg/cm <sup>2</sup>	S kg/cm <sup>2</sup>	V %	$\% < f'_c$
200	358	230	38.5	16.8	19.6
250	311	288	44.6	16.7	37.9
300	276	321	41.3	12.9	29.4

**Tabla 6.14 - Resultados de ensayos para concretos de diferentes resistencias (Meli y Villanueva, 1984).**

**6.4 - Efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia del concreto.**

La mayoría de los estudios experimentales estándar sobre el comportamiento de los materiales de elementos de concreto reforzado y de sistemas estructurales se desarrollan de forma cuasi-estática en la que la velocidad de deformación es del orden de 0.00001 1/seg. Durante excitaciones sísmicas severas, sin embargo, el concreto en zonas críticas del sistema estructural puede estar sujeto a velocidades de deformación en compresión del orden de 0.01 1/seg, Paulay y Priestley, 1992.

Cuando se considera el efecto dinámico de la velocidad de deformación a compresión en pruebas de concreto confinado y no confinado, la curva esfuerzo-deformación del concreto presenta las siguientes características:

- a) Incremento de la resistencia a compresión, del módulo secante de elasticidad y de la pendiente de la rama descendente.
- b) La deformación máxima a la falla decrece, mientras que la deformación en la que ocurre el esfuerzo máximo podría decrecer o incrementarse en función de la velocidad de deformación.

Para la evaluación de este factor de sobre-resistencia, en este trabajo se usa el modelo constitutivo del concreto propuesto por Soroushian, Choi y Alhamad, 1986. Este modelo modifica el de Scott, Park y Priestley, 1982, involucrando nuevas variables que consideran el efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia, el módulo secante, la pendiente de la rama descendente y la deformación del concreto confinado y no confinado sujeto a esfuerzo de compresión, (fig 6.2).

$$f = k_1 \cdot k_2 \cdot f'_c \cdot \left[ \frac{2 \cdot \varepsilon}{0.002 k_1 \cdot k_3} - \left( \frac{\varepsilon}{0.002 k_1 \cdot k_3} \right)^2 \right] \dots \text{para } \varepsilon \leq 0.002 k_1 \cdot k_3 \quad (6.3)$$

$$f = k_1 \cdot k_2 \cdot f'_c \cdot [1 - Z(\varepsilon - 0.002 k_1 \cdot k_3)] \geq 0.2 k_1 \cdot k_2 \cdot f'_c \dots \text{para } \varepsilon > 0.002 k_1 \cdot k_3$$

Donde:

$f$  = esfuerzo a compresión del concreto.

$\varepsilon$  = deformación a compresión del concreto.

$$k_1 = 1 + \frac{\ell_s \cdot f_{yh}}{f'_c} \quad (6.4)$$

$\ell_s$  = relación volumétrica entre un paso de refuerzo lateral y el volumen del concreto confinado (núcleo).

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

$f'_c$  = esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días.

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.0284 f'_c}{14.22 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \cdot \ell_s \cdot \sqrt{\frac{h'}{S}} - 0.002 k_1 \cdot k_3} \dots \text{para } f'_c \text{ en } \text{kg/cm}^2 \quad (6.5)$$

Donde:

$h'$  = ancho del núcleo del concreto medido desde la cara externa del acero del refuerzo transversal.

$S$  = separación del acero transversal medido de centro a centro de la barra del estribo.

$$\begin{aligned} k_2 &= 1.48 + 0.160 \cdot \text{Log}_{10} \dot{\epsilon} + 0.0127 (\text{Log}_{10} \dot{\epsilon})^2 \\ k_3 &= 1.08 + 0.112 \cdot \text{Log}_{10} \dot{\epsilon} + 0.0193 (\text{Log}_{10} \dot{\epsilon})^2 \end{aligned} \quad (6.6)$$

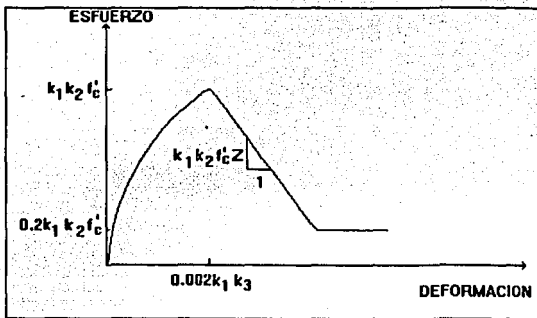


Fig 6.2 - Curva esfuerzo-deformación del concreto (Soroushian, Choi y Alhamad, 1986).

En este modelo  $k_2$  representa el efecto de la velocidad de deformación sobre el esfuerzo a compresión y  $k_3$  toma en cuenta este efecto sobre la deformación en el punto de máximo esfuerzo de la sección transversal. En el planteamiento del modelo se asume que el efecto de la velocidad de deformación sobre la pendiente de la rama descendente del diagrama esfuerzo-deformación, es similar al efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia a

compresión del concreto. Para una velocidad de deformación menor a 0.00001 1/seg  
 $k_2 = k_3 = 1.0$

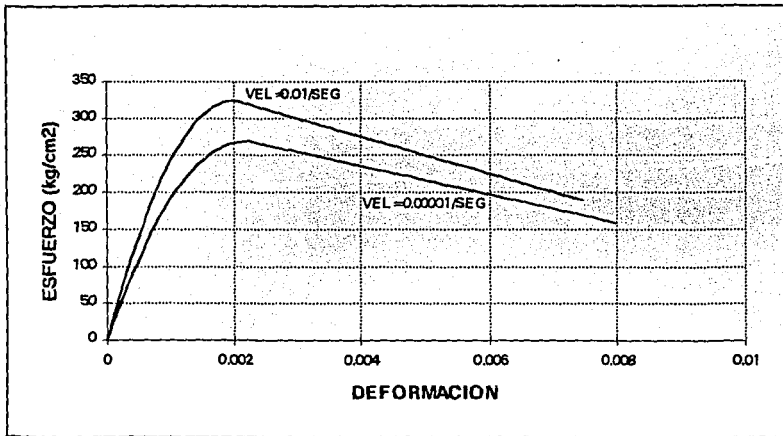
La velocidad de deformación para una estructura dada se puede determinar con base en:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{T/4} \quad (6.7)$$

Donde:

$\epsilon_u$  = deformación última del concreto o del acero en caso de que se produzca una falla por aplastamiento del concreto o se alcance la deformación última del acero, respectivamente.

$T$  = periodo elástico aproximado de la estructura (seg).



**Fig 6.3 - Curva esfuerzo-deformación del concreto para una velocidad de deformación de 0.01 1/seg y 0.00001 1/seg.**

En la fig 6.3 se muestran las curvas esfuerzo deformación del concreto para una resistencia a compresión de 250 kg/cm<sup>2</sup> para dos velocidades de deformación. En esta, se puede observar que la resistencia se incrementa en un 21 %, al variar la velocidad de deformación de 0.00001 1/seg a 0.01 1/seg.



**6.5 - Efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia del acero.**

Si se considera que el sismo es una carga dinámica, es necesario incluir el efecto de la velocidad de deformación en la curva de comportamiento del acero. Este efecto produce un incremento significativo en la resistencia, lo cual se hace evidente al comparar los valores obtenidos en pruebas estáticas con los correspondientes a velocidades de deformación características de la respuesta sísmica (0.01 a 0.10 1/seg).

El efecto de la velocidad de deformación sobre la resistencia del acero debido al efecto dinámico, se asume en la forma: (Mander, 1984)

$$(f_y)_d = D_s \cdot f_y \tag{6.8}$$

En donde:

$(f_y)_d$  = resistencia dinámica del acero.

$f_y$  = esfuerzo cuasi-estático de fluencia del acero. Generalmente obtenido para una velocidad de carga de 0.00001 1/seg.

$D_s$  = factor de amplificación dinámica.

Este procedimiento da una aproximación de la respuesta dinámica, la cual se logra multiplicando el esfuerzo cuasi-estático del acero por un factor de amplificación dinámica.

Los valores propuestos por Mander, 1984, para aceros de resistencia moderada bajo cargas monotónicas a tensión, transforman la ecuación anterior en:

$$D_s = 0.953 \left[ 1 + \left| \frac{\dot{\epsilon}}{700} \right|^{1/6} \right] \tag{6.9}$$

Donde:

$\dot{\epsilon}$  = velocidad de deformación.

Se puede notar que para velocidades de deformación cuasi-estática de 0.00001 1/seg el factor de amplificación dinámica es igual a uno.

Para cargas a compresión este factor se expresa como:

$$D_s = 0.966 \left[ 1 + \left| \frac{\dot{\epsilon}}{5000} \right|^{1/6} \right] \quad (6.10)$$

Sin embargo, en el análisis de resistencia de los elementos se consideró que las curvas esfuerzo-deformación para el acero a tensión y a compresión son idénticas, lo que representa una suposición razonable con base en los resultados de pruebas realizadas en aceros.

La velocidad de deformación para una estructura dada se puede determinar con base en la ec 6.7.

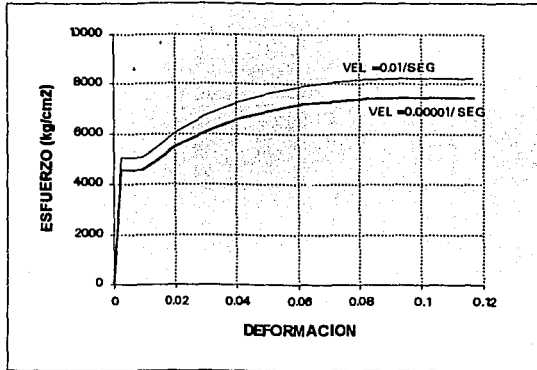


Fig 6.4 - Curva esfuerzo-deformación del acero a diferente velocidad de deformación.

En la fig 6.4 se puede notar un incremento aproximado de 10.5 % en los valores de resistencia en la curva esfuerzo-deformación del acero; para  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , cuando la velocidad de deformación cambia de 0.00001 1/seg a 0.01 1/seg.

6.6 - Contribución de la losa a la resistencia de trabes.

Con base en la filosofía de diseño sísmico de columna fuerte y trabe débil, se busca la formación de mecanismos que involucren el comportamiento inelástico en elementos con la mayor capacidad de deformación; es decir, mecanismos en los que el mayor número de articulaciones ocurra en trabes; esto es debido a que éstas tienen una mayor capacidad de rotación por la ausencia de carga axial, lo que mejora la capacidad de deformación inelástica y por lo tanto la capacidad de disipación de energía.

Ante sollicitaciones sísmicas, la sobre-resistencia de las trabes debido a la contribución de la losa (fig 6.5), puede causar un comportamiento no esperado en la estructura, por ejemplo un cambio en el mecanismo de colapso. En consecuencia, es importante evaluar adecuadamente la contribución de la losa en la resistencia de la trabe. Se puede esperar, en la mayoría de los casos, que un aumento del 100% en el área de acero a tensión de la trabe, debido a la contribución del acero de la losa, produzca un incremento de la misma proporción en la resistencia a la fluencia (fig 6.5).

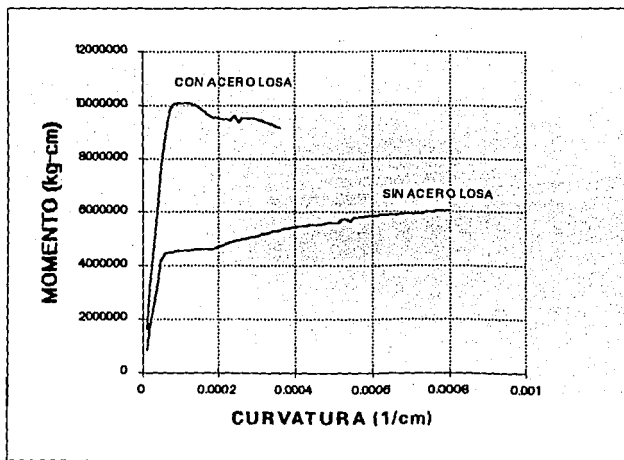
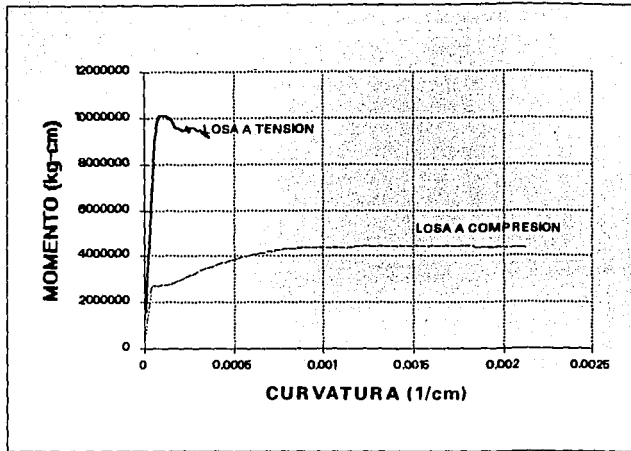


Fig 6.5 - Diagrama momento-curvatura para una trabe considerando y no considerando la contribución del acero de la losa a momento negativo.



**Fig 6.6 - Diagrama momento curvatura de una trabe a momento positivo a momento negativo.**

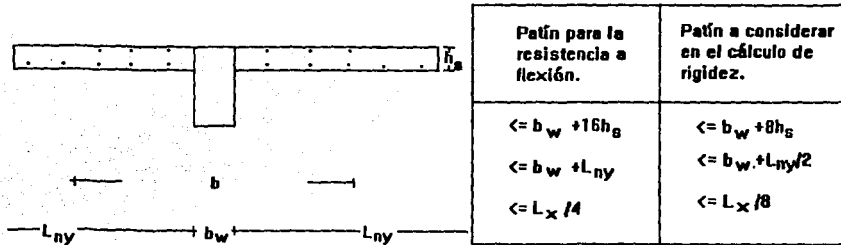
La contribución del sistema de piso a la resistencia de una trabe, a momento positivo (losa a compresión) o a momento negativo (losa a tensión), debe de considerarse en el cálculo de: la resistencia a cortante de las trabes, la resistencia a flexión de las columnas y la resistencia a cortante de las juntas.

La fig 6.6 presenta el diagrama momento curvatura para la trabe V4C del edificio de 14 niveles, diseñado con un factor de diseño de 1.222, tanto para momento positivo como negativo.

Los códigos de diseño contemplan de forma explícita el ancho efectivo de losa a considerar en el momento positivo resistente (losa a compresión). En la tabla 6.15 y 6.16 (Paulay y Priestley, 1992) se presenta los valores del ancho del patín en la contribución de la resistencia a compresión y para el cálculo de la rigidez.

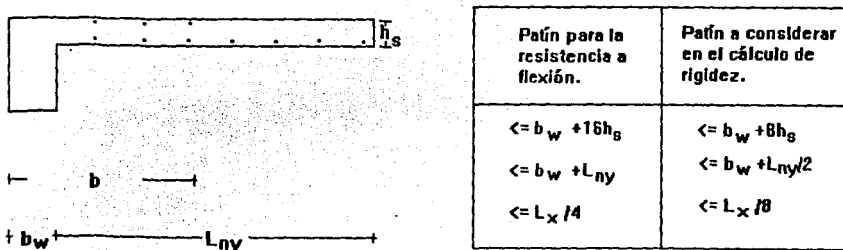
Sin embargo, un aumento en la resistencia del concreto o un aumento del acero a compresión, o bien un aumento del área a compresión en una trabe, no contribuye significativamente a un

incremento en el momento resistente de la trabe, pero si en la ductilidad de curvatura esperada en el diagrama momento-curvatura . Todo lo contrario ocurre si se aumenta el acero a tensión (fig 6.5).



Patín para la resistencia a flexión.	Patín a considerar en el cálculo de rigidez.
$\leq b_w + 16h_s$	$\leq b_w + 8h_s$
$\leq b_w + L_{ny}$	$\leq b_w + L_{ny}/2$
$\leq L_x / 4$	$\leq L_x / 8$

Tabla 6.15 - Ancho efectivo del ala a momento positivo para una trabe interior (Paulay y Priestley, 1992).



Patín para la resistencia a flexión.	Patín a considerar en el cálculo de rigidez.
$\leq b_w + 16h_s$	$\leq b_w + 8h_s$
$\leq b_w + L_{ny}$	$\leq b_w + L_{ny}/2$
$\leq L_x / 4$	$\leq L_x / 8$

Tabla 6.16 - Ancho efectivo del ala a momento positivo para una trabe exterior (Paulay y Priestley, 1992).

Para momento negativo (losa a tensión) el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal no contempla la contribución de la losa en la resistencia de la trabe. Sin embargo,

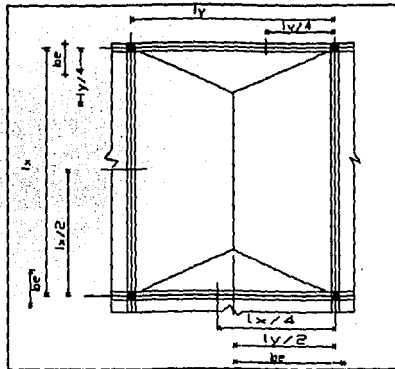
durante un sismo intenso las barras superiores de los apoyos de una viga continua pueden llegar a fluir, lo que provoca que las barras longitudinales de la losa puedan también fluir. Estas barras aumentan la resistencia a flexión de la sección cuando ocurren grandes deformaciones inelásticas. Es difícil, sin embargo, determinar la cantidad de acero de la losa que podría participar en el momento resistente de la sección de una viga, debido a:

- a) La cantidad del acero de la losa que participa va a depender de la magnitud de las deformaciones inelásticas impuestas por el sismo. A mayor rotación en la articulación plástica, mayor participación del acero de la losa.
- b) Las fuerzas de tensión en las barras de la losa necesitan ser transmitidas a la viga y de la viga a la unión viga-columna. Esta transmisión de fuerzas se realiza a través de la adherencia desarrollada por dichas barras, necesitando estar debidamente ancladas.
- c) La efectividad de la contribución de las barras de la losa se ve afectada por la presencia o ausencia de vigas transversales. Ocurrendo una mejor contribución en losas monolíticas con vigas perimetrales.

Con base en las recomendaciones de Paulay y Priestley, 1992, las barras de acero colocadas en el patín en secciones de vigas T o L construidas monolíticamente con la losa, que trabajan a momento negativo, se calculan como las contenidas en el menor de los siguientes anchos, fig 6.8:

- a) Un cuarto del claro de la viga en consideración, extendiéndose a cada lado desde el centro de la sección de la viga, donde exista patín.
- b) Un medio del claro de la losa medido de forma perpendicular a la viga en consideración, extendiéndose a cada lado desde el centro de la sección de la viga donde exista patín. Cuando el nodo corresponda a una columna interior.

- c) Un cuarto del claro de la losa medido de forma perpendicular a la viga en consideración, extendiéndose a cada lado desde el centro de la sección de la viga donde exista patín, para un nodo correspondiente a una columna exterior.



**Fig 6.8 - Ancho efectivo del ala a momento negativo para trabe interior y exterior**  
(Paulay y Priestley, 1992).

Las recomendaciones sobre anchos del patín previamente presentadas corresponden a estructuras sin daño aparente. Para edificios dañados, Alcocer y Jirsa, 1993 recomiendan usar un 20% del claro de la losa a cada lado de la cara de la trabe.

Tabla 6.1

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 14 NIVELES PARA  $f_1=1.222$  (ED-14-1)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm4)
	Losa a tens. %Elast	Losa a comp. %Elast	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.01219	0.01553	61.804 0.00006	67.201 0.00049	18.236 0.00005	29.902 0.00211	8.167 42.2	261580.700
V1C	0.00000	0.01629	75.474 0.00007	74.923 0.00043	18.222 0.00005	30.391 0.0021	6.143 42	261580.700
V2E	0.00309	0.01487	77.765 0.00007	79.072 0.00045	27.037 0.00005	43.679 0.00212	6.429 42.4	299438.710
V2C	0.00000	0.01324	82.213 0.00007	78.594 0.00039	18.036 0.00004	30.335 0.0021	5.571 52.5	299438.710
V3E	0.00000	0.01421	89.715 0.00007	86.453 0.00039	27.018 0.00005	42.908 0.00212	5.571 42.4	326958.330
V3C	0.00000	0.01314	85.668 0.00007	79.915 0.00038	18.036 0.00004	30.242 0.0021	5.429 52.5	326958.330
V4E	0.00000	0.01490	90.613 0.00007	90.259 0.0004	31.847 0.00005	51.494 0.00212	5.714 42.4	418165.220
V4C	0.00000	0.01519	98.144 0.00007	91.412 0.00035	27.044 0.00005	44.048 0.00212	5.000 42.4	418165.220
V5E	0.00276	0.01475	104.464 0.00007	105.821 0.0004	47.279 0.00005	76.296 0.00213	5.714 42.6	462596.520
V5C	0.00000	0.01474	113.164 0.00007	110.831 0.00038	47.257 0.00005	76.369 0.00214	5.429 42.8	462596.520
V6E	0.00120	0.01482	118.750 0.00007	119.565 0.00047	47.257 0.00005	76.385 0.00213	6.714 42.6	551264.670
V6C	0.00000	0.01474	113.164 0.00007	110.831 0.00038	47.257 0.00005	76.369 0.00214	5.429 42.8	551264.670
V7E	0.00422	0.01479	118.810 0.00007	121.962 0.00051	47.259 0.00005	76.340 0.00213	7.286 42.6	572966.004
V7C	0.00000	0.01471	127.249 0.00007	126.495 0.00038	62.608 0.00005	101.286 0.00215	5.429 43	572966.004



Tabla 6.1 (cont.)

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 14 NIVELES PARA  $t_1=1.222$  (ED-14-1)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a a tension		Los a a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a a tens. %Elast	Los a a comp. %Elast	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V8E	0.00422	0.01479	118.810 0.00007	121.962 0.00051	47.259 0.00005	76.340 0.00213	7.286 42.6	595292.930
V8C	0.00000	0.01470	145.057 0.00008	132.056 0.00033	62.601 0.00005	101.073 0.00214	4.125 42.8	595292.930
V9E	0.00990	0.01485	132.716 0.00007	141.910 0.00056	62.562 0.00005	101.216 0.00213	8.000 42.6	615071.070
V9C	0.00000	0.01470	145.057 0.00008	132.056 0.00033	62.601 0.00005	101.073 0.00214	4.125 42.8	615071.070
V10E	0.00631	0.01485	136.736 0.00008	141.910 0.00056	62.562 0.00005	101.217 0.00213	7.000 42.6	673240.500
V10C	0.00000	0.01642	144.039 0.00007	143.290 0.00037	77.780 0.00005	131.931 0.00217	5.286 43.4	673240.500
V11E	0.01814	0.01469	143.426 0.00007	164.986 0.00065	77.745 0.00005	125.481 0.00214	9.286 42.8	713095.926
V11C	0.00000	0.01486	161.031 0.00008	151.377 0.00034	77.789 0.00005	126.107 0.00214	4.250 42.8	713095.926
V12E	0.01814	0.01469	143.426 0.00007	164.986 0.00065	77.745 0.00005	125.481 0.00214	9.286 42.8	713095.926
V12C	0.00000	0.01486	161.031 0.00008	151.377 0.00034	77.790 0.00005	126.107 0.00214	4.250 42.8	713095.926
V13E	0.01814	0.01469	143.426 0.00007	164.986 0.00065	77.745 0.00005	125.481 0.00214	9.286 42.8	713095.926
V13C	0.00000	0.01486	161.031 0.00008	151.377 0.00034	77.789 0.00005	126.107 0.00214	4.250 42.8	713095.926
V14E	0.01940	0.01474	136.783 0.00007	157.828 0.00062	77.743 0.00005	125.859 0.00215	8.857 43	700240.945
V14C	0.00000	0.01492	156.913 0.00008	140.627 0.00031	62.594 0.00005	101.435 0.00213	3.875 42.6	700240.945

Tabla 6.2

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 14 NIVELES PARA  $f_2=1.589$  (ED-14-2)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Losa a tens. %E <sub>elast</sub>	Losa a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.00000	0.01262	76.987 0.00007	74.949 0.00042	18.017 0.00004	29.784 0.00211	6.000 52.75	362828.923
V1C	0.00000	0.01324	82.212 0.00007	78.593 0.00039	18.036 0.00004	30.335 0.0021	5.571 52.5	362828.923
V2E	0.00000	0.01420	89.876 0.00007	86.464 0.00039	27.018 0.00005	42.906 0.00212	5.571 42.4	400393.430
V2C	0.00000	0.01306	88.378 0.00007	81.680 0.00036	18.035 0.00004	30.221 0.00211	5.143 52.75	400393.430
V3E	0.00000	0.01488	102.470 0.00007	97.399 0.00037	35.751 0.00005	57.771 0.00212	5.286 42.4	437674.290
V3C	0.00000	0.01519	98.186 0.00007	91.419 0.00035	27.043 0.00005	44.050 0.00212	5.000 42.4	437674.290
V4E	0.00000	0.01461	115.778 0.00007	111.176 0.00035	47.324 0.00005	76.091 0.00213	5.000 42.6	594280.270
V4C	0.00000	0.01492	110.781 0.00007	101.680 0.00034	35.783 0.00005	57.999 0.00213	4.857 42.6	594280.270
V5E	0.00000	0.01487	130.092 0.00008	116.340 0.00031	47.308 0.00005	76.430 0.00212	3.875 42.4	637509.637
V5C	0.00000	0.01490	127.850 0.00008	115.365 0.00034	47.361 0.00005	76.713 0.00213	4.250 42.6	637509.637
V6E	0.00000	0.01296	140.460 0.00008	126.204 0.0004	47.292 0.00005	72.547 0.00212	5.000 42.4	672990.330
V6C	0.00000	0.01476	142.442 0.00008	131.033 0.00034	62.693 0.00005	101.367 0.00214	4.250 42.8	672990.330
V7E	0.00000	0.01469	145.282 0.00008	141.671 0.00048	62.647 0.00005	100.936 0.00213	6.000 42.6	697897.630
V7C	0.00000	0.01476	157.100 0.00008	146.630 0.00034	77.878 0.00005	126.156 0.00215	4.250 43	697897.630

Tabla 6.2 (cont.)

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 14 NIVELES PARA  $f_2=1.589$  (ED-14-2)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Losa a tens. %E <sub>elast</sub>	Losa a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V8E	0.00210	0.01471	160.084 0.00008	161.935 0.00052	77.845 0.00005	125.707 0.00214	6.500 42.8	716941.052
V8C	0.00000	0.01476	157.100 0.00008	146.637 0.00034	77.878 0.00005	126.156 0.00215	4.250 43	716941.052
V9E	0.00210	0.01471	160.085 0.00008	161.935 0.00052	77.845 0.00005	125.707 0.00214	6.500 42.8	795298.895
V9C	0.00000	0.01634	171.822 0.00008	161.899 0.00035	92.987 0.00005	157.715 0.00218	4.375 43.6	795298.895
V10E	0.01200	0.01459	163.081 0.00008	175.066 0.00057	92.953 0.00005	149.905 0.00215	7.125 43	801528.506
V10C	0.00000	0.01634	171.822 0.00008	161.899 0.00035	92.987 0.00005	157.715 0.00218	4.375 43.6	801528.506
V11E	0.01898	0.01655	174.154 0.00007	201.062 0.00064	107.987 0.00005	183.395 0.00216	9.143 43.2	901494.940
V11C	0.00000	0.01615	187.655 0.00008	183.340 0.00035	108.021 0.00005	179.889 0.00211	4.375 42.2	901494.940
V12E	0.01898	0.01655	174.138 0.00007	201.050 0.00064	107.987 0.00005	183.383 0.00216	9.143 43.2	901494.940
V12C	0.00000	0.01615	187.655 0.00008	183.340 0.00035	108.021 0.00005	179.890 0.00211	4.375 42.2	901494.940
V13E	0.01898	0.01655	174.138 0.00007	201.050 0.00064	107.987 0.00005	183.383 0.00216	9.143 43.2	901494.940
V13C	0.00000	0.01615	187.655 0.00008	181.489 0.00035	108.021 0.00005	179.889 0.00211	4.375 42.2	901494.940
V14E	0.01622	0.01484	159.781 0.00007	178.664 0.00058	92.953 0.00005	150.885 0.00215	8.286 43	828716.221
V14C	0.00000	0.01485	183.986 0.00008	170.180 0.00032	93.013 0.00005	150.743 0.00214	4.000 42.8	828716.221

Tabla 6.3

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 14 NIVELES PARA  $\beta_3=0.978$  (ED-14-3)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.01522	0.01557	58.211 0.00006	65.002 0.00052	18.241 0.00005	29.939 0.00211	8.667 42.2	232254.540
V1C	0.00000	0.01629	75.474 0.00007	74.923 0.00043	18.222 0.00005	30.391 0.0021	6.143 42	232254.540
V2E	0.01008	0.01551	64.751 0.00006	69.101 0.00046	18.233 0.00005	29.883 0.00211	7.667 42.2	260326.038
V2C	0.00000	0.01617	82.212 0.00007	78.594 0.00043	18.242 0.00005	30.335 0.0021	6.143 42	260326.038
V3E	0.00301	0.01487	77.816 0.00007	79.088 0.00045	27.037 0.00005	43.681 0.00212	6.429 42.4	307041.830
V3C	0.00000	0.01606	85.668 0.00007	79.915 0.00038	18.237 0.00005	30.242 0.0021	5.429 42	307041.830
V4E	0.00000	0.01510	89.826 0.00007	87.396 0.00038	27.018 0.00005	43.906 0.00212	5.429 42.4	417382.230
V4C	0.00000	0.01519	98.144 0.00007	91.412 0.00035	27.044 0.00005	44.048 0.00212	5.000 42.4	417382.230
V5E	0.00000	0.01490	90.662 0.00007	90.294 0.0004	31.877 0.00005	51.543 0.00212	5.714 42.4	353573.300
V5C	0.00000	0.01502	99.192 0.00007	95.248 0.00038	31.907 0.00005	51.753 0.00212	5.429 42.4	353573.300
V6E	0.00000	0.01502	101.900 0.00007	101.837 0.00049	31.858 0.00005	51.629 0.00212	7.000 42.4	459679.840
V6C	0.00000	0.01474	113.219 0.00007	110.892 0.00038	47.318 0.00005	76.467 0.00214	5.429 42.8	459679.840
V7E	0.01419	0.01479	104.758 0.00007	115.802 0.00059	47.340 0.00005	76.471 0.00213	8.429 42.6	529921.860
V7C	0.00000	0.01479	113.219 0.00007	110.892 0.00038	47.318 0.00005	76.467 0.00214	5.429 42.8	529921.860

Tabla 6.3 (cont.)

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 14 NIVELES PARA  $f_3=0.978$  (ED-14-3)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
			Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
	Los a tens. %Elast	Los a comp. %Elast	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V8E	0.00618	0.01480	116.051	120.760	47.263	76.353	7.571	559382.510
			0.00007	0.00053	0.00005	0.00213	42.6	
V8C	0.00000	0.01480	127.832	115.362	47.361	76.711	4.250	559382.510
			0.00008	0.00034	0.00005	0.00213	42.6	
V9E	0.00899	0.01480	116.131	123.737	47.324	76.461	8.286	568987.050
			0.00007	0.00058	0.00005	0.00213	42.6	
V9C	0.00000	0.01462	127.328	126.562	62.668	101.148	5.429	568987.050
			0.00007	0.00038	0.00005	0.00215	43	
V10E	0.01767	0.01467	118.877	135.983	62.629	101.035	9.143	627267.870
			0.00007	0.00064	0.00005	0.00214	42.8	
V10C	0.00000	0.01467	127.328	126.562	62.668	101.148	5.429	627267.870
			0.00007	0.00038	0.00005	0.00215	43	
V11E	0.01596	0.01482	131.430	148.514	62.623	101.233	9.143	671540.960
			0.00007	0.00064	0.00005	0.00213	42.6	
V11C	0.00000	0.01475	139.178	134.650	62.663	101.307	5.000	671540.960
			0.00007	0.00035	0.00005	0.00214	42.8	
V12E	0.01596	0.01482	131.430	148.514	62.623	101.233	9.143	671540.960
			0.00007	0.00064	0.00005	0.00213	42.6	
V12C	0.00000	0.01475	139.178	134.650	62.663	101.307	5.000	671540.960
			0.00007	0.00035	0.00005	0.00214	42.8	
V13E	0.01596	0.01482	131.430	148.514	62.623	101.233	9.143	671540.960
			0.00007	0.00064	0.00005	0.00213	42.6	
V13C	0.00000	0.01475	139.178	134.650	62.663	101.307	5.000	671540.960
			0.00007	0.00035	0.00005	0.00214	42.8	
V14E	0.01948	0.01471	119.801	139.135	62.629	101.130	9.286	654532.370
			0.00007	0.00065	0.00005	0.00214	42.8	
V14C	0.00000	0.01475	139.178	134.648	62.663	101.307	5.000	654532.370
			0.00007	0.00035	0.00005	0.00214	42.8	

Tabla 6.4

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_1=1.222$  (ED-20-1)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct a tension		Inercia Agrietada (cm4)
	Los a tens. %Elast	Los a comp. %Elast	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Duct. a comp.		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)			
V1E	0.01301	0.01267	61.234 0.00006	67.607 0.00054	17.825 0.00004	29.514 0.00211	9.000 52.75	261580.704	
V1C	0.00200	0.01330	74.701 0.00007	75.558 0.00047	17.844 0.00004	30.087 0.0021	6.714 52.5	261580.704	
V2E	0.00832	0.01495	76.953 0.00007	80.886 0.0005	26.734 0.00005	43.282 0.00212	7.143 42.4	299438.710	
V2C	0.00000	0.01330	81.571 0.00007	78.983 0.00043	17.842 0.00004	29.978 0.0021	6.143 52.5	299438.710	
V3E	0.00000	0.01487	89.792 0.00007	89.998 0.00045	31.489 0.00005	50.878 0.00212	6.429 42.4	330238.170	
V3C	0.00000	0.01521	86.424 0.00007	86.192 0.00045	26.722 0.00005	43.548 0.00212	6.429 42.4	330238.170	
V4E	0.00520	0.01457	103.473 0.00007	106.319 0.00044	46.749 0.00005	75.228 0.00214	6.286 42.8	443445.990	
V4C	0.00000	0.01477	98.926 0.00007	97.530 0.00042	35.355 0.00005	56.794 0.00213	6.000 42.6	443445.990	
V5E	0.00000	0.01457	117.410 0.00007	112.321 0.00038	46.729 0.00005	75.169 0.00213	5.429 42.6	487316.490	
V5C	0.00000	0.01457	112.059 0.00007	111.017 0.0004	46.727 0.00005	75.504 0.00214	5.714 42.8	487316.490	
V6E	0.00000	0.01457	131.983 0.00008	128.128 0.00051	46.713 0.00005	75.561 0.00213	6.375 42.6	561725.740	
V6C	0.00000	0.01465	124.696 0.00007	121.791 0.00038	55.313 0.00005	89.187 0.00214	5.429 42.8	561725.740	
V7E	0.00156	0.01465	134.127 0.00008	135.330 0.00054	55.259 0.00005	89.269 0.00213	6.750 42.6	628419.870	
V7C	0.00000	0.01475	144.649 0.00008	134.798 0.00036	65.679 0.00005	106.171 0.00214	4.500 42.8	628419.870	

Tabla 6.4 (cont.)

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_1=1.222$  (ED-20-1)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm4)
	Losa a tens. %E <sub>elast</sub>	Losa a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V8E	0.00567	0.01467	142.054 0.00008	147.289 0.0006	61.855 0.00005	99.599 0.00213	7.500 42.6	681902.610
V8C	0.00080	0.01660	142.803 0.00007	143.327 0.00039	76.909 0.00005	130.709 0.00216	5.571 43.2	681902.610
V9E	0.00770	0.01480	151.317 0.00008	158.270 0.00056	76.878 0.00005	124.417 0.00214	7.000 42.8	732800.000
V9C	0.00311	0.01530	149.300 0.00007	151.490 0.0004	85.309 0.00005	141.709 0.00221	5.714 44.2	732800.000
V10E	0.00890	0.01380	164.692 0.00008	174.224 0.0006	85.304 0.00005	134.405 0.00214	7.500 42.8	782443.000
V10C	0.00000	0.01499	161.137 0.00008	158.940 0.00039	91.809 0.00005	151.544 0.00222	4.875 44.4	782443.000
V11E	0.01873	0.01481	162.388 0.00007	189.768 0.0007	91.803 0.00005	148.633 0.00214	10.000 42.8	852040.460
V11C	0.00830	0.01754	166.355 0.00007	172.847 0.0004	102.095 0.00005	167.984 0.00189	5.714 37.8	852040.460
V12E	0.02220	0.01578	164.329 0.00007	198.694 0.00073	102.090 0.00005	169.774 0.00215	10.429 43	880135.010
V12C	0.00678	0.01659	173.148 0.00007	178.511 0.00039	106.636 0.00005	175.276 0.00199	5.571 39.8	880135.010
V13E	0.02020	0.01490	170.595 0.00007	201.190 0.00069	102.111 0.00005	166.157 0.00215	9.857 43	901715.290
V13C	0.01217	0.01686	174.387 0.00007	185.303 0.00043	110.449 0.00005	181.228 0.00195	6.143 39	901715.290
V14E	0.02090	0.01655	171.762 0.00007	205.684 0.00073	106.626 0.00005	181.081 0.00216	10.429 43.2	947045.990
V14C	0.00517	0.01699	191.999 0.00008	196.217 0.00042	118.813 0.00005	195.563 0.00195	5.250 39	947045.990

Tabla 6.4 (cont.)

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f1=1.222$  (ED-20-1)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a a tension		Los a a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V15E	0.02244	0.01552	177.501 0.00007	219.610 0.00081	110.652 0.00005	182.775 0.00215	11.571 43	954835.120
V15C	0.01025	0.01476	192.055 0.00008	201.652 0.00047	118.813 0.00005	194.200 0.0022	5.875 44	954835.120
V16E	0.02417	0.01476	178.989 0.00007	227.186 0.00085	118.779 0.00005	197.699 0.0022	12.143 44	957282.800
V16C	0.01025	0.01476	192.055 0.00008	201.651 0.00047	118.810 0.00005	194.198 0.0022	5.875 44	957282.800
V17E	0.02417	0.01476	178.989 0.00007	227.186 0.00085	118.779 0.00005	197.699 0.0022	12.143 44	991152.210
V17C	0.01176	0.01589	198.658 0.00008	210.043 0.00047	127.020 0.00005	207.780 0.00205	5.875 41	991152.210
V18E	0.02417	0.01545	178.989 0.00007	227.186 0.00085	118.779 0.00005	197.699 0.0022	12.143 44	935918.270
V18C	0.00640	0.01545	197.480 0.00008	203.343 0.00045	118.828 0.00005	195.388 0.00223	5.625 44.6	935918.270
V19E	0.02410	0.01600	170.892 0.00007	216.690 0.00085	110.440 0.00005	185.708 0.00218	12.143 43.6	918299.380
V19C	0.00000	0.01600	190.737 0.00008	189.625 0.0004	110.495 0.00005	184.094 0.00221	5.000 44.2	918299.380
V20E	0.01829	0.01468	141.931 0.00007	163.808 0.00066	76.875 0.00005	124.056 0.00214	9.429 42.8	713139.890
V20C	0.00000	0.01468	159.312 0.00008	151.180 0.00036	76.917 0.00005	124.522 0.00214	4.500 42.8	713139.890



Tabla 6.5

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_2=1.589$  (ED-20-2)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.00820	0.01493	77.003 0.00007	80.901 0.0005	26.734 0.00005	43.259 0.00212	7.143 42.4	279696.850
V1C	0.00390	0.01493	82.594 0.00007	84.432 0.00039	26.727 0.00005	43.552 0.00212	5.571 42.4	279696.850
V2E	0.00000	0.01482	100.787 0.00007	95.694 0.00039	31.500 0.00005	50.826 0.00212	5.571 42.4	348817.640
V2C	0.00000	0.01493	86.446 0.00007	86.197 0.00045	26.722 0.00005	43.548 0.00212	6.429 42.4	348817.640
V3E	0.00000	0.01464	114.702 0.00007	111.313 0.00039	46.793 0.00005	75.299 0.00213	5.571 42.6	459420.910
V3C	0.00000	0.01482	98.258 0.00007	95.502 0.0004	31.549 0.00005	51.163 0.00212	5.714 42.4	459420.910
V4E	0.00000	0.01464	128.986 0.00008	115.580 0.00035	46.777 0.00005	75.637 0.00212	4.375 42.4	499034.960
V4C	0.00000	0.01464	112.135 0.00007	111.084 0.0004	46.787 0.00005	75.601 0.00214	5.714 42.8	499034.960
V5E	0.00000	0.01465	143.462 0.00008	131.190 0.00035	61.944 0.00005	99.685 0.00213	4.375 42.6	617227.490
V5C	0.00000	0.01465	141.051 0.00008	130.973 0.00036	61.990 0.00005	100.153 0.00214	4.500 42.8	617227.490
V6E	0.00258	0.01470	158.451 0.00008	160.754 0.00053	77.001 0.00005	124.320 0.00214	6.625 42.8	716083.510
V6C	0.00000	0.01470	155.580 0.00008	146.583 0.00036	77.062 0.00005	124.798 0.00214	4.500 42.8	716083.510
V7E	0.00000	0.01470	169.068 0.00008	164.142 0.00049	77.035 0.00005	124.382 0.00213	6.125 42.6	784990.270
V7C	0.00000	0.01520	158.135 0.00008	158.037 0.0004	91.977 0.00005	150.407 0.00214	5.000 42.8	784990.270

Tabla 6.5 (cont.)

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_2=1.589$  (ED-20-2)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m)/(1/cm)	Curv. ultima (ton-m)/(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m)/(1/cm)	Curv. ultima (ton-m)/(1/cm)	Duct. a comp.	
V8E	0.00850	0.01520	173.222 0.00008	182.588 0.00059	91.994 0.00005	149.353 0.00214	7.375 42.8	868165.570
V8C	0.00150	0.01710	172.695 0.00008	173.712 0.0004	106.822 0.00005	175.067 0.00192	5.000 38.4	868165.570
V9E	0.00630	0.01710	187.719 0.00008	194.425 0.00053	106.875 0.00005	173.961 0.00215	6.625 43	951559.012
V9C	0.00280	0.02020	187.296 0.00008	189.395 0.0004	121.623 0.00005	201.241 0.00167	5.000 33.4	951559.012
V10E	0.01710	0.02020	190.629 0.00008	213.467 0.00064	121.651 0.00005	202.461 0.00221	8.000 44.2	956503.318
V10C	0.00280	0.02020	187.296 0.00008	189.395 0.0004	121.623 0.00005	201.241 0.00167	5.000 33.4	956503.318
V11E	0.01630	0.01490	203.543 0.00008	228.062 0.00067	121.724 0.00005	197.885 0.00215	8.375 43	1047771.135
V11C	0.00736	0.02344	202.263 0.00008	208.221 0.0004	136.377 0.00005	225.238 0.00144	5.000 28.8	1047771.135
V12E	0.01714	0.01605	218.134 0.00008	245.714 0.00067	136.497 0.00005	230.240 0.00219	8.375 43.8	1081954.030
V12C	0.00000	0.01937	214.802 0.00008	212.352 0.00037	136.465 0.00005	225.820 0.00174	4.625 34.8	1081954.030
V13E	0.01714	0.01605	218.134 0.00008	245.714 0.00067	136.497 0.00005	230.242 0.00219	8.375 43.8	1155249.570
V13C	0.01176	0.02383	216.911 0.00008	228.389 0.00044	151.104 0.00005	246.894 0.00138	5.500 27.6	1155249.570
V14E	0.02220	0.02383	220.307 0.00008	258.994 0.00071	151.204 0.00005	247.033 0.00226	8.875 45.2	1189627.810
V14C	0.00000	0.01658	241.248 0.00008	235.920 0.00038	151.293 0.00005	250.143 0.00202	4.750 40.4	1189627.810

Tabla 6.5 (cont.)

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_2=1.589$  (ED-20-2)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Losa a tens. %E <sub>elast</sub>	Losa a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m)/(1/cm)	Curv. ultima (ton-m)/(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m)/(1/cm)	Curv. ultima (ton-m)/(1/cm)	Duct. a comp.	
V15E	0.02045	0.01658	232.838 0.00008	273.910 0.00077	151.166 0.00005	251.950 0.00222	9.625 44.4	1188797.810
V15C	0.00850	0.01658	229.497 0.00008	238.716 0.00046	151.212 0.00005	247.770 0.00201	5.750 40.2	1188797.810
V16E	0.02045	0.01658	232.838 0.00008	273.910 0.00077	151.166 0.00005	251.950 0.00222	9.625 44.4	1203176.980
V16C	0.00000	0.01658	241.242 0.00008	242.303 0.00043	151.294 0.00005	248.433 0.00226	5.375 45.2	1203176.980
V17E	0.02439	0.01421	234.957 0.00008	288.697 0.00083	165.864 0.00005	271.016 0.00228	10.375 45.6	1253961.450
V17C	0.00920	0.01421	244.120 0.00008	254.830 0.00046	166.046 0.00005	274.426 0.00177	5.750 35.4	1253961.450
V18E	0.02045	0.01658	232.838 0.00008	273.909 0.00077	151.166 0.00005	251.951 0.00222	9.625 44.4	1203176.980
V18C	0.00000	0.01658	241.174 0.00008	242.260 0.00043	151.293 0.00005	248.417 0.00226	5.375 45.2	1203176.980
V19E	0.02412	0.01658	220.306 0.00008	270.130 0.00083	151.204 0.00005	247.197 0.00226	10.375 45.2	1175248.640
V19C	0.00320	0.01658	229.407 0.00008	232.417 0.00041	151.211 0.00005	249.460 0.00173	5.125 34.6	1175248.640
V20E	0.01909	0.01657	172.506 0.00007	199.329 0.00064	106.833 0.00005	181.544 0.00216	9.143 43.2	917255.650
V20C	0.00000	0.01657	196.870 0.00008	185.228 0.00034	106.905 0.00005	183.839 0.00216	4.250 43.2	917255.650

Tabla 6.6

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $\nu=0.978$  (ED-20-3)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.01592	0.01564	57.670 0.00006	65.474 0.00057	18.040 0.00005	29.661 0.00211	9.500 42.2	232254.540
V1C	0.00000	0.01564	74.701 0.00007	75.560 0.00047	18.017 0.00005	30.087 0.0021	6.714 42	232254.540
V2E	0.00000	0.01564	76.230 0.00007	75.474 0.00046	18.018 0.00005	29.490 0.00211	6.571 42.2	283820.570
V2C	0.00000	0.01564	74.701 0.00007	75.560 0.00047	18.170 0.00007	30.087 0.0021	6.714 30	283820.570
V3E	0.00000	0.01542	89.074 0.00007	86.875 0.00043	26.715 0.00005	43.352 0.00212	6.143 42.4	329058.170
V3C	0.00000	0.01564	84.966 0.00007	80.137 0.00042	18.032 0.00005	29.995 0.0021	6.000 42	329058.170
V4E	0.00000	0.01481	89.880 0.00007	90.712 0.00044	31.550 0.00005	50.893 0.00212	6.286 42.4	353585.210
V4C	0.00000	0.01481	98.285 0.00007	95.533 0.0004	31.579 0.00005	51.211 0.00212	5.714 42.4	353585.210
V5E	0.00520	0.01456	103.598 0.00007	106.427 0.00044	46.839 0.00005	75.344 0.00214	6.286 42.8	445151.550
V5C	0.00870	0.01456	100.896 0.00007	105.805 0.00046	46.831 0.00005	75.607 0.00214	6.571 42.8	445151.550
V6E	0.00940	0.01456	115.023 0.00007	122.938 0.00058	46.823 0.00005	75.413 0.00213	8.286 42.6	517291.570
V6C	0.00000	0.01456	112.163 0.00007	111.115 0.0004	46.817 0.00005	75.649 0.00214	5.714 42.8	517291.570
V7E	0.00940	0.01456	115.023 0.00007	122.938 0.00058	46.823 0.00005	75.413 0.00213	8.286 42.6	564535.840
V7C	0.00000	0.01468	126.104 0.00007	126.743 0.0004	62.025 0.00005	100.088 0.00214	5.714 42.8	564535.840

Tabla 6.6 (cont.)

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_3=0.978$  (ED-20-3)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct a tension		Inercia Agrietada (cm4)
	Losa a tens. %E <sub>elast</sub>	Losa a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Duct. a comp.		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)			
V8E	0.01410	0.01468	129.092 0.00007	143.918 0.00064	61.980 0.00005	100.090 0.00214	9.143 42.8	589574.450	
V8C	0.00000	0.01468	126.104 0.00007	126.743 0.0004	62.025 0.00005	100.088 0.00214	5.714 42.8	589574.450	
V9E	0.01157	0.01468	129.011 0.00007	139.890 0.00058	61.981 0.00005	99.845 0.00214	8.286 42.8	665614.010	
V9C	0.00340	0.01596	140.140 0.00007	142.393 0.0004	77.054 0.00005	129.440 0.00218	5.714 43.6	665614.010	
V10E	0.02060	0.01596	131.719 0.00007	156.560 0.00071	77.020 0.00005	124.550 0.00215	10.143 43	669341.067	
V10C	0.00341	0.01596	140.140 0.00007	142.393 0.0004	77.054 0.00005	129.440 0.00218	5.714 43.6	669341.067	
V11E	0.01929	0.01485	144.248 0.00007	170.494 0.00073	77.024 0.00005	124.845 0.00214	10.429 42.8	767504.120	
V11C	0.00821	0.01550	155.168 0.00007	161.358 0.00041	91.977 0.00005	151.087 0.00211	5.857 42.2	767504.120	
V12E	0.01929	0.01485	144.248 0.00007	170.494 0.00073	77.024 0.00005	124.845 0.00214	10.429 42.8	767504.120	
V12C	0.00821	0.01550	155.168 0.00007	161.357 0.00041	91.977 0.00005	151.087 0.00211	5.857 42.2	767504.120	
V13E	0.02387	0.01550	146.648 0.00007	183.161 0.0008	91.943 0.00005	154.590 0.00216	11.429 43.2	771306.800	
V13C	0.01146	0.01550	155.221 0.00007	164.881 0.00045	91.977 0.00005	150.804 0.00223	6.429 44.6	771306.800	
V14E	0.02013	0.01550	158.337 0.00007	188.387 0.00073	91.970 0.00005	148.871 0.00215	10.429 43	866179.270	
V14C	0.01237	0.01559	169.450 0.00007	180.832 0.00045	106.822 0.00005	174.103 0.00207	6.429 41.4	866179.270	

Tabla 6.6 (cont.)

MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES PARA  $f_3=0.976$  (ED-20-3)

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Losa a tension		Losa a compresion		Duct a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Losa a tens. %E <sub>elast</sub>	Losa a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V15E	0.02172	0.01550	158.457 0.00007	196.316 0.00084	91.970 0.00005	148.943 0.00215	12.000 43	866179.270
V15C	0.01583	0.01559	169.568 0.00007	186.438 0.00051	107.112 0.00005	173.814 0.00225	7.286 45	866179.270
V16E	0.02507	0.01559	160.805 0.00007	209.755 0.00092	106.795 0.00005	176.512 0.00221	13.143 44.2	870230.280
V16C	0.01583	0.01559	169.519 0.00007	185.984 0.0005	106.820 0.00005	173.379 0.00225	7.143 45	870230.280
V17E	0.02507	0.01559	160.805 0.00007	209.755 0.00092	106.795 0.00005	176.512 0.00221	13.143 44.2	870230.280
V17C	0.01583	0.01559	169.519 0.00007	185.984 0.0005	106.822 0.00005	173.380 0.00225	7.143 45	870230.280
V18E	0.02507	0.01559	160.805 0.00007	209.755 0.00092	106.795 0.00005	176.512 0.00221	13.143 44.2	870230.280
V18C	0.01583	0.01559	169.519 0.00007	185.984 0.0005	106.821 0.00005	173.379 0.00225	7.143 45	870230.280
V19E	0.02459	0.01550	146.745 0.00007	191.079 0.00093	91.943 0.00005	154.787 0.00216	13.286 43.2	797489.050
V19C	0.00000	0.01669	171.037 0.00008	169.223 0.00041	92.004 0.00005	156.808 0.00216	5.125 43.2	797489.050
V20E	0.02115	0.01464	118.680 0.00007	141.987 0.00072	61.986 0.00005	99.906 0.00214	10.286 42.8	598490.240
V20C	0.00000	0.01464	141.904 0.00008	134.715 0.00037	62.019 0.00005	100.067 0.00214	4.625 42.8	598490.240

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Tabla 6.7

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 3 NIVELES PARA  $f1=1.222$  (ED-3-1)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a a tension		Los a a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm4)
	Los a a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.00000	0.04286	32.509 0.00011	27.870 0.00068	8.660 0.00007	14.387 0.00115	6.182 16.429	49661.910
V1C	0.00000	0.04286	40.021 0.00012	31.245 0.00053	8.660 0.00007	14.432 0.00116	4.417 16.571	49661.910
V2E	0.00000	0.01317	35.011 0.00011	28.820 0.00061	8.660 0.00007	13.988 0.00334	5.545 47.714	69406.500
V2C	0.00000	0.01397	42.153 0.00013	31.373 0.00049	8.670 0.00007	14.311 0.00333	3.769 47.571	69406.500
V3E	0.00000	0.01340	39.181 0.00012	30.504 0.00054	8.670 0.00007	14.069 0.00332	4.500 47.429	95729.240
V3C	0.00000	0.01412	40.074 0.00017	31.884 0.00047	8.670 0.00007	14.357 0.00332	2.765 47.429	95729.240

Tabla 6.8

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 3 NIVELES PARA  $f2=1.589$  (ED-3-2)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a a tension		Los a a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm4)
	Los a a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo		
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Duct. a comp.	
V1E	0.00000	0.04286	32.508 0.00011	27.867 0.00068	8.661 0.00007	14.387 0.00115	6.182 16.429	49661.910
V1C	0.00000	0.04281	40.021 0.00012	31.245 0.00053	8.660 0.00007	14.433 0.00116	4.417 16.571	49661.910
V2E	0.00000	0.01340	39.181 0.00012	30.504 0.00054	8.672 0.00007	14.069 0.00332	4.500 47.429	95729.240
V2C	0.00000	0.01412	40.074 0.00017	31.884 0.00047	8.672 0.00007	14.358 0.00332	2.765 47.429	95729.240
V3E	0.00000	0.01341	39.181 0.00012	30.504 0.00054	8.672 0.00007	14.069 0.00332	4.500 47.429	100468.300
V3C	0.00000	0.01341	40.074 0.00017	31.884 0.00047	8.671 0.00007	14.311 0.00331	2.765 47.286	100468.300

Tabla 6.9

**MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS EN EDIFICIO DE 3 NIVELES PARA  $\lambda_3=0.978$  (ED-3-3)**

Viga	Rigidez despues de la fluencia		Los a tension		Los a compresion		Duct. a tension	Inercia Agrietada (cm <sup>4</sup> )
	Los a tens. %E <sub>elast</sub>	Los a comp. %E <sub>elast</sub>	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Mom. fluencia	Mom. ultimo	Duct. a comp.	
			Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)	Curv. fluencia (ton-m),(1/cm)	Curv. ultima (ton-m),(1/cm)		
V1E	0.00000	0.04285	32.509 0.00011	27.867 0.00068	8.661 0.00007	14.387 0.00115	6.182 16.429	49661.910
V1C	0.00000	0.04281	40.021 0.00012	31.245 0.00053	8.660 0.00007	14.433 0.00116	4.417 16.571	49661.910
V2E	0.00000	0.01317	35.011 0.00011	28.820 0.00061	8.661 0.00007	13.988 0.00334	5.545 47.714	69406.500
V2C	0.00000	0.01395	42.153 0.00013	31.373 0.00049	8.674 0.00007	14.311 0.00333	3.769 47.571	69406.500
V3E	0.00000	0.01317	35.011 0.00011	28.820 0.00061	8.661 0.00007	13.988 0.00334	5.545 47.714	69406.500
V3C	0.00000	0.01395	42.153 0.00013	31.373 0.00049	8.674 0.00007	14.312 0.00333	3.769 47.571	69406.500



Tabla 6.10

**VALORES PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCION DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO 14 DE NIVELES**

Columna	Momento a flexión pura (ton-cm)	Carga axial a compresión (ton)	Carga axial a tensión. (ton)	Momento balanceado (ton-cm)	Carga axial balanceada (ton)
C1-E	3818.20	1355.61	203.31	10614.60	488.02
C1-C	4575.80	1406.44	254.14	11302.23	478.19
C2-E	4575.80	1406.44	254.14	11302.23	478.19
C2-C	4575.80	1406.44	254.14	11302.23	478.19
C3-E	5280.00	1625.47	254.14	13992.00	585.17
C3-C	5280.00	1625.47	254.14	13992.00	585.17
C4-E	5280.00	1625.47	254.14	13992.00	585.17
C4-C	5280.00	1625.47	254.14	13992.00	585.17
C5-E	7000.00	1914.38	304.97	17990.00	689.18
C5-C	7000.00	1914.38	304.97	17990.00	689.18
C6-E	7000.00	1914.38	304.97	17990.00	689.18
C6-C	7000.00	1914.38	304.97	17990.00	689.18
C7-E	9230.80	2228.04	361.51	23077.00	824.37
C7-C	9230.80	2228.04	361.51	23077.00	824.37
C8-E	9230.80	2228.04	361.51	23077.00	824.37
C8-C	9230.80	2228.04	361.51	23077.00	824.37
C9-E	10000.00	2504.21	361.51	27300.00	951.60
C9-C	12272.70	2594.45	451.75	28349.94	934.00
C10-E	10000.00	2504.21	361.51	27300.00	951.60
C10-C	12272.70	2594.45	451.75	28349.94	934.00
C11-E	12768.00	2739.68	451.75	31536.96	986.29
C11-C	17200.00	2920.52	632.59	35260.00	992.98
C12-E	12768.00	2739.68	451.75	31536.96	986.29
C12-C	19285.70	3010.76	722.84	37028.54	993.55
C13-E	15800.00	2980.09	542.17	36182.00	1102.63
C13-C	22500.00	3251.17	813.26	42075.00	1072.89
C14-E	24545.00	3341.59	903.68	44181.00	1069.31
C14-C	24545.00	3341.59	903.68	44181.00	1069.31

**Tabla 6.11**  
**VALORES PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCION DE LAS COLUMNAS DEL**  
**EDIFICIO DE 20 NIVELES**

Columna	Momento a flexión pura (ton-cm)	Carga axial a compresión (ton)	Carga axial a tensión. (ton)	Momento balanceado (ton-cm)	Carga axial balanceada (ton)
C1-E	2736.80	969.44	200.97	6431.48	319.92
C1-C	2736.80	969.44	200.97	6431.48	319.92
C2-E	2736.80	969.44	200.97	6431.48	319.92
C2-C	2736.80	969.44	200.97	6431.48	319.92
C3-E	3000.00	1057.19	200.97	7320.00	359.45
C3-C	3000.00	1057.19	200.97	7320.00	359.45
C4-E	3000.00	1057.19	200.97	7320.00	359.45
C4-C	3612.00	1107.44	251.22	7910.28	354.38
C5-E	3909.10	1199.94	251.22	8951.84	395.98
C5-C	5575.80	1328.10	379.38	10538.26	398.43
C6-E	5575.80	1328.10	379.38	10538.26	398.43
C6-C	7607.10	1483.95	535.23	12475.64	400.67
C7-E	6535.70	1464.31	418.34	12221.76	439.29
C7-C	9320.00	1670.39	624.43	14912.00	434.30
C8-E	8175.40	1581.19	535.23	13816.43	442.73
C8-C	10511.60	1766.69	720.72	16187.86	441.67
C9-E	10000.00	1772.38	624.43	16400.00	478.54
C9-C	12000.00	1916.82	768.87	18360.00	479.21
C10-E	12000.00	1916.82	768.87	18360.00	479.21
C10-C	13350.00	2013.11	865.16	19758.00	483.15
C11-E	13812.50	2135.02	768.87	21823.75	576.46
C11-C	15438.00	2231.32	865.16	23465.76	580.14
C12-E	16875.00	2327.66	961.50	24975.00	581.92
C12-C	16875.00	2327.66	961.50	24975.00	581.92
C13-E	19166.70	2564.84	961.50	29133.38	692.51
C13-C	19166.70	2564.84	961.50	29133.38	692.51
C14-E	19166.70	2564.84	961.50	29133.38	692.51
C14-C	19166.70	2564.84	961.50	29133.38	692.51
C15-E	21428.60	2820.99	961.50	33857.19	818.09
C15-C	21428.60	2820.99	961.50	33857.19	818.09
C16-E	21428.60	2820.99	961.50	33857.19	818.09
C16-C	21428.60	2820.99	961.50	33857.19	818.09
C17-E	23600.00	3096.12	961.50	39176.00	959.80
C17-C	23600.00	3096.12	961.50	39176.00	959.80
C18-E	23600.00	3096.12	961.50	39176.00	959.80
C18-C	23600.00	3096.12	961.50	39176.00	959.80
C19-E	29250.00	3527.52	1098.80	47970.00	1058.26
C19-C	29250.00	3527.52	1098.80	47970.00	1058.26
C20-E	35606.00	3802.22	1373.50	54121.12	1064.62
C20-C	35606.00	3802.22	1373.50	54121.12	1064.62

Tabla 6.12

**VALORES PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCION DE LAS COLUMNAS DEL  
EDIFICIO DE 3 NIVELES**

Columna	Momento a flexión pura (ton-cm)	Carga axial a compresión (ton)	Carga axial a tensión. (ton)	Momento balanceado (ton-cm)	Carga axial balanceada (ton)
C1-E	1500.00	635.72	144.00	3315.00	190.72
C1-C	1500.00	635.72	144.00	3315.00	190.72
C2-E	1500.00	635.72	144.00	3315.00	190.72
C2-C	1500.00	635.72	144.00	3315.00	190.72
C3-E	1567.00	700.22	122.70	4152.55	252.08
C3-C	1567.00	700.22	122.70	4152.55	252.08

## CAPITULO VII

### DISCUSION DE LOS RESULTADOS

#### *7.1 - Generalidades.*

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los análisis de carga incremental al colapso, de los modelos estudiados, se construyen los espectros de capacidad correspondientes a cada modelo y se realiza un análisis del comportamiento sísmico esperado, comparando los espectros de capacidad con el de demanda. La respuesta inelástica de los modelos se revisa con base en los siguientes parámetros:

1. El periodo fundamental calculado para los diferentes niveles de cortante basal creciente sostenido. Cada nivel de cortante basal es representativo de una intensidad sísmica. Este parámetro puede considerarse como una medida de la degradación de la rigidez de la estructura al incursionar en el intervalo inelástico, Ayala y Ye, 1995.
2. Correspondiente a cada nivel de cortante basal y a la forma modal asociada al modo fundamental se calcula la aceleración espectral para un nivel específico de carga sísmica.
3. La evolución de los desplazamientos de cada nivel respecto a la base del edificio en función del cortante basal aplicado a la estructura.
4. La evolución de los desplazamientos relativos de entrepiso y determinación del estado límite de servicio (ELS).
5. La curva fuerza - desplazamiento representativa de la no linealidad capaz de desarrollar la estructura.
6. El mecanismo de colapso.
7. Comparación de las configuraciones deformadas normalizadas (del primer modo de vibración) en el intervalo elástico y en el intervalo inelástico cercana al mecanismo de colapso.

Con la finalidad de facilitar la interpretación de los resultados, para cada marco estudiado se grafican y tabulan los parámetros de interés.

**7.2 - Comentarios generales de los resultados.**

El método del espectro de capacidad, en la versión que aquí se estudia, parte de suponer que el modo fundamental de vibración domina la respuesta de la estructura tanto en el intervalo elástico de comportamiento como en el inelástico. Es a partir de esta hipótesis que es posible definir la distribución de las fuerzas sísmicas y construir el espectro de capacidad de la estructura. El efecto de esta hipótesis se puede observar en las figuras 7.7 a 7.9, 7.26 a 7.28, 7.45 a 7.47; en las que se muestran los desplazamientos de entrepisos correspondientes a varios niveles de carga.

En la tabla 7.1 se muestran los valores del cortante basal y su relación con el peso total, correspondientes a los pasos de carga de interés (N); en ella se señalan, para los casos estudiados, el ELS definido como una deformación relativa de entrepiso de 0.012 veces la altura del entrepiso, considerando que los elementos no estructurales están separados de la estructura principal, de manera que no sufran daños importantes por las deformaciones de ésta.

	Edificio 14		Edificio 20		Edificio 3	
	Paso de carga	Cortante bsal (CB/Wt) Ton	Paso de carga	Cortante bsal (CB/Wt) Ton	Paso de carga	Cortante bsal (CB/Wt) Ton
Criterio I	3	11.67 (0.0246)	3	17.39 (0.0256)	3	2.54 (0.0369)
	19	73.90 (0.1557)	22	127.55 (0.1880)	18	15.24 (0.2219)
	*37	143.90 (0.3032)	*37	190.68 (0.2811)	*30	25.40 (0.3698)
	46	178.91 (0.3770)			32	27.10 (0.3946)

	Paso de carga	Cortante basal (CB/Wt) Ton	Paso de carga	Cortante basal (CB/Wt) Ton	Paso de carga	Cortante basal (CB/Wt) Ton
<b>Criterio 2</b>	3	11.67 (0.0246)	3	17.39 (0.0256)	3	2.54 (0.0369)
	27	105.01 (0.2213)	27	156.54 (0.2308)	20	16.94 (0.2467)
	38	147.79 (0.3114)	*33	191.32 (0.2821)	*26	25.74 (0.3748)
	*41	205.35 (0.4327)	41	211.29 (0.3115)	34	28.45 (0.4142)

	Paso de carga	Cortante basal (CB/Wt) Ton	Paso de carga	Cortante basal (CB/Wt) Ton	Paso de carga	Cortante basal (CB/Wt) Ton
<b>Criterio 3</b>	3	11.67 (0.0246)	3	17.39 (0.0256)	3	2.54 (0.0369)
	20	77.79 (0.1639)	15	86.97 (0.1282)	20	16.94 (0.2467)
	*37	143.90 (0.3032)	*27	156.54 (0.2308)	*31	26.25 (0.3822)
	43	167.24 (0.3524)	33	191.32 (0.2820)	36	30.48 (0.4438)

\* indica el paso de carga donde se registra el estado límite de servicio (ELS).

**Tabla 7.1 - Cortante basal asociado a los pasos de cargas de interés.**

Un resumen de los valores obtenidos, necesarios para la construcción del espectro de capacidad se muestran en las tablas 7.2 a 7.4.

En las figuras 7.1 a 7.3, 7.20 a 7.22 y 7.39 a 7.41 , se ilustra la evolución del periodo fundamental de la estructura con el desplazamiento experimentado por la azotea. Como era de esperarse, la incursión de la estructura en el intervalo inelástico de comportamiento produce el deterioro de la rigidez y el consecuente aumento del periodo fundamental.

De forma general, en los casos estudiados, se observó cierta similitud en las configuraciones deformadas normalizadas correspondientes al intervalo elástico e inelástico, lo que puede ser una señal de que para este nivel de cortante basal, aún es válida la hipótesis de que la forma de

la distribución de las fuerzas coincide con la configuración deformada, esto se cumplirá si la hipótesis de que la estructura trabaja en el modo fundamental de vibración es válida, figs 7.4 a 7.6, 7.23 a 7.25 y 7.42 a 7.44. Sin embargo, existen excepciones, que se comentan posteriormente.

La evolución de las articulaciones plásticas en cada uno de los marcos analizados se presenta en las figs 7.17 a 7.19, 7.36 a 7.38 y 7.55 a 7.57, desde la formación de la primera articulación hasta el nivel de carga inmediatamente anterior al que forma el mecanismo de colapso. De forma general, en los casos estudiados y basado en un análisis monotónico creciente, con una distribución triangular de cargas externas, se articulan primero los nodos de las trabes sometidos a momento positivo (losa a compresión), esto se debe a que la contribución del acero de la losa a momento negativo incrementa significativamente la resistencia. En todos los casos estudiados se observó que después de ocurrir las articulaciones por momento positivo en trabes se articulan los nodos inferiores de las columnas del primer nivel y por último los nodos en trabes sometidos a momento negativo. El incremento de resistencia debido a la contribución de la losa provoca, además del orden en que ocurren las articulaciones, la forma poco suave de los espectros de capacidad; este aspecto se discutirá con mayor detalle en el capítulo siguiente.

En la tabla 7.5 se muestran los índices de daño calculados con los métodos descritos en la sección 3.2. En ella aparecen únicamente los modelos estudiados cuyo periodo elástico está localizado en el intervalo de aceleraciones máximas del espectro de demanda y el deterioro de la estructura, lleva el espectro de capacidad hacia la rama descendente de la curva de demanda.

El método lineal supone que, antes de formarse en la estructura la primera articulación, se tiene 0% de daño (sección 2.2) y para el estado último de carga un 100% de daño, en caso de obtener el mecanismo de colapso. Cuando no fue posible encontrar el mecanismo de colapso, en la presente investigación el daño se calculó en proporción al número de articulaciones

formadas y al número de articulaciones totales que generan el mecanismo de colapso de la estructura.

Modelo	Ayala y Ye	Roufaiel y Meyer	Método lineal
ED - 14 - 3	0.144	0.129	0.1268
ED - 20 -1	0.662	0.162	0.2869
ED - 20 -3	0.430	0.071	0.2592

Tabla 7.5 - Indices de daño para algunos de los modelos estudiados.

Los resultados de los índices de daño, mostrados en la tabla 7.5, se caracterizan por que los métodos dan como resultado valores diferentes asociados a un mismo estado de daño estructural, dicha desventaja se había comentado en el capítulo III por lo que es necesario realizar más investigación en el tema. Sin embargo, el modelo ED - 14 - 3, para el cual se obtiene un cortante basal cercano al mecanismo de colapso de la estructura es donde los índices (obtenidos por los tres métodos estudiados) tienen mayor similitud.

### 7.3 - Edificio de catorce niveles ( ED - 14 ).

#### 7.3.1 - Criterio de diseño No. 1 ( $f_1 = 1.222$ ).

En la figura 7.13 se muestra el espectro de capacidad para el marco central del edificio de 14 niveles diseñado con el primer criterio para la resistencia en las traveses, se puede observar que el estado límite de servicio, se alcanza antes de que el espectro de capacidad interseque al espectro de demanda; sin embargo, en este punto la estructura aún no presenta un mecanismo pudiendo desarrollar mayor capacidad ante cargas laterales, soportando la demanda impuesta por el sismo de SCT-EW.



Las articulaciones plásticas aparecen inicialmente en los pisos superiores propagándose a los niveles inferiores, siempre en los nodos que trabajan a momento positivo. Luego, se propagan a las columnas de los pisos inferiores donde la carga sísmica produce fuerzas de tensión y por último, a los nodos en traveses que trabajan a momento negativo y a las columnas donde la carga sísmica produce fuerzas de compresión.

Los desplazamientos relativos de los entrepisos se muestran en la fig 7.10 para varios niveles de cortante basal, los valores máximos se concentran en los entrepisos 6, 7 y 8 (numerados desde la base de la estructura).

### 7.3.2 - Criterio de diseño No. 2 ( $f_2 = 1.589$ ).

Para el criterio de diseño No. 2, las deformaciones de entrepisos se dibujan en la fig 7.11, en ella se puede observar una concentración de los desplazamientos relativos en los entrepisos 9, 8 y 7, siendo máxima en el entrepiso 9. Dicha distribución varía suavemente con el aumento del cortante basal. El estado límite se registra en la convergencia del paso de carga N-41 en los pisos del 3 al 12 inclusive.

En la figura 7.5, se superponen las configuraciones deformadas normalizadas para el intervalo elástico e inelástico, llama la atención la configuración para N-41, en el cual los últimos tres niveles se desplazan como cuerpo rígido. Este comportamiento se justifica al estudiar el mecanismo de colapso en el que para un cortante basal aproximadamente de 205 ton se registran articulaciones en los nodos superiores de las columnas del entrepiso 11.

La evolución de las articulaciones plásticas se presenta en la fig 7.18, desde la formación de la primera articulación hasta el nivel de carga inmediatamente anterior al mecanismo de colapso. Las articulaciones ocurren inicialmente en los pisos superiores y se propagan hacia los pisos inferiores, primero en los nodos que trabajan con momentos sísmicos que someten la losa a compresión. A continuación se articulan los nodos inferiores de las columnas del primer nivel y los nodos superiores de las columnas del entrepiso 11.

El espectro de capacidad superpuesto al espectro de demanda, sismo del 19 de septiembre del 1985 registrado en SCT-EW, se presenta en la fig 7.14. En ella se muestra que el espectro de capacidad de la estructura interseca el espectro de demanda al final de su comportamiento elástico, sin que esta sollicitación le demande entrar en el intervalo de comportamiento inelástico. Razón por la cual sólo se superpone al espectro de capacidad el espectro de demanda elástico.

### 7.3.3 - Criterio de diseño No. 3 ( $f_3 = 0.978$ ) .

En la fig 7.12 se presentan los desplazamientos relativos de la estructura, se observa que las deformaciones máximas de entrepisos se concentran en los niveles 6, 7 y 8, al igual que en el marco ED - 14 - 1. El estado límite de servicio se alcanza para un cortante basal de 144 ton en los entrepisos del 4 al 12.

Al superponer las formas modales en el intervalo elástico e inelástico (fig 7.6), se repite el comportamiento observado en el ED - 14 - 2. Desde el paso de carga N-43 los tres últimos entrepisos tienen un comportamiento parecido al de un cuerpo rígido y comparando con la fig 7.19 se nota que las secciones superiores de las columnas del entrepiso 11 se articulan.

El espectro de capacidad para el modelo ED - 14 - 3, se presenta en la fig 7.15, en la que se señala el estado límite de deformación de entrepiso. Este espectro se caracteriza por alcanzar un periodo en el intervalo inelástico de 8.06 seg, mayor a los periodos registrados en los dos modelos estudiados anteriormente; sin embargo, este comportamiento es razonable debido a que este criterio de diseño produce las menores cuantías de refuerzos en trabes. El colocar menor cantidad de refuerzo en trabes, produce en el espectro de capacidad de la estructura un comportamiento similar al que se observa en el diagrama momento - curvatura de una trabe; es decir, al colocar menor acero se obtiene menor resistencia pero un aumento en la ductilidad, en este caso un aumento en el periodo último registrado en el comportamiento inelástico.

Es importante señalar, que el último punto de carga aplicado en el análisis está asociado a una aceleración espectral menor al penúltimo punto (tabla 7.4), a pesar de que por lo general dicho valor tiende a aumentar con el incremento del cortante basal. Lo anterior se debe a que la aceleración espectral está asociada a la forma modal de la estructura correspondiente a ese nivel de carga. En consecuencia, en puntos de solución cercanos al colapso la hipótesis de que la distribución de cargas, correspondiente al modo fundamental inicial, no es válida en muchos casos para el análisis post-fluencia y se puede esperar un decremento en los valores de aceleración espectral.

La secuencia de aparición de las articulaciones plásticas se presentan en la fig 7.19, a semejanza de los edificios anteriores de 14 niveles, las articulaciones plásticas inician en los pisos superiores y se propagan a pisos inferiores primero en las juntas que trabajan a momento positivo, luego a las columnas del primer piso y a los nodos de traveses sometidos a momento negativo. Por último se articulan los nodos superiores de las columnas de piso No. 11.

#### *7.3.4 - Comparación de los criterios de diseño para el edificio de 14 niveles.*

En la fig 7.58 se muestra el desplazamiento de la azotea, para los tres criterios de diseño, en función del cortante basal.

Se observa que para los edificios de 14 niveles estudiados, a menor refuerzo en traveses el límite del comportamiento elástico se alcanza a menor cortante basal; sin embargo, en estas condiciones se llega a valores de periodo y de desplazamientos de azotea mayores.

En la fig 7.16 se superponen los espectros para los edificios estudiados. El hecho de aumentar el refuerzo en traveses hace variar los momentos de inercia y provoca cambios en el periodo inicial de la estructura. Al incrementar el refuerzo en traveses con alguno de los criterios de resistencias estudiados, se producen variaciones en la forma del espectro, tendientes a aumentar la aceleración espectral para un mismo periodo y a disminuir el último periodo alcanzado.

#### 7.4 - Edificio de veinte niveles (ED - 20).

##### 7.4.1 - Criterio de diseño No. 1 ( $f_1 = 1.222$ ).

El espectro de capacidad para el marco central del edificio de 20 niveles, diseñado con el primer criterio de resistencia, se muestra en la fig 7.32. La estructura alcanza su estado límite de servicio para un cortante basal de 190.68 ton. Para este nivel de cortante, fig 7.36, sólo se han articulado los nodos de traveses que trabajan a momento positivo y los nodos superiores de la columna central en los entrepisos 17 y 18, y columna externa del nivel 17 donde la fuerza sísmica produce fuerzas de tensión.

Las configuraciones deformadas normalizadas para distintos niveles de cortante basal se muestran en la fig 7.23, se puede observar que para un cortante basal de 17.39 ton y 190.68 ton, son muy similares.

La fig 7.29 muestra los desplazamientos de entrepisos sometidos a varios niveles de carga sísmica. En ella se puede observar que los valores máximos ocurren en los entrepisos 13 y 14.

##### 7.4.2 - Criterio de diseño No. 2 ( $f_2 = 1.589$ ).

Los resultados del análisis no-lineal del marco diseñado con el criterio No. 2, mostraron que la estructura es incapaz de desarrollar un comportamiento inelástico satisfactorio. Es decir, el punto de finalización de la curva de comportamiento de la estructura no alcanza a cruzar la demanda impuesta por la excitación (fig 7.33). Este efecto puede notarse, además, en las figuras 7.24 y 7.21, donde el cambio en el periodo en función del cortante basal es mínimo y las formas modales en el intervalo elástico asociado al paso de carga N-3 y la asociada al paso de carga N-41 son similares, tabla 7.6. En consecuencia, el amortiguamiento asociado al deterioro de la estructura y aplicado a la excitación, calculado en función de la ductilidad global desarrollada por la estructura, es del 10% (ver tabla 3.1).

La poca incursión en el intervalo inelástico de la estructura podría en principio explicarse si se considerara la contribución de otros modos de vibración diferente al primero, desafortunadamente, en esta investigación no se consideró en el análisis, el efecto de modos superiores.

Aceptando que la contribución más importante es la del modo fundamental, la poca incursión en el intervalo inelástico de comportamiento de la estructura se debe a que para un cortante basal de 173.93 ton los nodos de las columnas del entrepiso 18 y 17 se articulan, habiendo ocurrido sólo una articulación en secciones de trabes (fig 7.37). Si observamos los desplazamientos relativos, fig 7.30, es notorio la concentración de deformación de entrepiso en el nivel 17.

#### 7.4.3 - Criterio No. 3 de diseño ( $f_3 = 0.978$ ).

La evolución de las articulaciones plásticas para este criterio se presenta en la fig 7.38. A diferencia del modelo ED - 20 - 2, la formación de las articulaciones plásticas en las secciones de los elementos inician en los nodos de las trabes sometidos a momento positivo distribuidos de forma irregular en la altura del edificio. Los nodos de trabes sometidos a momento positivo, la mayoría de los nodos a momento negativo y los nodos de las columnas centrales de los pisos 19, 18 y 17 se articulan para un cortante basal de 191.32 ton.

El estado límite de servicio se alcanza para un cortante basal de 156.54 ton, después de haber cruzado el espectro de capacidad al de demanda, fig 7.34.

Es interesante observar (fig 7.25) la configuración deformada normalizada inelástica, para el nivel de carga N-33, superpuesta a la forma modal correspondiente a 17.393 ton, donde se empieza a notar diferencia entre las configuraciones; lo que no ocurre en las configuraciones obtenidas en los otros dos criterios para los cuales fue diseñado este marco.

Los desplazamientos relativos de entresijos (fig 7.31) varían suavemente en función del cortante basal, existiendo los desplazamientos máximos en los entresijos 9, 11 y 13.

#### *7.4.4 - Comparación de los criterios de diseño para el edificio de 20 niveles.*

La superposición de los desplazamientos de azotea en función del cortante basal para los tres marcos analizados, se presenta en la fig 7.59. Su comportamiento es similar a los edificios de 14 niveles donde, a menor refuerzo en trabes, el límite del comportamiento elástico se alcanza a menor cortante basal, aunque en estas condiciones se tienen periodos y desplazamientos mayores.

La fig 7.35 presenta un resumen de los espectros de capacidad para estos edificios.

#### *7.5 - Edificio de tres niveles (ED - 3).*

##### *7.5.1 - Criterio de diseño No. 1 ( $f_1 = 1.222$ ).*

En este marco los desplazamientos relativos máximos de entresijos se concentran en el primer nivel, como se observa en la fig 7.48.

Las articulaciones plásticas aparecen inicialmente en las trabes del primer nivel y se propagan a la base de las columnas de este entresijo; primero a la columna del extremo donde la carga lateral tiende a producir fuerzas de tensión y luego a la columna central, ver fig 7.55.

En la fig 7.51 se observa que el espectro de capacidad interseca al espectro de demanda al final de su comportamiento elástico, sin que le llegue a imponer deformaciones inelásticas importantes, por esta razón en esta figura sólo aparece el espectro de demanda elástico. El estado límite, señalado en esta figura, se alcanza para un cortante basal de 25.40 ton.

*7.5.2 - Criterio de diseño No. 2 ( $f_2 = 1.589$ ).*

El espectro de capacidad superpuesto al espectro de demanda se presenta en la fig 7.52, el espectro de capacidad interseca al espectro del registro de SCT-EW para un 5% de amortiguamiento al final del intervalo elástico, sin que esta excitación le demande incursionar en el correspondiente intervalo inelástico.

El estado límite de deformación de entrepiso se alcanza para un cortante basal de 25.74 ton, valor similar al correspondiente al modelo ED - 3 - 1.

La secuencia de aparición de articulaciones plásticas es parecida a la que se registró para el criterio de diseño anterior, fig 7.56. La configuración deformada elástica graficada junto a la configuración inelástica correspondiente al paso de carga N-34, se presenta en la fig 7.43.

*7.5.3 - Criterio de diseño No. 3 ( $f_3 = 0.978$ ).*

Para éste criterio de diseño, el espectro de capacidad guarda cierta similitud al espectro obtenido en el ED - 3 - 1, donde el espectro de demanda no hace incursionar la estructura en el intervalo inelástico, fig 7.53.

Las articulaciones plásticas asociadas a ciertos niveles de cortante basal se muestran en la fig 7.57.

*7.5.4 - Comparación de los criterios de diseño para el edificio de 3 niveles.*

Los edificios de tres niveles diseñados con diferentes criterios de resistencia en trabes, se caracteriza por tener en común que el inicio del intervalo inelástico se produce relativamente al mismo nivel de aceleración espectral, como se puede ver en la fig 7.54, donde se superponen los espectros de capacidad de los tres marcos analizados. Esta aceleración espectral casi coincide con la aceleración espectral impuesta por el acelerograma de SCT-EW,

en consecuencia para esta excitación el comportamiento inelástico de los marcos es mínimo. La secuencia en la formación de las articulaciones plásticas es también similar.

En la fig 7.60 se superponen las curvas cortante basal - deformación de azotea para los tres marcos. Se observa que el ED - 3 - 1 finaliza su comportamiento elástico para un cortante basal de 15.241 ton, para el ED - 3 - 2 el comportamiento elástico termina para un cortante de 16.935 ton y el ED - 3 - 3 finaliza su comportamiento elástico para un cortante de 16.935 ton; todos los valores son similares, incluso para el edificio con el menor refuerzo en trabes (tercer criterio) y el edificio con el mayor refuerzo en trabes (primer criterio).



Tabla 7.2 - Valor del periodo para varios niveles de cortante basal Edificio de 14 niveles

	Cortante Basal (ton)	Aceleración Espectral (1/g)	Periodo (seg)
<b>Criterio 1</b>	0.000000	0.000000	1.39866
	73.89578	0.22880	1.39866
	77.78503	0.24214	1.40536
	81.67428	0.25661	1.41785
	85.56354	0.26883	1.41785
	93.34200	0.29491	1.44315
	93.23130	0.31360	1.49446
	108.89910	0.37181	1.82318
	116.67760	0.39117	2.23207
	120.56680	0.40420	2.23207
	124.45610	0.40479	2.31356
	128.34530	0.41744	2.31356
	143.90230	0.45991	2.36435
	155.57010	0.48989	2.44247
178.90560	0.57474	3.18843	
<b>Criterio 2</b>	0.000000	0.00000	1.27887
	101.12050	0.31029	1.27887
	105.00980	0.32459	1.28805
	108.89900	0.34009	1.30610
	116.67760	0.37258	1.33513
	120.56680	0.38500	1.33513
	124.45610	0.40561	1.36519
	126.01180	0.41473	1.39137
	128.34530	0.43236	1.46395
	132.23456	0.44546	1.46395
	135.34600	0.45873	1.49817
	140.01310	0.49848	1.66085
	143.90230	0.50783	1.75740
	154.01440	0.52293	1.83903
158.68150	0.52794	2.02923	
205.35250	0.65528	2.78225	
<b>Criterio 3</b>	0.000000	0.00000	1.44817
	73.895780	0.23056	1.44817
	77.785030	0.24926	1.49195
	81.674280	0.26315	1.51882
	85.563500	0.28552	1.66075
	89.452800	0.30756	1.75734
	97.231300	0.32401	2.28390
	112.78300	0.36942	2.39960
	143.90230	0.44169	2.41435
	155.57007	0.51086	2.63953
	167.23780	0.54462	5.10137
	175.01630	0.46639	8.05590

Tabla 7.3 - Valor del periodo para varios niveles de cortante basal Edificio 20 niveles

	Cortante Basal (ton)	Aceleración Espectral (1/g)	Periodo (seg)
<b>Criterio 1</b>	0.000000	0.00000	2.16007
	127.54790	0.27897	2.16007
	128.83630	0.28234	2.16336
	133.34560	0.29222	2.16336
	133.98970	0.29363	2.16336
	139.14318	0.30605	2.16977
	153.05750	0.32775	2.39535
	154.60350	0.33376	2.41091
	156.53610	0.34115	2.43606
	162.33370	0.33555	2.48934
190.67769	0.41488	3.42974	
<b>Criterio 2</b>	0.000000	0.000000	2.03277
	156.53610	0.34536	2.03277
	162.33370	0.35892	2.03609
	168.13130	0.37173	2.03609
	175.21730	0.38819	2.03965
	173.92890	0.38627	2.04336
	179.72660	0.39818	2.04336
	180.37079	0.40357	2.05540
	185.52420	0.41003	2.07292
	191.32190	0.42265	2.07292
	197.11950	0.43962	2.13588
	211.29150	0.46153	2.21123
	<b>Criterio 3</b>	0.000000	0.00000
81.166900		0.17745	2.23891
86.964500		0.19056	2.24280
92.762100		0.20326	2.24280
98.559800		0.21596	2.24280
104.35739		0.22867	2.24280
110.15500		0.24137	2.24280
115.92650		0.25408	2.24280
121.75030		0.26678	2.24280
127.54790		0.27441	2.29648
133.34560		0.28375	2.48991
156.53600		0.33864	3.55683
168.13130		0.36706	3.58733
191.32190		0.41462	4.00776

Tabla 7.4 - Valor del periodo para varios niveles de cortante basal Edificio de 3 niveles

	Cortante Basal (ton)	Aceleración Espectral (1/g)	Periodo (seg)
<b>Criterio 1</b>	0.000000	0.000000	0.62135
	15.24110	0.29652	0.62135
	16.08778	0.30863	0.65766
	16.93450	0.31884	0.72305
	17.78123	0.33478	0.72305
	18.62795	0.34134	0.76977
	19.47470	0.34830	0.92653
	20.32140	0.34830	1.46864
	25.40180	0.43537	1.46864
	27.09520	0.47350	1.64026
<b>Criterio 2</b>	0.000000	0.000000	0.59496
	16.08778	0.30883	0.59496
	16.25712	0.30797	0.63024
	16.93450	0.32080	0.63024
	17.61188	0.32774	0.69430
	17.78123	0.33089	0.69430
	18.62795	0.35359	0.85567
	18.96664	0.36002	0.85567
	25.74044	0.45656	0.90203
	26.24848	0.44815	1.47812
28.44996	0.48207	1.51759	
<b>Criterio 3</b>	0.000000	0.000000	0.64729
	16.93450	0.32602	0.64729
	17.78123	0.33127	0.68584
	18.62800	0.32861	0.83817
	19.47468	0.33328	1.58100
	26.24850	0.44902	1.65014
	27.09520	0.46350	1.65014
	27.94193	0.47250	1.83918
	30.48210	0.51225	3.46915

Fig 7.1 - ED - 14 - 1

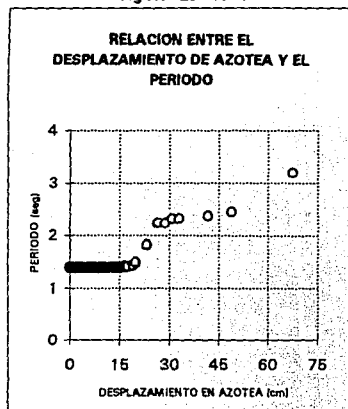


Fig 7.4 - ED - 14 - 1

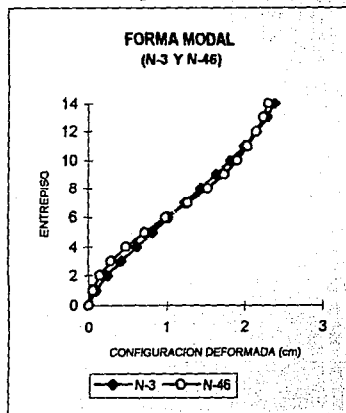


Fig 7.2 - ED - 14 - 2

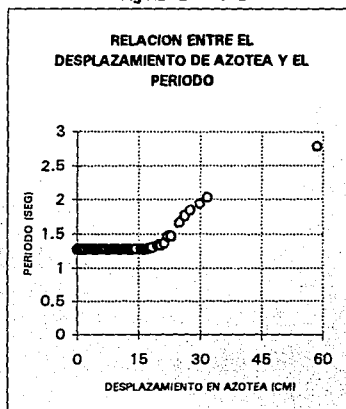


Fig 7.6 - ED - 14 - 2

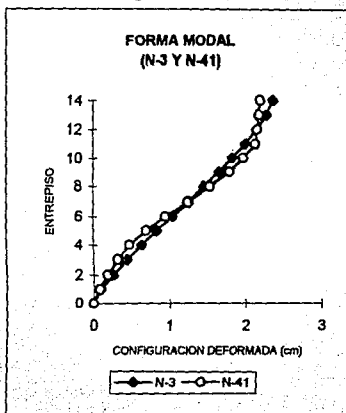


Fig 7.3 - ED - 14 - 3

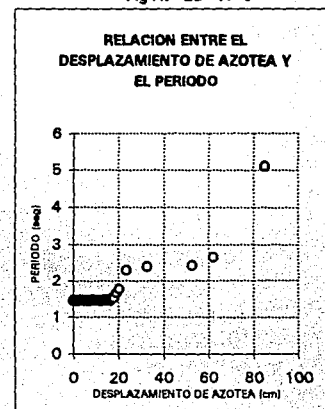


Fig 7.8 - ED - 14 - 3

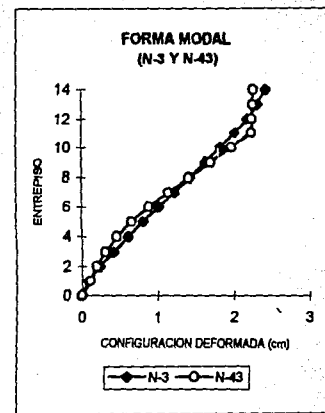


Fig 7.7 - ED - 14 - 1

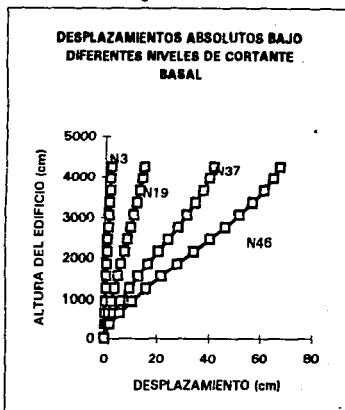


Fig 7.8 - ED - 14 - 2

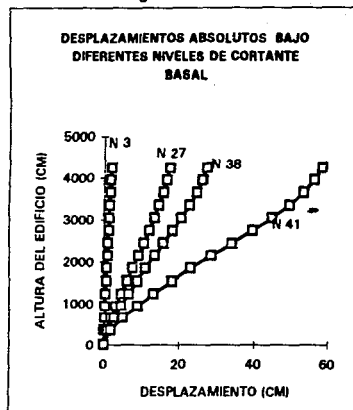


Fig 7.9 - ED - 14 - 3

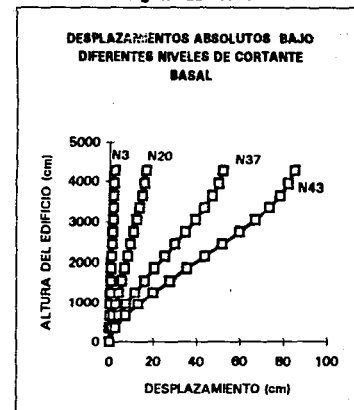


Fig 7.10 - ED - 14 - 1

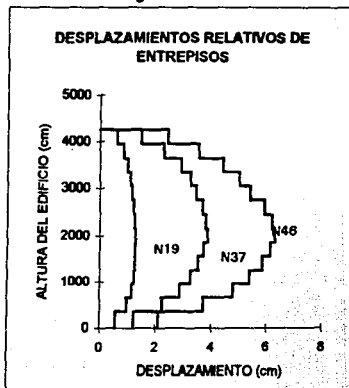


Fig 7.11 - ED - 14 - 2

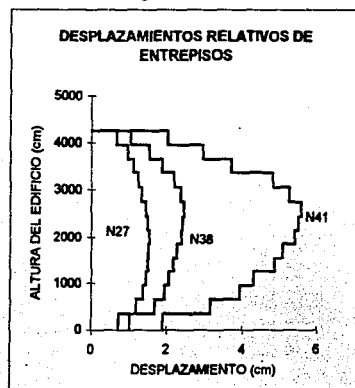
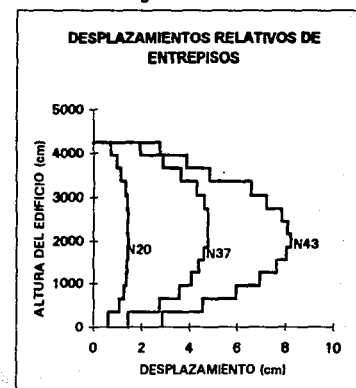


Fig 7.12 - ED - 14 - 3



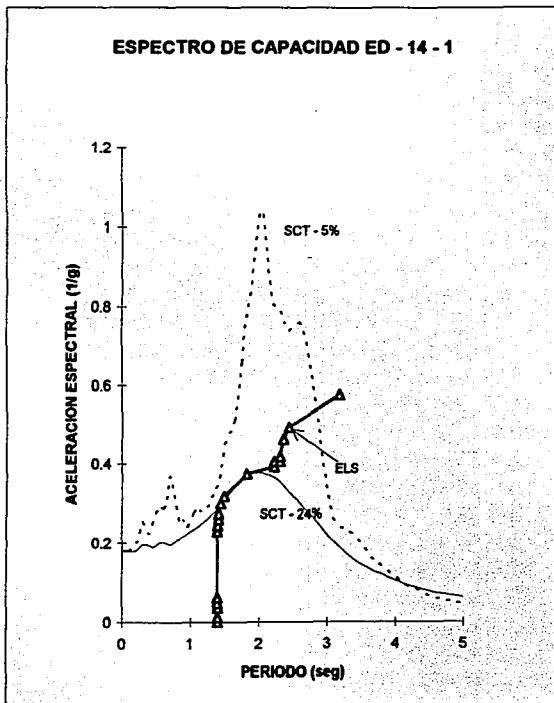


Fig 7.13 - ED - 14 - 1

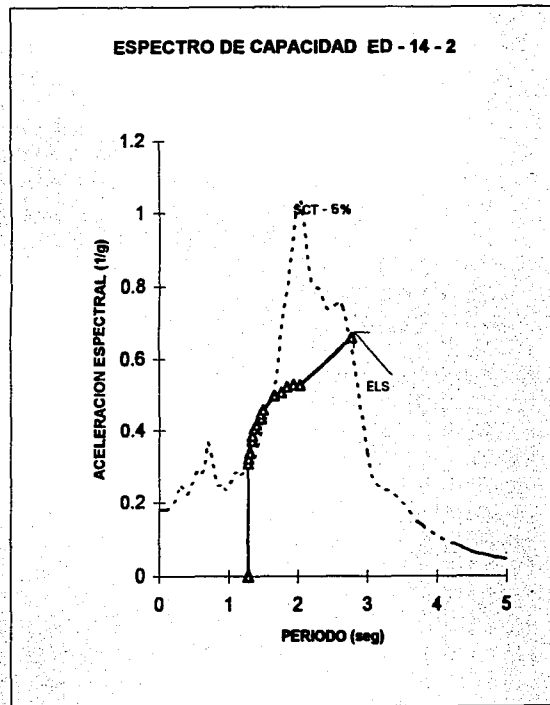


Fig 7.14 - ED - 14 - 2

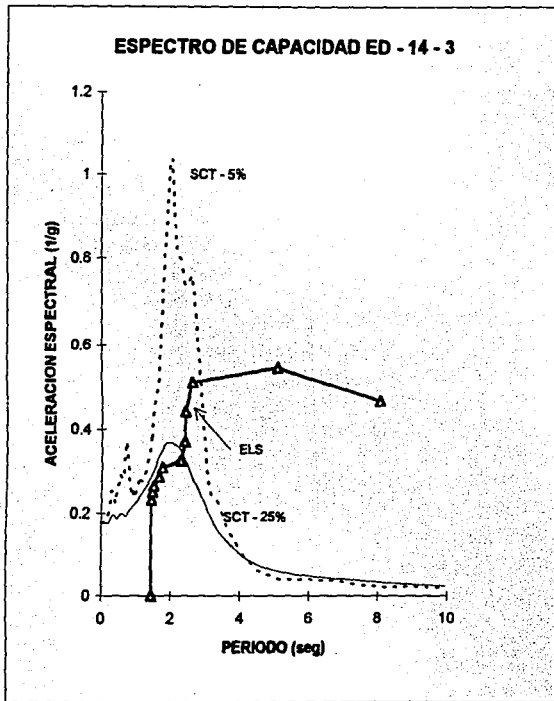


Fig 7.15 - ED - 14 - 3

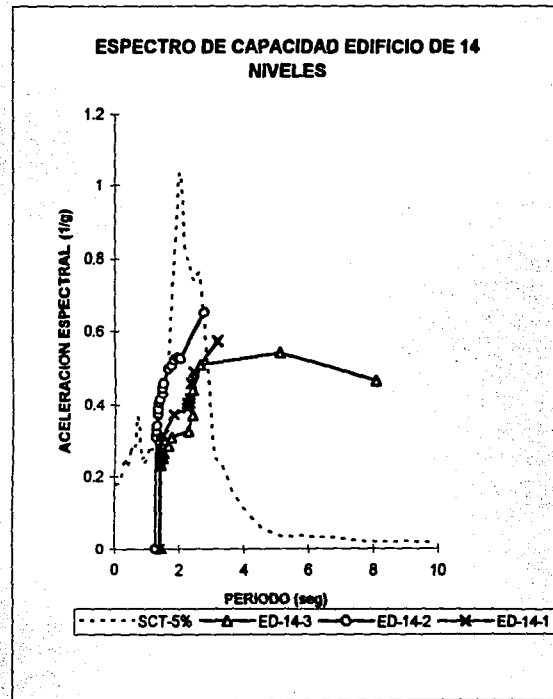
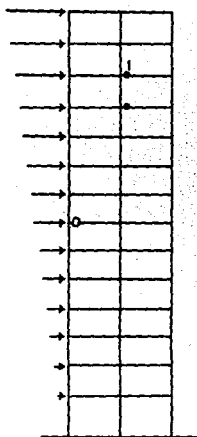


Fig 7.16 - ED - 14

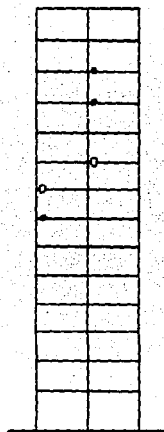
Fig 7.17 - Distribución de las articulaciones plásticas ED -14 - 1

LEYENDA

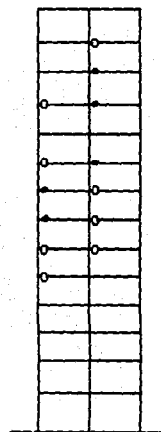
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



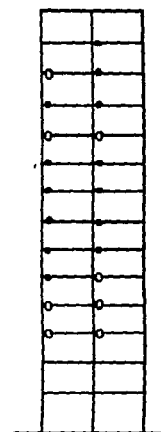
N = 24  
Vb = 93.3420 ton



N = 25  
Vb = 97.2313 ton



N = 28  
Vb = 108.8991 ton



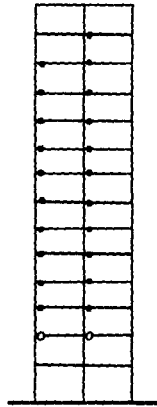
N = 30  
Vb = 116.6776 ton



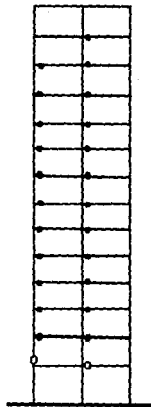
Fig 7.17 - Distribución de las articulaciones plásticas ED -14 - 1

LEYENDA

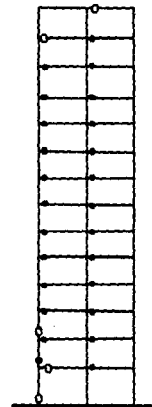
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



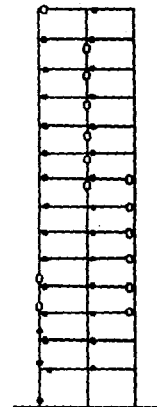
N = 32  
Vb = 124. 4561 ton



N = 37  
Vb = 143.9023 ton



N = 40  
Vb = 155. 5701 ton

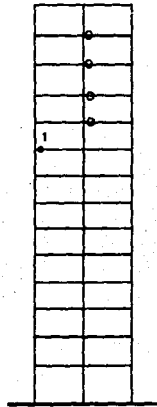


N = 48  
Vb = 178.9056 ton

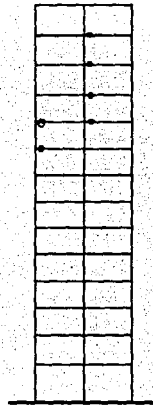
**Fig 7.18 - Distribución de las articulaciones plásticas ED -14 - 2**

**LEYENDA**

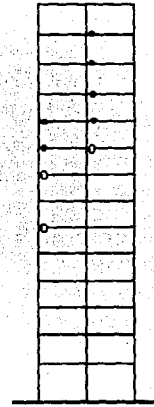
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



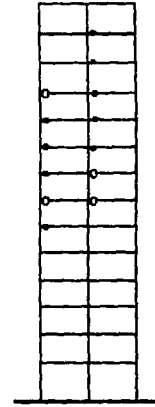
**N = 30**  
**Vb = 116.6776 ton**



**N = 32**  
**Vb = 124.4561 ton**



**N = 33**  
**Vb = 128.3453 ton**

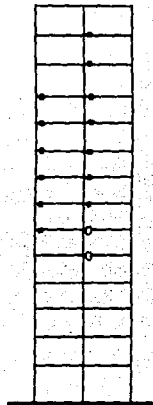


**N = 36**  
**Vb = 140.0131 ton**

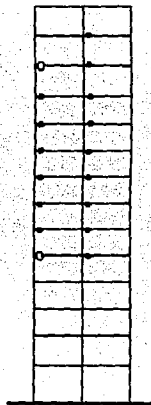
Fig 7.18 - Distribución de las articulaciones plásticas ED -14 - 2

LEYENDA

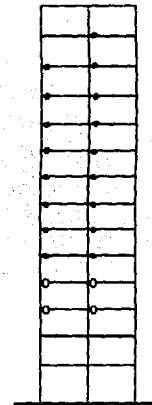
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



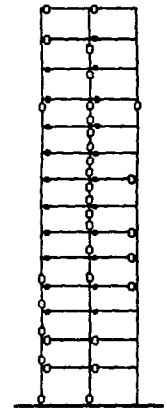
N = 37  
Vb = 143.9023 ton



N = 38  
Vb = 147.7916 ton



N = 39  
Vb = 158.6815 ton

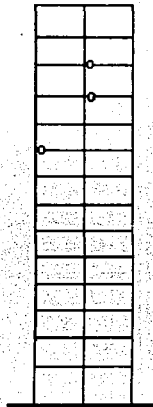


N = 41  
Vb = 205.3525 ton

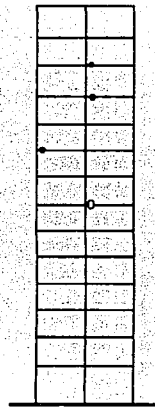
**Fig 7.19 - Distribución de las articulaciones plásticas ED -14 - 3**

**LEYENDA**

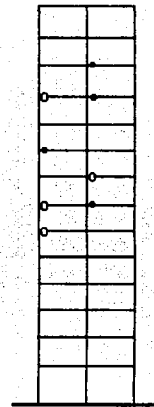
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



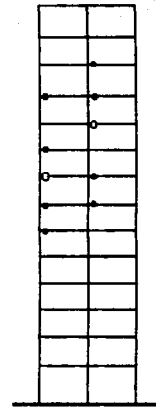
**N = 20**  
**Vb = 77.7850 ton**



**N = 21**  
**Vb = 81.6743 ton**



**N = 22**  
**Vb = 85.5635 ton**

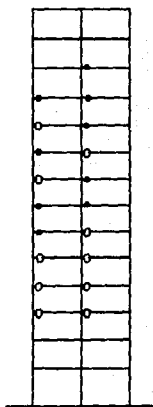


**N = 23**  
**Vb = 89.4528 ton**

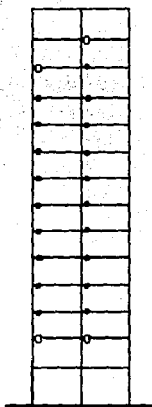
**Fig 7.19 - Distribución de las articulaciones plásticas ED -14 - 3**

**LEYENDA**

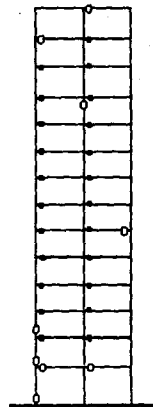
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



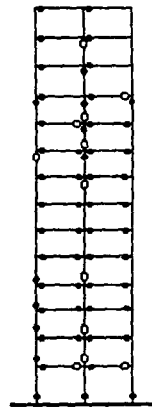
**N = 25**  
**Vb = 97.2313 ton**



**N = 29**  
**Vb = 112.7883 ton**



**N = 37**  
**Vb = 143.9023 ton**



**N = 45**  
**Vb = 175.02 ton**

Fig 7.21 - ED - 20 - 1

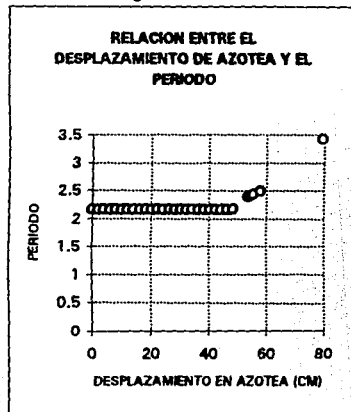


Fig 7.22 - ED - 20 - 2

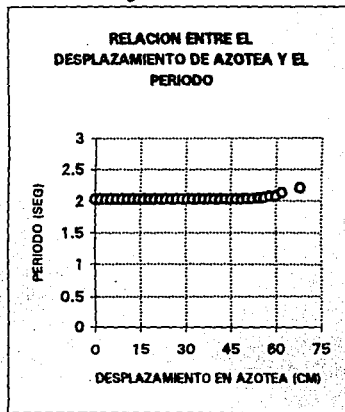


Fig 7.23 - ED - 20 - 3

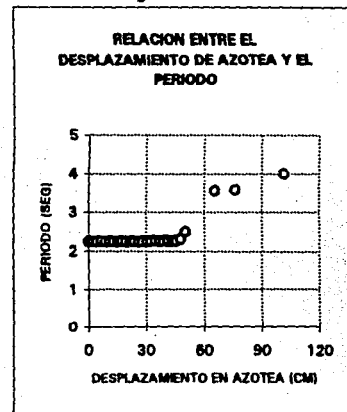


Fig 7.24 - ED - 20 - 1

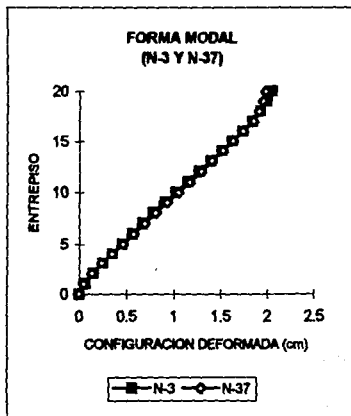


Fig 7.25 - ED - 20 - 2

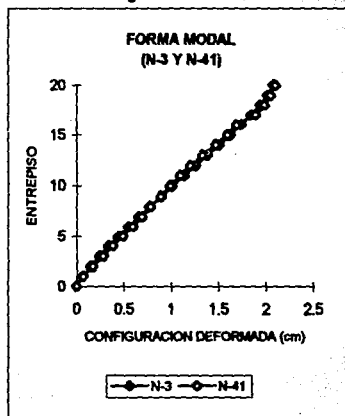


Fig 7.26 - ED - 20 - 3

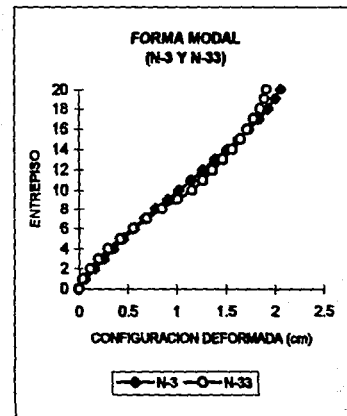


Fig 7.27 - ED - 20 - 1

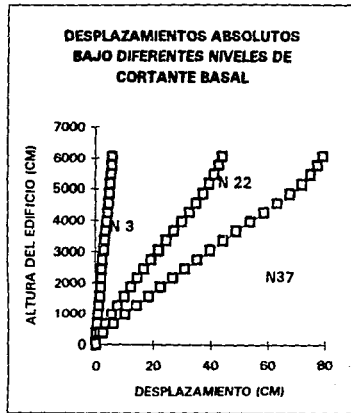


Fig 7.30 - ED - 20 - 1

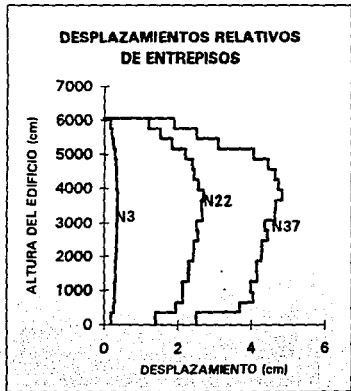


Fig 7.28 - ED - 20 - 2

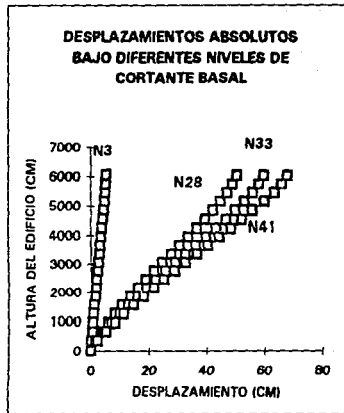


Fig 7.31 - ED - 20 - 2

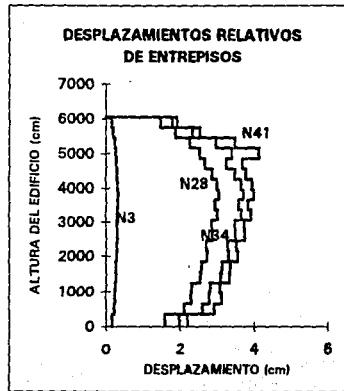


Fig 7.29 - ED - 20 - 3

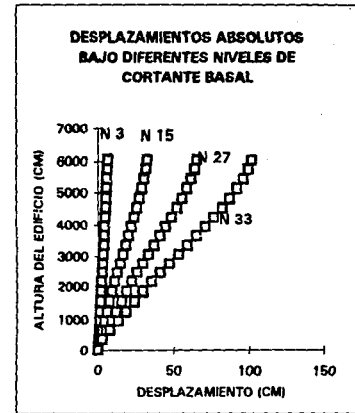
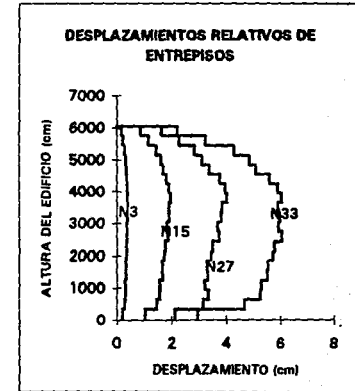


Fig 7.32 - ED - 20 - 3



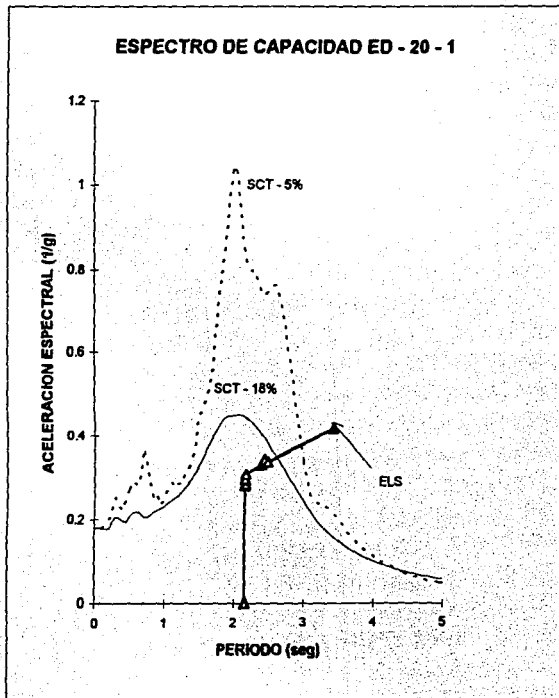


Fig 7.33 - ED - 20 - 1

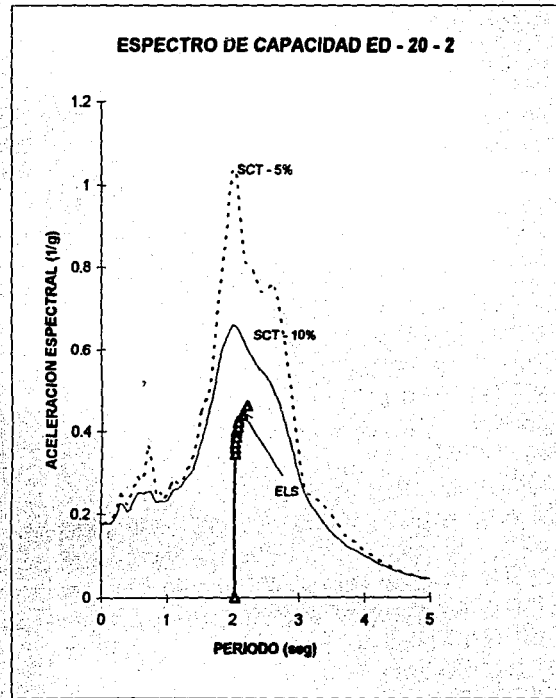


Fig 7.34 - ED - 20 - 2



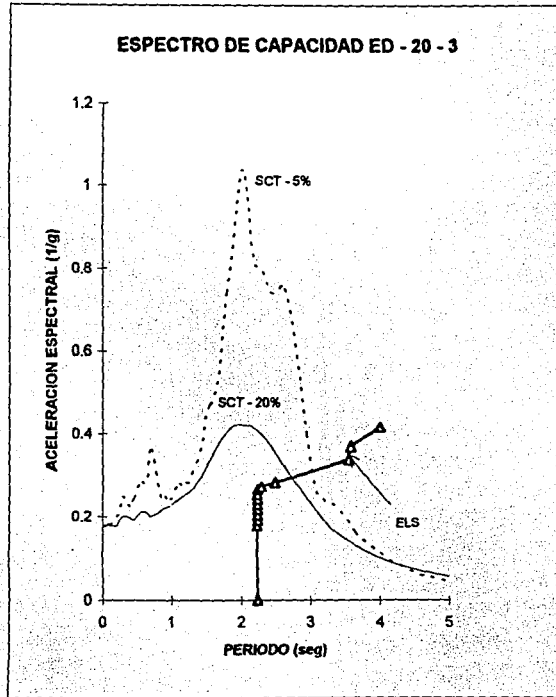


Fig 7.35 - ED - 20 - 3

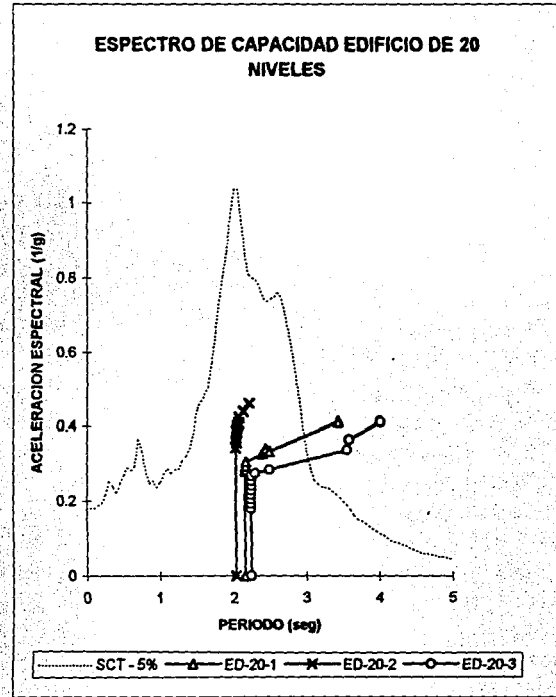
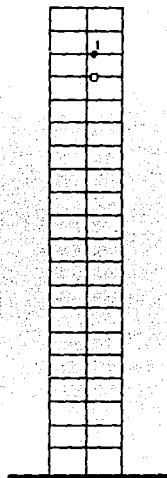


Fig 7.36 - ED - 20

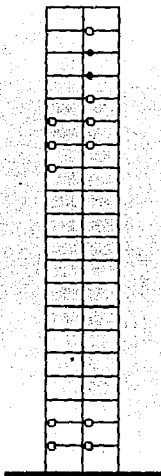
Fig 7.36 - Distribución de las articulaciones plásticas ED - 20 - 1

LEYENDA

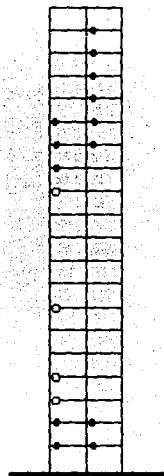
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



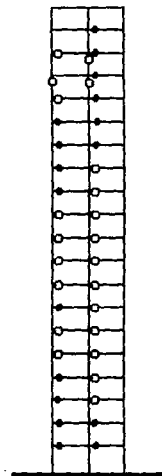
N = 24  
Vb = 139.1432 ton



N = 27  
Vb = 156.536 ton



N = 35  
Vb = 162.3337 ton

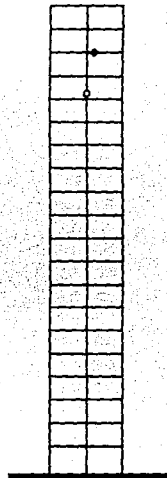


N = 37  
Vb = 190.6777 ton

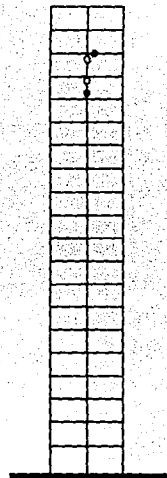
Fig 7.37 - Distribución de las articulaciones plásticas ED - 20 - 2

LEYENDA

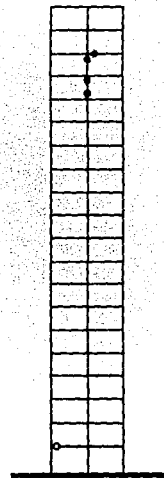
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



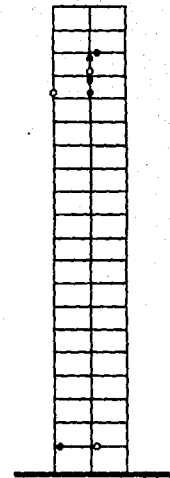
N = 30  
Vb = 173.9289 ton



N = 31  
Vb = 179.7260 ton



N = 32  
Vb = 185.5240 ton

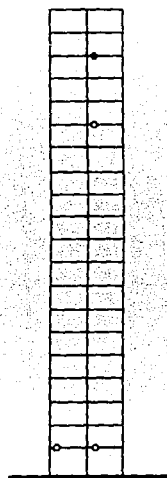


N = 33  
Vb = 191.3219 ton

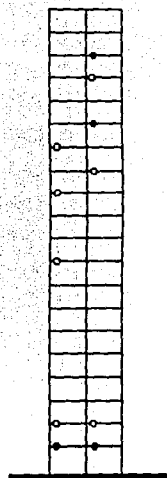
Fig 7.38 - Distribución de las articulaciones plásticas ED - 20 - 3

LEYENDA

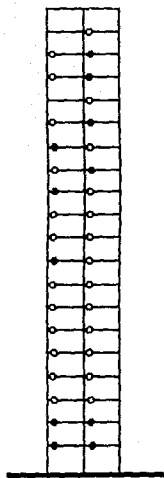
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



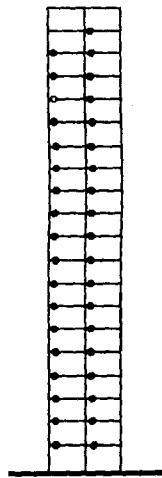
N = 22  
Vb = 127.5479 ton



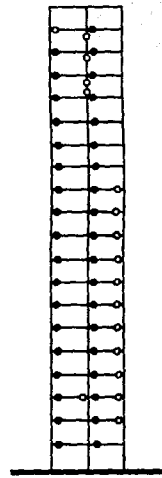
N = 23  
Vb = 133.3450 ton



N = 27  
Vb = 156.5360 ton



N = 29  
Vb = 168.1313 ton



N = 33  
Vb = 191.3219 ton

Fig 7.41 - ED - 3 - 1

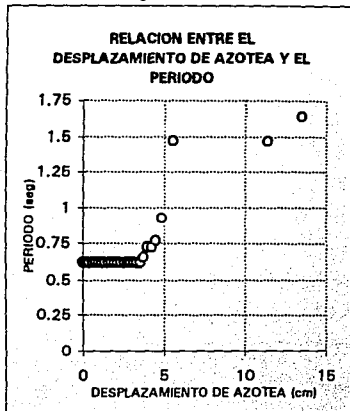


Fig 7.44 - ED - 3 - 1

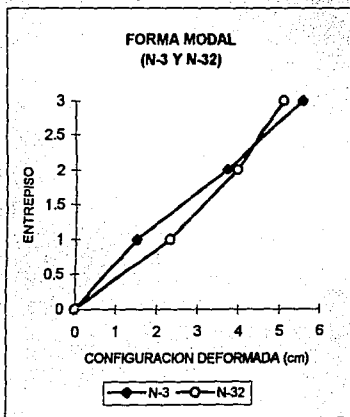


Fig 7.42 - ED - 3 - 2

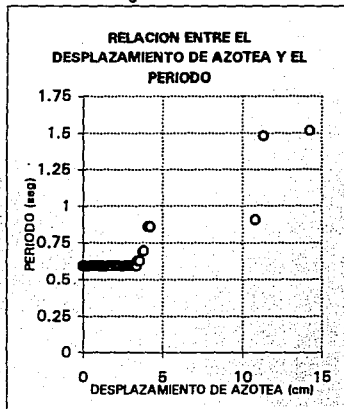


Fig 7.45 - ED - 3 - 2

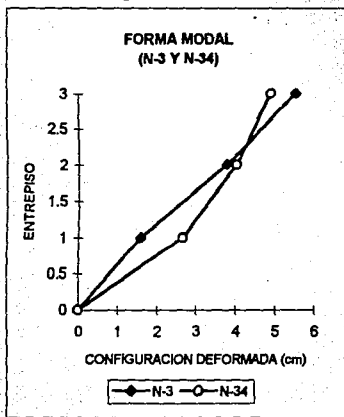


Fig 7.43 - ED - 3 - 3

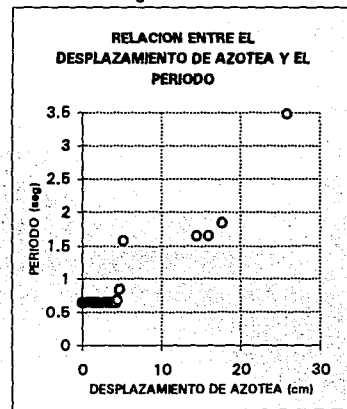


Fig 7.46 - ED - 3 - 3

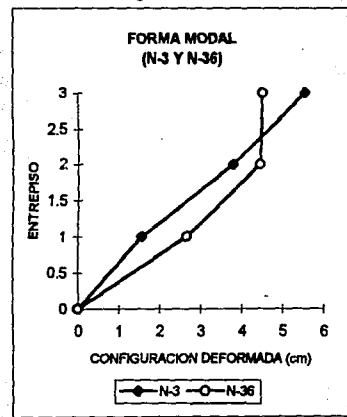


Fig 7.47 - ED - 3 - 1

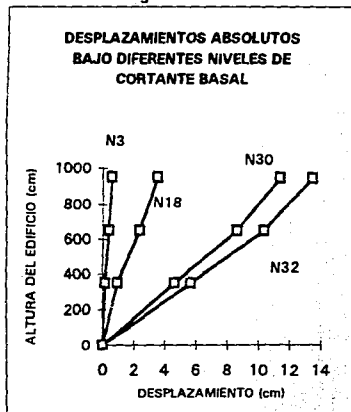


Fig 7.48 - ED - 3 - 2

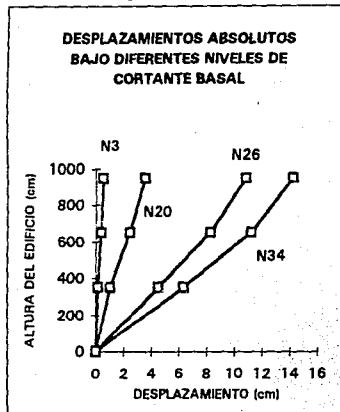


Fig 7.49 - ED - 3 - 3

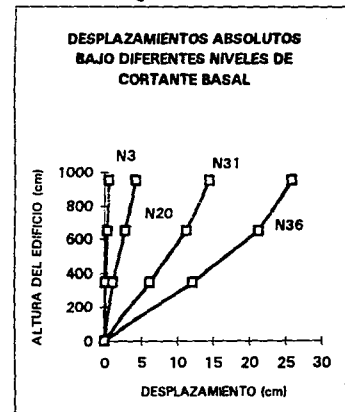


Fig 7.50 - ED - 3 - 1

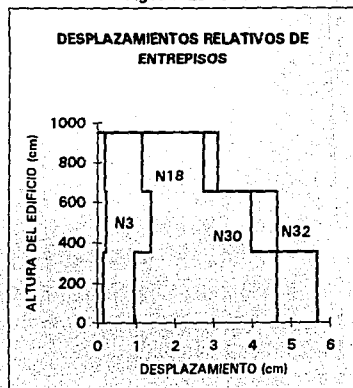


Fig 7.51 - ED - 3 - 2

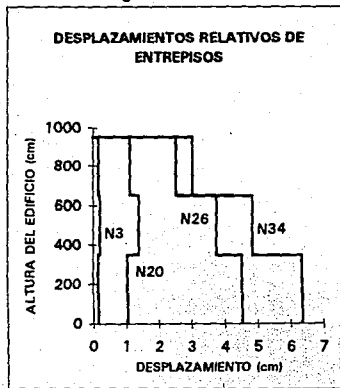
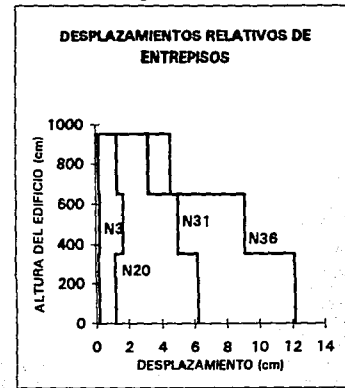


Fig 7.52 - ED - 3 - 3



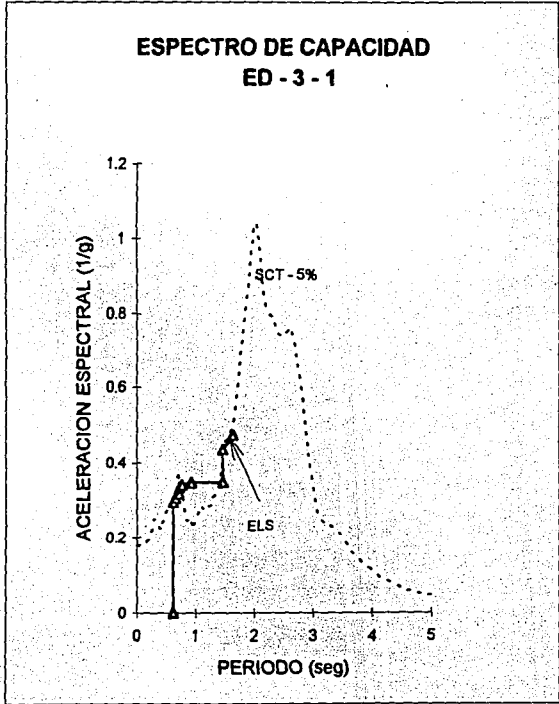


Fig 7.53 - ED - 3 - 1

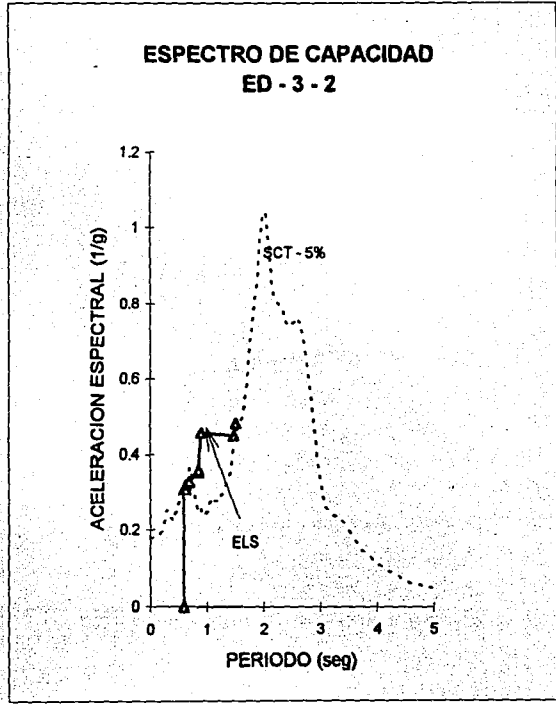


Fig 7.54 - ED - 3 - 2

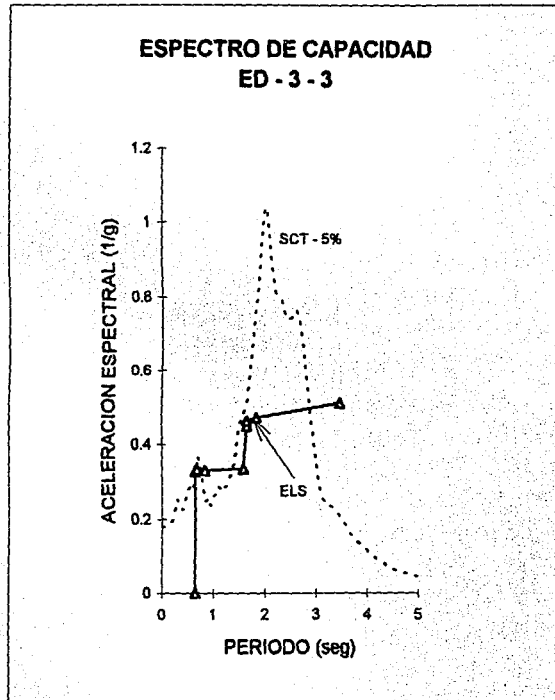


Fig 7.55 - ED - 3 - 3

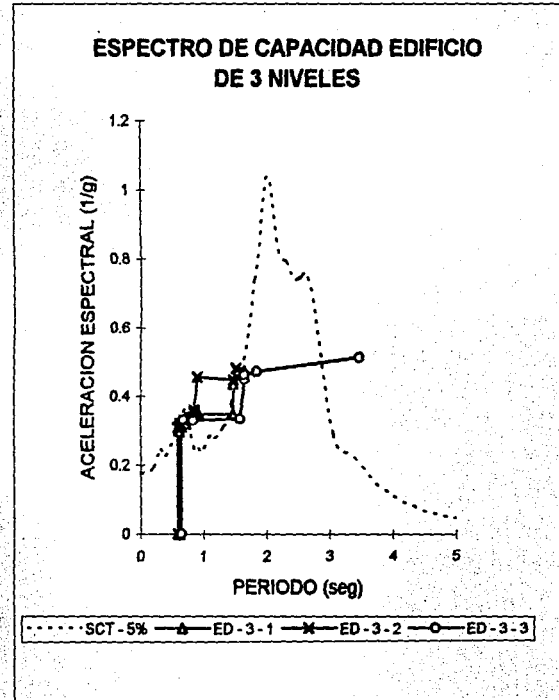


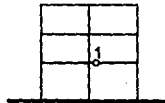
Fig 7.56 - ED - 3



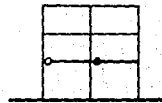
**Fig 7.55 - Distribución de las articulaciones plásticas ED - 3 - 1**

**LEYENDA**

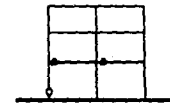
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



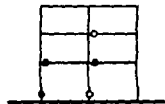
N = 19  
Vb = 16.087 ton



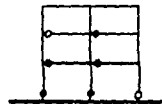
N = 20  
Vb = 16.9345 ton



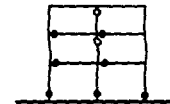
N = 22  
Vb = 18.6279 ton



N = 23  
Vb = 19.4746 ton



N = 24  
Vb = 20.3214 ton

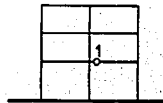


N = 32  
Vb = 27.0952 ton

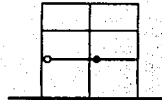
**Fig 7.56 - Distribución de las articulaciones plásticas ED - 3 - 2**

**LEYENDA**

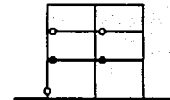
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



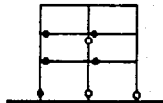
**N = 20**  
**Vb = 16.9345 ton**



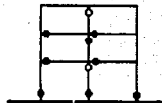
**N = 21**  
**Vb = 17.7812 ton**



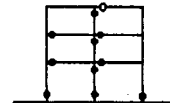
**N = 22**  
**Vb = 18.6279 ton**



**N = 31**  
**Vb = 26.2484 ton**



**N = 33**  
**Vb = 28.4499 ton**

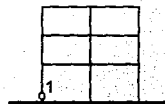


**N = 34**  
**Vb = 28.7886 ton**

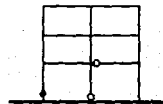
Fig 7.57 - Distribución de las articulaciones plásticas ED - 3 - 3

LEYENDA

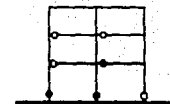
- Articulaciones recientes
- Articulaciones existentes



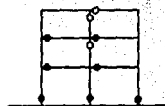
N = 21  
Vb = 17.7812 ton



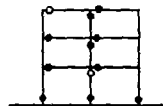
N = 22  
Vb = 18.6280 ton



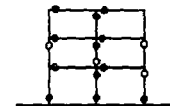
N = 23  
Vb = 19.4746 ton



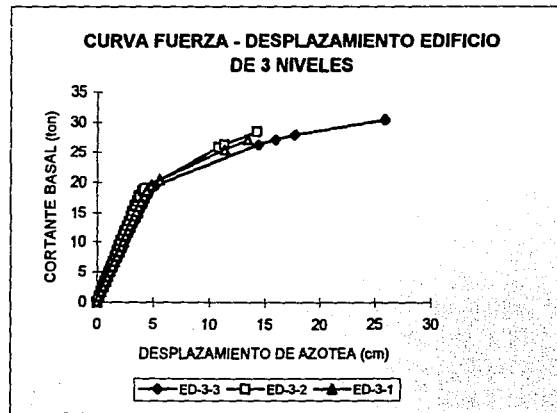
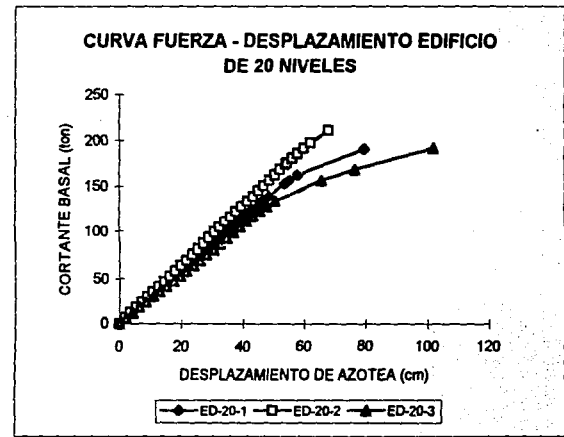
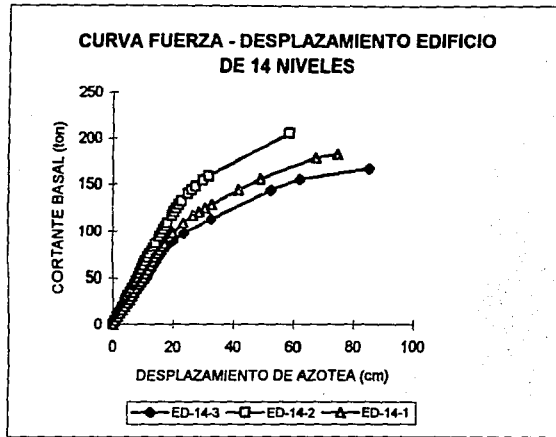
N = 31  
Vb = 26.2484 ton



N = 33  
Vb = 27.9414 ton



N = 36  
Vb = 30.4821 ton



## CAPITULO VIII

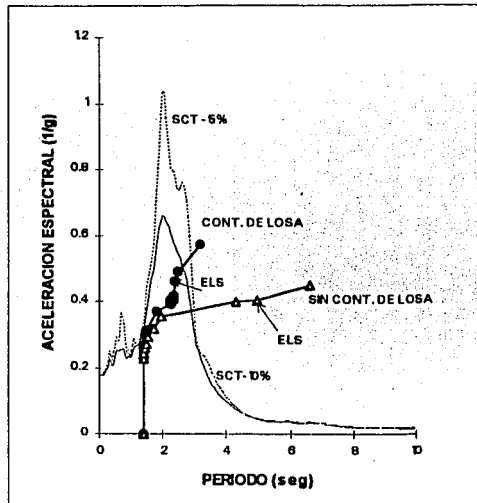
### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### *8.1 - Conclusiones.*

En este trabajo se estudió la aplicación del Método del Espectro de Capacidad, como una herramienta para evaluar la capacidad de edificios y su posible comportamiento inelástico ante sismos intensos. El método se aplicó a tres marcos de diferentes alturas, cada uno de éstos se diseñó con tres criterios de resistencias en trabes (Castillo, 1993). Para cada uno de estos marcos se realizó un análisis estático no lineal incremental al colapso, construyéndose su espectro de capacidad y comparándose con el espectro de respuesta correspondiente al registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT-EW) considerado como demanda. Del trabajo se puede concluir lo siguiente:

- a) El considerar la contribución de la losa en la resistencia de las trabes produce cambios significativos en la forma del espectro de capacidad, como se puede observar en la fig 8.1. Es decir, el aumento de resistencia en los nodos sometidos a momento negativo permite un incremento en la capacidad (aceleración espectral), pero reduce los periodos para los cuales se registran el estado limite de servicio y el colapso.
- b) La determinación del espectro de capacidad podrá realizarse sólo para un sentido de la carga monotónica creciente, en estructuras en las que se garantice que su distribución de resistencias es simétrica. En otros casos el análisis deberá realizarse en ambas direcciones.
- c) De acuerdo con lo que se observó en el análisis del marco ED - 14 - 3, en puntos del Espectro de Capacidad cercanos al colapso, la aceleración espectral asociada a un cortante basal creciente puede disminuir. Esto ocurre cuando existen cambios sustanciales en la

forma modal fundamental, lo que invalida la hipótesis de que en cualquier estado (elástico o inelástico) la distribución lateral de carga no cambia.



**Fig 8.1 - Comparación del efecto de contribución de la losa en el espectro de capacidad modelo ED-14-1.**

d) El aumentar la resistencia en las trabes causó, en los marcos estudiados, retraso en el inicio del intervalo inelástico; es decir, la no linealidad inició a un nivel de aceleración espectral mayor, en comparación al valor de la aceleración espectral del marco con menor resistencia en trabes, pero disminuyó la capacidad de deformación en el intervalo inelástico. En consecuencia, este efecto disminuye la ductilidad global de la estructura, pudiendo ocasionar que el colapso ocurra antes de alcanzar la demanda.

Particularmente, en el marco ED - 14 - 2 el aumento de resistencia de las trabes provocó una respuesta totalmente elástica ante el registro SCT-EW, a diferencia de la respuesta del marco ED - 20 - 2 donde la estructura tiene un comportamiento no satisfactorio ante la

misma excitación. Sin embargo, ambas estructuras se caracterizan por tener mecanismos de colapso no sanos (formación de articulaciones plásticas en columnas) y una pequeña capacidad de deformación en el intervalo inelástico.

- e) En los análisis de los marcos de tres niveles, se observó que la concentración de desplazamientos relativos de entrepiso siempre ocurrió en el primer nivel y los cambios del refuerzo en las trabes, no provocaron variación significativa en el inicio del comportamiento no lineal, para los tres casos estudiados dentro de este grupo. El acelerograma de SCT-EW no le demandó comportamiento inelástico.
- f) Para el marco de 14 niveles, diseñado con el factor de sobre-resistencia ( $f_1 = 1.222$ ) se observó que el estado límite de servicio (deformación de entrepiso) se alcanzó antes que la curva de capacidad cruzara la de demanda; sin embargo, la estructura resistió el cortante impuesto por el sismo sin llegar al colapso.
- g) Cuando el Espectro de Capacidad de una estructura se superpone a un espectro de demanda correspondiente a terreno blando, no siempre es posible determinar el periodo y la aceleración inelástica inducida por la excitación.

## 8.2 - Recomendaciones.

La confiabilidad de los resultados de un análisis estático, que estime el comportamiento sísmico no lineal de una estructura, depende de la calidad de los datos del diseño de los elementos y de que el comportamiento de los diferentes elementos que forman la estructura cumplan con las hipótesis del programa. Por esto, es necesario considerar dentro del marco de referencia de los modelos del programa, todas las características estructurales que definen este comportamiento.

Por facilidad en el cálculo, la herramienta de cómputo utiliza como rigidez para los elementos, la rigidez tangente de su curva envolvente del análisis monotónico. Bajo condiciones

dinámicas transitorias, esta aproximación puede no ser adecuada, requiriéndose un grado de aproximación mayor en la definición de las propiedades equivalentes. Desafortunadamente, es difícil modelar un módulo de rigidez "realista" para elementos sometidos a la acción sísmica, ya que las trabes pueden trabajar con la losa sometida a compresión en un extremo y en el otro extremo, la losa puede trabajar a tensión; en consecuencia, la distribución del agrietamiento varía a lo largo del elemento. En el análisis resulta impráctico evaluar, para cada nivel de deformación impuesta y para cada elemento estructural, esta variación en todo el elemento, por lo que es razonable ajustar este parámetro a un valor promedio (Paulay y Priestley, 1992 y MacGregor, 1993).

Se propone usar, en trabajos futuros, una rigidez secante promedio por elemento que dependa del nivel de deformación. Para cada etapa de solución donde se conoce la matriz de rigidez global, los desplazamientos y las fuerzas internas, se asume una rigidez secante promedio para los elementos estructurales que presenten no linealidad, calculada en función de cierta deformación. En el siguiente paso de carga se revisa si la deformación resultante en el elemento es igual a la asumida, en caso de que sea diferente se deberá tomar otra rigidez secante promedio, hasta converger.

La rigidez secante promedio de los elementos que presentan no linealidad se calculará asumiendo una longitud plástica del nodo articulado y considerando con comportamiento elástico (rigidez original) el resto del elemento, hasta que se articule el otro nodo del elemento. En otras palabras, la rigidez se calculará como un promedio dependiente de la longitud elástica e inelástica del elemento.

Se recomienda realizar un análisis dinámico elástico de la estructura, antes del análisis no lineal, para determinar los efectos de modos superiores y la necesidad de su consideración en el intervalo de comportamiento inelástico.

La influencia de modos superiores de vibración se pueden asumir como proporcionales a los resultados obtenidos desde un análisis modal; o se pueden determinar realizando un análisis de carga lateral incremental, con una distribución correspondiente al primer modo, pero



incluyendo los efectos de modos superiores para determinar la fluencia de los elementos estructurales. Debido a que se propone aproximar efectos de modos superiores, a partir de una curva fuerza-deformación calculada para el modo fundamental, se sugiere evaluar su validez con un análisis dinámico no lineal refinado.

Otra de las desventajas del método, comentadas en la sección 2.7, es que durante el análisis monotónico al colapso, la fuerza lateral se aplica en proporción al modo fundamental del modelo elástico. Esta hipótesis puede ser válida sólo hasta la etapa elástica de la estructura, luego, para cada incremento de carga después de la primera articulación, la fuerza se puede ajustar para que sea consistente con el cambio de la configuración deformada.

Alcocer, S. y Jirsa, J., "Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing", American Concrete Institute, Structural Journal, Detroit, Michigan, mayo-junio 1993, pp.249-261.

Ayala, G., Ye Xianguo, "Analytical Evaluations of the Structural Seismic Damage of Reinforced Concrete Frames", Proceedings of the VII Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montral, Canadá, junio 1995.

Bannon, H., Biggs, J.M. e Irvine, H.M., "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", Journal Structural Engineering, ASCE, Vol. 107, No. ST9, septiembre 1981.

Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., Mander, J.B. y Kunnath, S.K., "Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures", Informe No. NCEER-89-003, septiembre, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1989.

Castillo, J., "Influencia de Criterios de Diseño Sísmico en Demandas de Ductilidad Locales y Globales", Tesis presentada en la DEPEFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), enero 1993.

Chrysostomou, C. Z., Gergely, P. y Abel, J. F., "Preliminary Studies of the Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Steel Frames", Informe técnico NCEER-88-0046, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, diciembre 1988.

Chung, Y.S., Meyer, C. y Shinozuka, M., "A New Damage Model for Reinforced Concrete Structures", Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. VII, Tokio Japón, 1988.

Chung, Y.S., Meyer, C. y Shinozuka, M., "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members", Informe No. NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1987.

Clough, R. y Penzien, J., "Dynamics of Structures", McGraw-Hill International Edition, Second Edition, 1993.

Correa, M., "Aplicación del Método del Espectro de Capacidad a Edificios en el Valle de México", Trabajo presentado en la DEPEFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), febrero 1993.

Darwin, D. y Nmai, C., "Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load", Journal Structural Division, ASCE, Vol. 112, No. 8, agosto 1986.

Deierlein, G. G., Hsieh, S-H., Shen Y-J., Abel, J. F., "Nonlinear Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections using the Capacity Spectrum Method", Informe técnico NCEER-91-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, julio 1991.

DiPasquale, E., Ju, J-W., Askar, A. y Cakmak, A., "Relation Between Global Damage Indices and Local Stiffness Degradation", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 116, No. 5, mayo 1990, pp. 1440-1456.

DiPasquale E. y Cakmak A., "Detection and Assesment of Seismic Structural Damage", Reporte Técnico, NCEER-87-0015, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, agosto 1987.

Escobar J. A. y Ayala G., "Estimación de Daño Estructural debido a Excitación Sísmica", Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1995.

Freeman, S., "Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion", Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1978, pp.589-605.

Gergely, P. y Hamburger, R., "Simplified Methods for Evaluation of Rehabilitated Buildings", US-Italian Workshop on: Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings University of Pavia, Italy, junio 1994.

Iglesias, J., "Evaluación de Edificios de Concreto en la Ciudad de México", Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. II No. 15, México D.F., agosto 1989, pp. 19-26.

Iwan, W. D. y Gates, N. C. "Estimating Earthquake Response of simple Hysteretic Structures", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 105, No. EM3, junio 1979.

Kappos, A., "Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings: Suggested Methodology", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, 1991.

Kato, B. y Akiyama, H., "Energy Concentration of Multi-story Buildings", Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. 4, Estambul Turquía, septiembre 1980.

Krawinkler, H. y Zoheri, M., "Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motion", Computers and Structures, Vol. 16, 1983.

Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M. y Lobo, R. F., "A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", IDARC, Technical Report NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, agosto 1992.

Lee, K. L. y Aktan, A. E., "Microcomputer Program for Three Dimensional Static Collapse Analysis of Structures, 3DSCAS", Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering, Report No. 88-2, University of Cincinnati, Ohio, septiembre 1988.

LiKang-Ning, "A Computer Program for 3D Nonlinear Dynamic Analysis of Building Structures", CANNY-C, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering National University of Singapore, noviembre 1993.

MacGregor, J. G., "Design of Slender Concrete Columns-Revisited", American Concrete Institute, Structural Journal, Detroit, Michigan, mayo-junio 1993, pp.302-309.

Mander, J. B., "Seismic Design of Bridge Piers", Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, febrero 1984.

Martell, R., "Earthquake Damage to Type III Buildings in Long Beach, 1933", Earthquake Investigation in Western United States 1931-1964, Publication 41-2, Vol. 5, Department of Commerce, Coast and Geodesic Survey, Washington D.C., 1964.

Meli, R., "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, No. 375, junio 1976.

Meli, R. y Villanueva, J. M., "Análisis estadístico de la resistencia en compresión de concretos fabricados en el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe interno, diciembre 1984.

Miranda, E., "Site-Dependent Strength-Reduction Factors", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12, diciembre 1993.

Mondkar, D. y Powell G., "General Purpose Program for Analysis of Nonlinear Structural Response, ANSR-I", Technical Report No. EERC 75-37, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, diciembre 1975.

Park, Y.J. y Ang, A., "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", Journal Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, abril 1985.

Park, Y.J., Ang, A. y Wen, Y.K., "Damage Limiting Aseismic Design of Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, 1987.

Paulay, T. y Priestley, M., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc., 1992.

Penelis, G., Sarigiannis, D., Stavarakakis, E. y Stiliandis, K., "A Statistical Evaluation of Damage to Buildings in the Thessaloniki, Greece Earthquake of June 20, 1978", Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. VII, Tokio, Japón, 1988.

Riahi, A., Powell, G. y Mondkar, D., "3D Beam-Column Element for the ANSR-II Program", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC - 79/31, University of California, Berkeley, California, 1979.

Rodríguez, M., "A Measure of the Capacity of Earthquake Ground Motions to Damage Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, 1994.

Rodríguez, M. y Botero, J. C., "Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México", Memoria IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México, octubre 1994, Vol. I, pp. 302-311.

Rojahn, C. y Sharpe, R., "ATC-13, Earthquake Damage Evaluation Data for California", Applied Technology Council, California, 1986.

Roufael, M. y Meyer, C., "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 113, No. 3, mayo 1987, pp. 429-444.

Sauter, F., "Damage Prediction for Earthquake Insurance", Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. V. 1984.

Scawthorn, C., Iemura, H. y Yamada Y., "Seismic Damage Estimation for Low and Mid-rise Buildings in Japan", Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 9, 1981.

Scott, B. D., Park, R. y Priestley, J. N., "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Title No. 79-2, agosto 1982.

Seed, H. B. y Idriss, I. M., "Soild Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Earthquake Engineering Research Center Reports, EERC 70-10, diciembre 1970.

Simons, J. W. y Powell, G., "Solution Strategies for Statically Loaded Nonlinear Structures", Technical Report No. UCB/EERC-82/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, noviembre 1982.

Soroushian, P., Choi, K-B. y Alhamad, A., "Dynamic Constitutive Behavior of Concrete", American Concrete Institute Journal, Detroit, Michigan, marzo-abril 1986, pp.251-259.

Sudhakar, A., Powell, G. y Wheaton, O. R., "Small Displacmentes Elasto-plastic Analysis of Plane Frames, ULARC", University of California, Berkeley, 1972.

Tembulkar, J.M. y Nau, J.M., "Seismic Energy and Structural Damage", 8th World Conf. on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. IV, 1984.

Toussi, S., Yao, J.T.P. y Chen, W.F., "A Damage Indicator for Reinforced Concrete Frames", ACI Journal, mayo-junio 1984.

Us-Japon Joint Technical Committee, "Interim Summary Report on Test of 7 - Story R. C. Building", Journal of Structural Engineering, Vol 110, No. 10, octubre 1984.

Whitman, R.V., Reed, J.W. y Hong, S.T., "Earthquake Damage Probability Matrices", Memorias 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma Italia, 1973.

Williams, M. y Sexsmith, R., "Review of Methods of Assessing Seismic Damage in Concrete Structures", Earthquake Engineering Research Facility, University of British Columbia, Technical Report 94-02, Vancouver, julio 1994.

Wilson, E. L. y Habibullah, A., "A series of Computer Programs for Finite Element Analysis of Structures, SAP90", Computer and Structures, Inc. Berkeley, California, 1991.

Zahrah, T.F., Hall, W.J., "Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures", Journal Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 8, agosto 1984.



## ANEXO A

### PROGRAMA DE COMPUTO ANSR2 MODIFICADO

#### MANUAL DE USUARIO

##### A) TITULO E INICIO DEL PROBLEMA (A5, 3X, 18A4).

*Columnas* 1 - 5 : Teclee la palabra "START"  
6 - 8 : En blanco  
9 - 80 : Título del problema.

##### B) INFORMACION NODAL

###### B1) CONTROL DE INFORMACION (9I5).

*Columnas* 1 - 5 : Número total de nodos "NODES".  
6 - 10 : Número de nodos de control "NCNOD", para la cual las coordenadas se especifican directamente.  
11 - 15 : Número de comandos para la generación de coordenadas "NODGC".  
16 - 20 : Número de comandos especificados para los nodos con desplazamiento cero "NDCON".  
21 - 25 : Número de comandos especificados para los nodos con igual desplazamiento "NIDDOF".  
26 - 30 : En blanco  
31 - 35 : Número de grupos de elementos "NELGR", (máximo 20 grupos).  
40 : Código de ejecución "KEXEC":  
a) Cero o en blanco: ejecución completa.  
b) 1 : revisión de datos solamente.  
c) -1 : Ejecución completa, pero solo si la matriz de rigidez y los datos de los elementos de la estructura puede ser almacenada en disco.  
45 : Código de almacenamiento de la rigidez "KSCHM":  
a) Cero o blanco: si la matriz de rigidez duplicada se almacena en disco.  
b) 1 : si la matriz de rigidez duplicada se almacena en un archivo temporal.

###### B2) COORDENADAS DE NODOS DE CONTROL ( tantas líneas como "NCNOD" se hallan definido) (I5, 3F10.0).

*Columnas* 1 - 5 : Número de nodos en cualquier secuencia.  
6 - 15 : Coordenadas cartesianas en X.  
16 - 25 : Coordenadas cartesianas en Y.  
26 - 35 : Coordenadas cartesianas en Z.

###### B3) GENERACION DE COORDENADAS ( tantas líneas como "NODGC" se hallan definido) (4I5, F10.0, 10I5).

- Columnas 1 - 5 :** Número del nodo que inicia una línea de generación. Este nodo se debió generar previamente como un nodo de control.
- 6 - 10 :** Número del nodo en que finaliza la línea de generación. Este nodo también debe haber sido generado previamente.
- 11 - 15 :** Número de nodos a ser generado a lo largo de la línea. Si los nodos generados serán listados en las columnas 31 - 80, este número no debe exceder de 10.
- 16 - 20 :** Incremento entre los nodos a ser generados de forma sucesiva a lo largo de la línea. El incremento puede ser positivo o negativo. Dejar en blanco si los nodos generados son listados en las columnas 31 - 80.
- 21 - 30 :** Espaciamiento entre nodos:
- a ) Cero o blanco: si los nodos generados son espaciados de manera uniforme a lo largo de la línea de generación.
  - b) Menor que 1.0 : si el espaciamiento entre nodos es proporcional a la longitud de la línea de generación.
  - c) Mayor o igual a 1.0 : si el espaciamiento entre nudos es igual a la longitud de la línea de generación.
- 31 - 80 :** Lista de los nodos a ser generados en secuencia a lo largo de la línea de generación. Requerida sólo si la columna de 16 - 20 es blanco.

**Nota:** No es necesario proveer comandos de generación de coordenadas para nodos igualmente espaciados entre el nodo inicial y el nodo final sobre la misma línea. Después de que todos los comandos de generación han sido ejecutados, las coordenadas para los grupos de nodos no especificados son automáticamente generadas asumiendo una secuencia numérica e igual espaciamiento a lo largo de la línea entre los nodos especificados. Es decir, que no es necesario comandos de generación para nodos con diferencia de uno e igual espaciamiento en la línea de generación.

**B4 ) NODOS CON DESPLAZAMIENTO CERO ( tantas líneas como "NDCON" se hallan definido) (15, 4X, 611, 1315).**

- Columnas 1 - 5 :** Número de nodo o número del primer nodo en la serie.
- 10 :** Código de definición para los desplazamientos en X:
- a) 1 si el desplazamiento es restringido o nulo.
  - b) Cero si el desplazamiento es libre.
- 11 :** Código de definición para los desplazamientos en Y.
- 12 :** Código de definición para los desplazamientos en Z.
- 13 :** Código de definición para la rotación en X.
- 14 :** Código de definición para la rotación en Y.
- 15 :** Código de definición para la rotación en Z.
- 16 - 20 :** Número del último nodo en la serie. Dejar en blanco si es para un solo nodo o si los nodos serán listados en la columna 31 - 80.
- 21 - 25 :** Incremento entre nodos a ser generados, dejar en blanco si es uno solo o si los nodos serán listados en la columna 31 - 80.
- 29 - 30 :** Número de nodos a ser listados en las columnas 31 - 80. Esta columna se considera sólo si las columnas 16 - 20 están en blanco.
- 31 - 80 :** Lista de nodos. Máximo diez campos.

**Nota :** Si los códigos de restricción de desplazamientos o rotaciones se especifican más de una vez para cualquier nodo, se asume como válida la última especificación. Para problemas planos o axisimétricos, el primer comando puede cubrir todos los nodos y podría restringirlos, excepto para los nodos con desplazamientos independientes.

**B5 ) NODOS CON IGUAL DESPLAZAMIENTO** ( tantas líneas como "NIDDOP" se hallan definido) (611, 4X, 1415).

- Columnas**
- 1 : Código para desplazamientos iguales en X:
    - a) 1 para desplazamientos restringidos a ser iguales.
    - b) Cero para desplazamientos diferentes.
  - 2 : Código para desplazamientos iguales en Y.
  - 3 : Código para desplazamientos iguales en Z.
  - 4 : Código para rotaciones iguales en X.
  - 5 : Código para rotaciones iguales en Y.
  - 6 : Código para rotaciones iguales en Z.
  - 7 - 10 : Dejar en blanco.
  - 11 - 15 : Número de nudos abarcados por este comando.
  - 16 - 80 : Lista de nodos, numerado en orden ascendente. Máximo 13 campos.

**Nota :** Si el grupo tiene más de 13 nodos, especificar los nodos remanentes sobre un comando adicional igual. El nodo menor numerado en el grupo, debe ser el primer nodo en la lista de todos los comandos que definen el grupo.

## C) ESPECIFICACION DE LAS CARGAS

### C1 ) CONTROL DE INFORMACION (215).

- Columnas**
- 1 - 5 : Número de patrones de cargas a ser definidos "NSPAT" (Figs A.1 y A.2).
  - 6 - 10 : Número de comandos de aplicación o combinación de los patrones de cargas definidos "NSLGC".

### C2 ) ACELERACION DE LA GRAVEDAD (F10.0).

- Columnas** 1 - 10 : Aceleración de la gravedad "AG".

### C3 ) PATRONES DE CARGAS . (Cada patrón de carga "NSPAT" requiere dos líneas).

**Línea No. 1** (I5, A72).

- Columnas**
- 1 - 5 : Número de tarjetas o líneas para definir las cargas nodales "NSLGC".
  - 9 - 80 : Título para este patrón de carga.

**Línea No. 2** (Tantas líneas como "NSLGC" se hallan definido) (15, 6F10.0, 215).

- Columnas**
- 1 - 5 : Número del nodo o número del primer nodo en la serie.
  - 6 - 15 : Carga en dirección X. Positiva en base a la convención, fig A.3.
  - 16 - 25 : Carga en dirección Y. Positiva en base a la convención.
  - 26 - 35 : Carga en dirección Z. Positiva en base a la convención.
  - 36 - 45 : Momento alrededor del eje X. Positivo en base a la fig A.3.
  - 46 - 55 : Momento alrededor del eje Y. Positivo en base a la fig A.3.
  - 56 - 65 : Momento alrededor del eje Z. Positivo en base a la fig A.3.
  - 66 - 70 : Número del último nodo en la serie. Dejar en blanco si es un solo nodo.
  - 71 - 75 : Incremento entre los nodos de la generación. Dejar en blanco si es un solo nodo o si la diferencia entre nodos es igual a uno.

**D) ESPECIFICACION DE LOS ELEMENTOS** (cada grupo de elementos "NELGR" necesitará de un conjunto de tarjetas D2).

**Nota :** Los elementos deberán estar divididos en grupos. Todos los elementos de un mismo grupo deben ser del mismo tipo. Sin embargo, elementos de igual tipo pueden estar separados en diferentes grupos. Los elementos del grupo pueden estar en cualquier secuencia. El número total de grupos "NELGR" no puede exceder de 20. Los elementos en cualquier grupo deben de ser numerados secuencialmente, el número del primer elemento en el grupo, puede ser cualquier número conveniente.

**D2) ELEMENTO VIGA-COLUMNNA, BIDIMENSIONAL.**

**D2-1) INFORMACION DE CONTROL (715).**

- Columnas**
- 5 : Colocar el número 2 para indicar que el grupo consiste en elementos viga-columna bidimensionales.
  - 6 - 10 : Número de elementos en este grupo.
  - 11 - 15 : Primer número de los elementos de este grupo. Dejar en blanco si es uno.
  - 16 - 20 : Número de rigideces de diferentes tipos "NMBT". Máximo 35.
  - 21 - 25 : Número de excentricidades de borde de diferentes tipos "NECC". Máximo 15.
  - 26 - 30 : Número de superficies de interacción de diferentes tipos para las secciones de los elementos "NSURF". Máximo 40.
  - 31 - 35 : Número de patrones iniciales diferentes de fuerzas "NINT". Máximo 30.

**D2-2) TIPO DE RIGIDEZ** (Una línea por cada "NMBT" definido) (15, 4F10.0, 3F5.0, F10.0, 2F5.0)

- Columnas**
- 1 - 5 : Número del tipo de rigidez, de forma secuencial iniciando en uno.
  - 6 - 15 : Módulo de elasticidad.
  - 16 - 25 : Módulo de endurecimiento por deformación, como una proporción del módulo de elasticidad. Debe ser menor que uno.
  - 26 - 35 : Area promedio de la sección transversal.
  - 36 - 45 : Momento de inercia de la sección.
  - 46 - 50 : Factor de rigidez a la flexión,  $K_{ii}$ .
  - 51 - 55 : Factor de rigidez a la flexión,  $K_{ij}$ .
  - 56 - 60 : Factor de rigidez a la flexión,  $K_{jj}$ .

61 - 70 : Area de cortante efectiva. Dejar en blanco si es ignorada o si la deformación por cortante será tomada en cuenta en el cálculo del factor de rigidez a flexión.

71 - 75 : Constante de Poisson. Usada para el cálculo del módulo del cortante y requerida solamente en caso de que la deformación por cortante se considere.

76 - 80 : Factor por el cual la rigidez a flexión del eje mayor se multiplica para el resultado de la rigidez a la flexión del eje menor.

**D2-3 ) EXCENRICIDADES DE BORDES** (una línea para cada excentricidad de borde "NECC", omitir si no hay excentricidades de borde) (I5, 6F10.0).

*Columnas* 1 - 5 : Número tipo de excentricidad. Secuencialmente iniciando en uno.  
 6 - 15 : Excentricidad en X en la junta i.  
 16 - 25 : Excentricidad en X en la junta j.  
 26 - 35 : Excentricidad en Y en la junta i.  
 36 - 45 : Excentricidad en Y en la junta j.  
 46 - 55 : Excentricidad en Z en la junta i.  
 56 - 65 : Excentricidad en Z en la junta j.

**D2-4 ) SUPERFICIES DE INTERACCION A LA FLUENCIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS ELEMENTOS** (una línea por cada superficie de fluencia "NSURF") (I5, 4X, 11, 4F10.0, 4F5.0).

*Columnas* 1 - 5 : Número de superficie de fluencia, en secuencia iniciando en uno.  
 10 : Código de forma de la superficie de fluencia:  
 1 Vigas de concreto (fig A.4).  
 2 Vigas de acero tipo I (fig A.5).  
 3 Columnas de concreto reforzado (fig A.6).  
 11 - 20 : Momento de fluencia positivo.  
 21 - 30 : Momento de fluencia negativo.  
 31 - 40 : Fuerza de fluencia a compresión. Dejar en blanco si el código de forma es uno.  
 41 - 50 : Fuerza de fluencia a tensión. Dejar en blanco si el código de forma es uno.  
 51 - 55 : Momento balanceado (punto A en la fig A.5 ó A.6), expresado como una proporción del momento positivo a la fluencia. Dejar en blanco si el código de forma es uno.  
 56 - 60 : Carga balanceada (punto A), como una proporción de la fuerza de compresión. Dejar en blanco si el código de forma es uno.  
 61 - 65 : Momento balanceado (punto B en la fig A.5 ó A.6), expresado como una proporción del momento negativo a la fluencia. Dejar en blanco si el código de forma es uno.  
 56 - 60 : Carga balanceada (punto B), como una proporción de la fuerza de compresión. Dejar en blanco si el código de forma es uno.

**D2-5 ) PATRONES DE FUERZAS INICIALES DE LOS ELEMENTOS** (una línea por cada patrón inicial de fuerza "NINT". Omitir si no hay fuerzas iniciales) (I5, 6F10.0).

- Columnas** 1 - 5 : Número el patrón de fuerza del elemento inicial, iniciando en secuencia con uno.
- 6 - 15 : Fuerza axial inicial del nodo I.
  - 16 - 25 : Fuerza cortante inicial del nodo I.
  - 26 - 35 : Momento inicial del nodo I.
  - 36 - 45 : Fuerza axial inicial del nodo J.
  - 46 - 55 : Fuerza cortante inicial del nodo J.
  - 56 - 65 : Momento inicial del nodo J.

## D2-6) COMANDOS PARA LA GENERACION DE LOS ELEMENTOS (1114, 213, 215).

- Columnas** 1 - 4 : Número del elemento o número del primer elemento en la serie de elementos a ser generadas.
- 5 - 8 : Número del nodo I del elemento, "NODI".
  - 9 - 12 : Número del nodo J del elemento, "NODJ".
  - 13 - 16 : Número del nodo no colineal con los nodos NODI y NODJ, con el cual se identifica el plano de mayor flexión del miembro estructural. Si se usa generación de elementos este nodo es el mismo para todos los elementos generados en esta serie.
  - 17 - 20 : Incremento entre los nodos de la generación.
  - 21 - 24 : Número del nodo para el cual el nodo I del elemento es esclavo. Si no es esclavizado, dejar en blanco.
  - 25 - 28 : Número del nodo para el cual el nodo J del elemento es esclavo.
  - 29 - 32 : Número del tipo de rigidez.
  - 33 - 36 : Número del tipo de excentricidad. Dejar en blanco si no hay excentricidades.
  - 37 - 40 : Número del tipo de superficie de fluencia para el nodo I del elemento.
  - 41 - 44 : Número del tipo de superficie de fluencia para el nodo J del elemento.
  - 47 : Código para incluir la rigidez geométrica:
    - 1 para incluir la rigidez geométrica.
    - Cero o dejar en blanco si la rigidez geométrica se va a ignorar.
  - 50 : Blanco
  - 51 - 55 : Número del patrón de fuerza inicial. Dejar en blanco si no hay patrón de fuerza inicial.
  - 56 - 60 : Factor de escala para ser aplicado a las fuerzas iniciales de los elementos.

E) ESPECIFICACIONES DEL ANALISIS (para cada "NSLGC" definida en la tarjeta C1).

E1 ) PROCEDIMIENTO DE SOLUCION ( 815, 4F10.0).

- Columnas** 1 - 5 : Número de pasos iguales en los cuales será aplicada la carga incremental "NSTEP".
- 6 - 10 : Tipo de iteración "ITYP":
    - Cero para el método de Newton-Raphson.
    - Uno para el método de rigidez constante.
  - 15 : Tipo del estado de solución "KPATH"
    - a) Cero para usar patrones independientes.

- b) 1 para usar patrones dependientes. Este tipo de patrones es siempre usado en el método de Newton-Raphson.
- 16 - 20 : Código de reformulación de la matriz "KRUSE":
- a) Cero para retener la matriz de rigidez del paso anterior.
  - b) "n" para reformular la matriz cada n-pasos de carga.
- 25 : Código de finalización de la ejecución, usado cuando la solución no converge en un número determinado de iteraciones, para cualquier paso de carga:
- a) Cero para pasar al próximo patrón de carga.
  - b) 1 para finalizar la ejecución.
- 26 - 30 : Código de impresión:
- a) 1 para imprimir cada paso de carga.
  - b) 2 para imprimir cada iteración.
- 31 - 35 : Número máximo de ciclos de iteración dentro de cualquier paso de carga "MAXCYC".
- 36 - 40 : Número máximo de iteraciones dentro de cualquier ciclo de iteración "MAXIT".
- 41 - 50 : Error en la convergencia del desbalance de fuerzas nodales para ser utilizado en el último paso de incremento de cargas "TOLF".
- 51 - 60 : Error en la convergencia del desbalance de fuerzas nodales para ser usados en todos los pasos de incremento de carga, excepto el último "TOL".
- 61 - 70 : Tolerancia en la fuerza nodal para cambiar la matriz de rigidez, usado en el método de iteración Newton-Raphson. Si las fuerzas de desbalance están por debajo de esta tolerancia, la matriz de rigidez podría no ser reformada para la próxima iteración "TOLK".
- 71 - 80 : Incremento máximo de desplazamiento nodal admisible (rotación o traslación), para cualquier paso de iteración. Dejar en blanco para desplazamientos ilimitados. Los límites de desplazamientos deben ser especificados sólo con el método de Newton-Raphson "DISLIM".

## E2) FACTOR DE ESCALA (8F10.0).

*Columna 1 - 80 :* Para cada patrón de carga "NSPAT", se debe especificar un factor de escala por el cual será multiplicado. El factor de escala puede ser positivo o negativo. Si se desea ignorar a un patrón de carga cualquiera, se deberá colocar cero o dejar en blanco en el campo correspondiente.

## F) FINALIZACION DEL PROBLEMA (A4).

*Columna 1 - 4 :* Teclee la palabra "STOP".

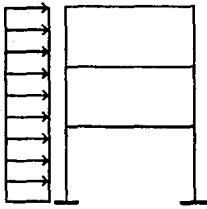
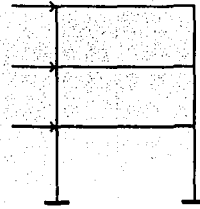


Fig A.1 - Patrón de fuerza



Fuerza nodal equivalente

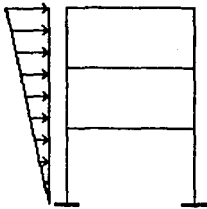
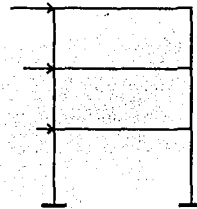


Fig A.2 - Patrón de fuerza



Fuerza nodal equivalente

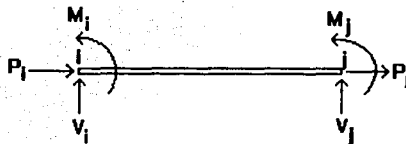
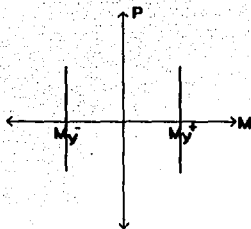
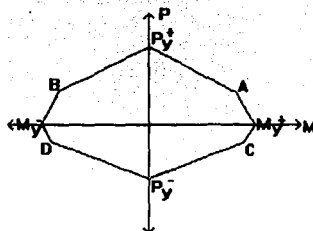


Fig A.3 - Convención de signos.

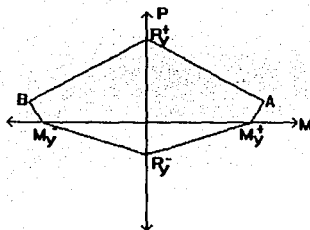




**Fig A.4 - Superficie de fluencia para vigas de concreto.**



**Fig A.5 - Superficie de fluencia para vigas de acero tipo I.**



**Fig A.6 - Superficie de fluencia para columnas de concreto reforzado.**

## RECONOCIMIENTOS

Mi mas sincera gratitud al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por concederme el honor de disfrutar del apoyo económico que hizo posible la realización de mis estudios.

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) centro forjador académico.

A mis profesores, ejemplo inspirador.

Al Dr. Gustavo A. Ayala Milián, maestro y amigo, por su confianza y apoyo constante.

A mis compañeros y amigos del Instituto de Ingeniería, quienes contribuyeron con su apoyo y cariño a la realización de este trabajo.