

26



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

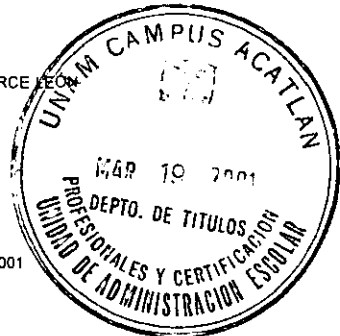
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON
MUROS DE CONCRETO DE VARIAS DENSIDADES

290495

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
ALAN PAZ MARTINEZ

ASESOR: ING. CARLOS ARCE



ACATLAN, EDO. DE MEXICO, MARZO DEL 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



TERMINAL NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. ALAN PAZ MARTÍNEZ.

ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

P R E S E N T E .

En atención a su solicitud presentada con fecha de 13 de noviembre del 2000, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON MUROS DE CONCRETO DE VARIAS DENSIDADES".

INTRODUCCIÓN

- 1 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO
- 2 CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑO
- 3 CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS
- 4 COMPARACIONES DE RESPUESTAS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. CARLOS ARCE LEÓN, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.

" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "

Acatlán Edo. de México a 13 de marzo del 2001.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso



ENRIQUE DEL CASTILLO FRAGOSO
Jefe del Programa
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

Agradecimientos

A mis padres:

Quienes me han enseñado el camino del trabajo y la perseverancia. Su amor y cariño es lo que ha hecho posible el alcanzar esta meta en mi vida.

A la Universidad Nacional Autónoma de México:

Por la formación profesional recibida en la institución educativa más importante de este país.

A la Escuela Nacional Preparatoria, plantel 4:

Por darme la oportunidad de desarrollarme en el campo tan enriquecedor de la docencia.

Al Ing. Carlos Arce León:

Por ser un excelente profesor y por todos sus comentarios hechos al respecto de este trabajo.

Al Ing. Manuel Gómez Gutiérrez:

Porque siempre está dispuesto a orientar a todo aquel que se le acerque.

A mi novia, Ana:

Gracias por tu cariño durante todo este tiempo y por tu optimismo ante cualquier situación adversa.

Te amo.

"En las grandes crisis, el corazón se rompe o se cura"
(Honoré de Balzac)

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
Antecedentes, 1	
Objetivos y alcance, 1	
1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO	3
1.1 Introducción, 3	
1.2 Métodos de análisis sísmico, 4	
1.2.1 El método simplificado de análisis, 4	
1.2.2 El método estático, 5	
1.2.3 Métodos de análisis dinámico, 5	
1.3 Análisis dinámico modal espectral, 6	
1.3.1 Espectros de diseño, 9	
1.3.2 Formas típicas de los espectros de diseño del D.F., 9	
1.3.3 Revisión por cortante basal, 12	
1.3.4 Efectos de torsión, 12	
1.3.5 Efectos bidireccionales, 13	
1.4 Integración paso a paso, 13	
1.5 Deformaciones laterales relativas permisibles entre altura de entrepiso, Δ_n / h_n , 16	
1.6 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q, 17	
1.7 Efectos P- Δ , 19	
1.8 Demandas de ductilidad local, 20	
1.9 Comportamiento lateral de estructuras con muros de concreto, 22	
1.10 Criterios de diseño de los elementos estructurales de concreto (vigas, columnas y muros), 23	
1.10.1 Vigas, 23	
1.10.2 Columnas, 27	
1.10.3 Muros, 33	
2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS	40
2.1 Estructura caso A. Descripción de la estructura a estudiar, 40	
2.1.1 Características generales de la estructura: caso A, 40	
2.1.2 Cargas muertas y vivas: caso A, 44	
2.1.3 Cálculo de pesos: caso A, 46	
2.2 Estructura caso B. Descripción de la estructura a estudiar, 47	
2.2.1 Características generales de la estructura: caso B, 47	
2.2.1.1 Densidad y espesor de muros, 49	
2.2.2 Cargas muertas y vivas: caso B, 53	
2.2.3 Cálculo de pesos: caso B, 54	
2.3 Estructura caso C. Descripción de la estructura a estudiar, 54	
2.3.1 Características generales de la estructura: caso C, 55	
2.3.1.1 Densidad y espesor de muros, 56	
2.3.2 Cargas muertas y vivas: caso C, 62	
2.3.3 Cálculo de pesos: caso C, 63	
2.4 Análisis sísmicos elásticos y diseño de los armados de refuerzo, 63	
2.4.1 Análisis estáticos para las estructuras caso A, caso B y caso C, 64	
2.4.2 Características del programa ETABS, 66	
2.4.3 Procedimiento de modelado con el programa ETABS, 66	
2.4.4 Respuesta elástica de la estructura caso A, 68	
2.4.4.1 Periodos de vibración: caso A, 68	
2.4.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_n : caso A, 71	
2.4.4.3 Desplazamientos horizontales máximos totales: caso A, 73	

- 2.4.4.4 Fuerzas cortantes de entrepiso: caso A, 74
- 2.4.4.5 Revisión por cortante basal: caso A, 76
- 2.4.4.6 Rigideces de entrepiso: caso A, 76
- 2.4.5 Respuesta elástica de la estructura caso B, 77
 - 2.4.5.1 Períodos de vibración: caso B, 77
 - 2.4.5.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i : caso B, 80
 - 2.4.5.3 Desplazamientos horizontales máximos totales: caso B, 81
 - 2.4.5.4 Fuerzas cortantes de entrepiso: caso B, 83
 - 2.4.5.5 Revisión por cortante basal: caso B, 84
 - 2.4.5.6 Rigideces de entrepiso: caso B, 85
- 2.4.6 Respuesta elástica de la estructura caso C, 85
 - 2.4.6.1 Períodos de vibración: caso C, 86
 - 2.4.6.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i : caso C, 88
 - 2.4.6.3 Desplazamientos horizontales máximos totales: caso C, 90
 - 2.4.6.4 Fuerzas cortantes de entrepiso: caso C, 91
 - 2.4.6.5 Revisión por cortante basal: caso C, 93
 - 2.4.6.6 Rigideces de entrepiso: caso C, 93
- 2.4.7 Elementos mecánicos últimos y diseños, 94
 - 2.4.7.1 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas y columnas: caso A, 95
 - 2.4.7.2 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas, columnas y muros: caso B, 106
 - 2.4.7.3 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas, columnas y muros: caso C, 129
 - 2.4.7.4 Diseño manual de vigas: caso A, 151
 - 2.4.7.5 Diseño manual de columnas: caso B, 160
 - 2.4.7.6 Diseño manual de muros: caso C, 170

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

179

- 3.1 Antecedentes, 179
 - 3.1.1 Características generales del programa DRAIN, 179
- 3.2 Modelado de los marcos planos en DRAIN, 181
 - 3.2.1 Características de los marcos a analizar, 182
 - 3.2.2 Pruebas de calibración, 201
- 3.3 Respuestas sísmicas inelásticas, 206
 - 3.3.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea, 207
 - 3.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i , 213
 - 3.3.3 Historias de coeficientes sísmicos, 216
 - 3.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, 219
 - 3.3.5 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales, 225
 - 3.3.5.1 Vigas, 225
 - 3.3.5.2 Columnas, 229
 - 3.3.5.3 Muros, 235
 - 3.3.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas, 238
 - 3.3.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros, 241

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

250

- 4.1 Introducción, 250
- 4.2 Análisis sísmicos elásticos, 250
 - 4.2.1 Comparación entre las dimensiones de secciones transversales, 250

4.2.2	Periodos fundamentales de vibración,	252
4.2.3	Desplazamientos horizontales máximos,	253
4.2.4	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i ,	255
4.2.5	Fuerzas cortantes de entrepiso,	257
4.3	Comparación de resultados inelásticos,	260
4.3.1	Desplazamientos horizontales máximos totales,	260
4.3.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n / h_i ,	263
4.3.3	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea,	265
4.3.4	Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales,	266
4.3.4.1	Vigas,	266
4.3.4.2	Columnas,	266
4.3.4.3	Muros,	267
4.3.5	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local,	268
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		269
	Conclusiones,	269
	Recomendaciones,	272
BIBLIOGRAFÍA		274

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

En México, la ingeniería sísmica tuvo un gran desarrollo principalmente a partir de los sismos ocurridos en 1985. Desde entonces se han realizado un gran número de investigaciones que tienen como finalidad la de lograr un mejor comportamiento de las estructuras ante dichos eventos naturales. Los logros de las investigaciones se ponen de manifiesto en la modificación que ha sufrido el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

A raíz de los daños de los últimos sismos importantes ocurridos en México, se detectó que aquellos edificios que contaban con suficiente rigidez lateral fueron los que mejor se comportaron. Lo anterior pone en evidencia que al diseñar debe tenerse cuidado especial para limitar los desplazamientos laterales, y así reducir los daños probables por sismos intensos.

Durante los sismos de 1985, en la ciudad de México hubo muchas estructuras, entre 5 a 15 niveles, que se comportaron favorablemente en la dirección en que se tenían elementos rigidizantes, tales como muros de concreto. Desafortunadamente en nuestro medio los muros de cortante se utilizan relativamente poco, en una cantidad mínima, principalmente por razones arquitectónicas y muchas veces por posibles problemas de cimentación; después de revisar los aspectos bondadosos en el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, así como también en el comportamiento ante cargas verticales, parece conveniente revisar en este trabajo las ventajas y desventajas del uso de dichos muros de concreto.

Objetivos y alcance

El objetivo principal de este trabajo consiste en calcular y comparar la respuesta sísmica de un edificio con diferentes densidades de muros de concreto. Se estudian tres casos:

Caso A.- Marcos en las dos direcciones

Caso B.- Marcos y muros con una densidad de 1%

Caso C.- Marcos y muros con una densidad de 4%

Se considera que la densidad es el área de muros en cada dirección entre el área total de piso. Para su diseño se controlarán los desplazamientos laterales relativos dentro del rango permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso, que especifica el reglamento vigente desde agosto de 1993 (RDF-93), proporcionándole al edificio la rigidez lateral suficiente que limite la respuesta de dichos desplazamientos. Se considerarán a los muros con patines en sus extremos. El edificio a estudiar tiene las siguientes características: 15 niveles, se considera empotrado en la base, planta rectangular con cinco crujías de 9 m cada una en la dirección X, y tres crujías de 7.5 m en la dirección Y. El edificio está situado en la zona III (zona compresible), pertenece al grupo A, y su diseño se hará para el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

Se realizan dos tipos de análisis sísmicos:

1. Análisis dinámico modal espectral para fines de diseño, se considera un comportamiento tridimensional, así como la participación de las cargas gravitacionales y los efectos de segundo orden. Este tipo de análisis se realiza con el programa ETABS.
2. Análisis dinámico paso a paso para la revisión de la respuesta inelástica. Este tipo de análisis se lleva a cabo con el programa DRAIN utilizando el acelerograma SCT, componente E-W, obtenido el 19 de septiembre de 1985. Se hacen comparaciones de las demandas máximas de ductilidad local y de ductilidad global desarrolladas.

Con base en estos resultados, con la participación de diversas cantidades de muros y el control de los desplazamientos laterales, se pretende hacer ver que la magnitud de daños en este tipo de estructuras puede reducirse drásticamente, con respecto de lo observado en los sismos de septiembre de 1985 y ante posibles sismos intensos futuros.

En el capítulo 1 se describen los criterios de análisis y diseño utilizados en la elaboración de este trabajo. El capítulo 2 trata acerca de las respuestas elásticas, mientras que en el capítulo 3 se desarrolla lo referente a las respuestas inelásticas. En el capítulo 4 se hacen las comparaciones de las respuestas elásticas e inelásticas y finalmente, en la última parte del trabajo, se presentan las conclusiones y recomendaciones.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

1.1 Introducción

El diseño sísmico es diferente al que se realiza para los efectos de otro tipo de solicitaciones que actúan en una estructura, debido principalmente a que lo que se pretende en estos casos es que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin daños, aun para los valores máximos que pudieran alcanzar las fuerzas. Por otro lado, en el diseño sísmico se reconoce que económicamente no es viable que las edificaciones se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño.

En la mayoría de los reglamentos modernos de diseño sismorresistente se buscan alcanzar dos objetivos fundamentales: por un lado, evitar el colapso, pero aceptando daño, ante sismos muy severos que pudieran presentarse en la vida de la estructura; por el otro, evitar cualquier tipo de daño ante sismos moderados que también puedan presentarse en dicho lapso.

Para lograr lo anterior se han establecido los siguientes estados límite:

- a) Estado límite de servicio, para el cual no se deben sobrepasar deformaciones que pueden causar pánico a los ocupantes ni se debe causar algún tipo de daños a los elementos no estructurales. El estado límite de servicio debe cumplirse para sismos de intensidad moderada.
- b) Estado límite de integridad estructural, en el cual las edificaciones pueden tener daño no estructural y daño estructural menor, pero sin exceder la capacidad resistente de los elementos. El estado límite de integridad estructural debe cumplirse para sismos severos.
- c) Estado límite de supervivencia, en el cual se presenta un daño significativo pero se mantiene la estabilidad general de la estructura sin llegar al colapso. El estado límite de supervivencia debe cumplirse para sismos extraordinarios.

Para cumplir con los estados límite anteriores es necesario no solamente el proporcionar la suficiente resistencia a la estructura ante cargas laterales, sino también que ésta sea capaz de disipar eficientemente la energía introducida por el movimiento del terreno, lo cual se puede lograr mediante deformaciones inelásticas que impliquen cierto grado de daño pero sin llegar al colapso.

Para desarrollar la ductilidad en las estructuras es necesaria la formación de articulaciones plásticas en los diferentes miembros estructurales. Con el actual criterio de diseño sismorresistente se busca que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas de planta baja, dicho criterio se conoce como columna fuerte-viga débil y trata de que la falla sea del tipo viga, ya que de lo contrario, si la falla ocurriera en las columnas de un mismo entrepiso, significaría que la estructura se colapsaría. Por lo anterior, se debe ser muy cuidadoso en proporcionar la ductilidad adecuada en las columnas del piso inferior.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Recientemente se ha observado que los sistemas estructurales en los que se incluyen muros de concreto tienen un comportamiento adecuado tanto en condiciones de servicio como de falla. Los muros de concreto proporcionan un mejor control de daños en la estructura al dotarla con una mayor resistencia y una mayor rigidez lateral.

El cumplimiento de los objetivos del diseño sismorresistente implica que una estructura debe poseer una rigidez adecuada para limitar los desplazamientos laterales, una resistencia a carga lateral suficiente para soportar las fuerzas inerciales producidas por el movimiento del terreno, y una capacidad de disipación de energía mediante la formación de articulaciones plásticas, lo que se logra al proporcionarle ductilidad. El diseñador estructural debe caracterizarse por saber combinar adecuadamente estas tres propiedades: rigidez, resistencia y ductilidad.

1.2 Métodos de análisis sísmico

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-93) propone tres métodos de análisis sísmico:

- 1) El método simplificado
- 2) El método estático
- 3) El método dinámico (modal espectral e integración paso a paso)

1.2.1 El método simplificado de análisis

Este método se puede aplicar a edificios que cumplan con los requisitos que se especifican en la sección 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S):

- 1) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportados por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso.
- 2) Los muros (de concreto reforzado, mampostería o madera) deben ser simétricos respecto a dos ejes ortogonales y cumplir con las normas complementarias correspondientes.
- 3) Se permite cierta asimetría si en cada piso existen dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta de edificio.
- 4) La relación entre la longitud y el ancho de la planta del edificio no debe exceder de 2.0, a menos que dicha planta se pueda suponer dividida en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga la restricción antes mencionada y que cada tramo resista lo que se indica en la sección 7 NTC-S.
- 5) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no debe exceder de 1.5

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

6) La altura del edificio no debe ser mayor de 13 m.

En este trabajo el método simplificado de análisis no se utiliza, ya que para los diseños se emplea el método dinámico modal espectral; mientras que para la revisión de la respuesta inelástica, el método dinámico paso a paso.

1.2.2 El método estático

En la sección 2.1 NTC-S se indica que se podrá emplear el método estático para estructuras que no pasen de 60 m de altura. La aplicación del método estático requiere de los siguientes pasos:

- 1) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- 2) Las fuerzas sísmicas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- 3) Se realiza el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

En la sección 8 NTC-S se describe la forma de valuar las fuerzas en edificios con y sin apéndices. De dicha sección se puede deducir que la fuerza horizontal P_i , aplicada en el centro de masas del nivel i está dada por la expresión:

$$P_i = \left(\frac{c}{Q} \right) \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j} \right) \sum W_i$$

donde,

W_i : Peso de la masa asociada al nivel i

h_i : Altura de la masa i medida a partir del desplante

c : Coeficiente sísmico

Q : Factor de comportamiento sísmico

En este trabajo se realizaron análisis estáticos para los casos A, B y C con propósitos de comparación con los resultados de análisis modal espectral.

1.2.3 Métodos de análisis dinámico

Los métodos de análisis dinámico se caracterizan porque la estructura se idealiza a partir de masas y resortes.

El método de análisis dinámico modal espectral es el que más se utiliza en la práctica y emplea técnicas de espectro de respuesta.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

El método de análisis dinámico paso a paso consiste en integrar las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma que representa al sismo de diseño.

1.3 Análisis dinámico modal espectral

En la sección 9.1 NTC-S se trata lo referente al análisis dinámico modal espectral, llamado así ya que se emplean los modos de vibrar y espectros de diseño. El método se basa en que la respuesta total es la superposición de las respuestas a diferentes modos naturales de vibrar.

En el uso del análisis modal espectral se considera que la estructura se comporta elásticamente y que sus períodos y formas de vibrar se pueden obtener de la misma forma que para sistemas lineales de varios grados de libertad, es decir, que los edificios se pueden suponer como una serie de masas concentradas unidas mediante resortes como se muestra en la figura 1.1

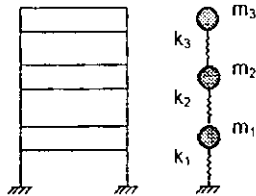


Fig. 1.1 Representación de un edificio de tres niveles por un sistema equivalente de masas y resortes

En el equilibrio del sistema intervienen las siguientes fuerzas:

- Fuerzas de inercia (F_I), que son el producto de la matriz de masas (M) por el vector de aceleraciones absolutas (\ddot{u}_T), el cual es igual a la suma del vector aceleración del terreno (\ddot{u}_o) y el vector de aceleración relativa al terreno (\ddot{u}_p).

$$F_I = M\ddot{u}_T$$

- Fuerzas de rigidez (F_R), que se calculan como el producto de la matriz de rigidez lateral (K) por el vector de desplazamiento laterales (u).

$$F_R = Ku$$

- Fuerzas de amortiguamiento, que tratan de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración; estas fuerzas se pueden expresar como el producto de una matriz de amortiguamiento (C) por el vector velocidad de la masa respecto al suelo (\dot{u}). En general, no es necesario calcular C ya que el efecto del amortiguamiento se toma en cuenta en los espectros de diseño.

$$F_A = C\dot{u}$$

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Con base en lo anterior, la ecuación de equilibrio dinámico se puede escribir como:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

Al desarrollar la ecuación anterior se llega a la siguiente ecuación matricial:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Ms$$

Si se considera que no existe amortiguamiento ni movimiento del terreno, la ecuación anterior se convierte en:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Con la expresión anterior es posible determinar las formas modales y períodos del sistema estructural. Para un movimiento armónico simple se sabe que:

$$u = A \operatorname{sen} \omega t$$

y

$$\ddot{u} = -A\omega^2 \operatorname{sen} \omega t$$

donde,

A: Amplitud de vibración

ω : Frecuencia circular del sistema no amortiguado

Al sustituir estas expresiones en la última ecuación se obtiene:

$$A(K - \omega^2 M) = 0$$

La expresión anterior representa un sistema de ecuaciones lineales homogéneo, y para que A sea diferente de cero es necesario que el determinante del sistema se anule, es decir:

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

Con esta ecuación se pueden encontrar los N valores de frecuencia circular, períodos y frecuencias naturales que corresponden a cada modo natural de vibración del sistema.

Los períodos (T) y frecuencias naturales (f), en cada modo de vibrar, se obtienen con las siguientes expresiones:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$f = \frac{1}{T}$$

Los valores obtenidos de ω se sustituyen en la ecuación $A(K - \omega^2 M) = 0$ para obtener los vectores de amplitud (A, o también denominado como Z) correspondientes a cada modo natural de vibración. Los valores de cada vector de amplitud nos indican la configuración de deformada, conocida como forma modal, que se tiene para cada modo de vibrar.

Se debe tener presente que existirán tantos modos de vibrar como grados de libertad se tengan en el sistema. Si además se considera que los pisos son diafragmas rígidos, entonces los grados de libertad estarán asociados a un solo desplazamiento lateral por piso, es decir, que el

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

número de grados de libertad y el número de modos de vibrar son iguales al número de niveles o pisos que se tengan en la estructura.

Los desplazamientos se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$U_j = A_j c_j Z_j / \omega_j^2$$

donde,

U_j : Vector de desplazamientos de las masas i en el modo j

c_j : Coeficiente de participación modal del modo j , determinado como

$$c_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i z_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i z_{ij}^2}$$

n : Número de niveles

m_i : Masa del nivel i

z_{ij} : Amplitud correspondiente a la masa i en el modo j

A_j : Aceleración reducida por ductilidad, es decir, $a(g)/Q'$

Z_j : Vector de amplitudes del modo j

ω_j^2 : Frecuencia circular al cuadrado del modo j

En la sección 9.1 NTC-S se especifica que la respuesta total S (donde S puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) se obtiene de acuerdo con la siguiente expresión, siempre que los períodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10% entre sí:

$$S = \left(\sum_{j=1}^n S_j^2 \right)^{1/2}$$

Los desplazamientos laterales obtenidos con la expresión anterior deben multiplicarse por Q (factor de comportamiento sísmico).

Al determinar las respuestas del sistema se podrá apreciar que la contribución del primer modo es mayor que la del resto de los modos. Lo anterior se puede comprobar al determinar los porcentajes de masa modal de la siguientes manera:

$$\%_j = \frac{c_j^2}{\sum_{i=1}^n m_i} (100)$$

donde,

$\%_j$: Porcentaje de masa modal j

c_j^2 : Masa efectiva del modo j

m_i : Masa del nivel i

También, las normas señalan que en el análisis se deben incluir cuando menos tres modos y todos aquellos que tengan períodos mayores que 0.4 segundos.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

1.3.1 Espectros de diseño

El análisis dinámico modal, como ya se ha explicado, utiliza técnicas del espectro de respuesta. Para explicar lo que es un espectro de respuesta primero debemos considerar que un acelerograma es un registro en el tiempo de aceleraciones que provoca un sismo en una dirección determinada. Si se supone un movimiento armónico simple se pueden hacer muchas simplificaciones matemáticas con las que se puede determinar la respuesta de un sistema, de tal manera que un acelerograma se puede considerar como la superposición de forma aleatoria de un gran número de ondas armónicas que cubren una gama de frecuencias muy amplia, pero observándose amplitudes muy grandes solamente dentro de un intervalo de períodos dominantes que dependen del tipo de suelo, sismo y epicentro.

Para fines de diseño sísmico lo que normalmente interesa conocer es únicamente la respuesta máxima de un sistema, esto es, el desplazamiento lateral máximo, la aceleración máxima, la velocidad máxima, el cortante basal máximo o el momento de volteo máximo. Si para un acelerograma dado se obtienen las respuestas máximas de un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento determinado variando el período, se pueden trazar las gráficas de la respuesta máxima contra el período de vibración, lo que constituyen los espectros de respuesta. Los espectros de respuesta nos proporcionan información sobre la respuesta máxima de toda una familia de sistemas de un grado de libertad.

Los espectros de diseño se forman a partir de la envolvente de espectros de respuesta (por lo general, de aceleraciones máximas) de sistemas de un grado de libertad con distintos amortiguamientos. Los espectros de diseño se caracterizan porque en ellos se han ensanchado los picos y los valles se han eliminado, de tal manera que tienen una forma bien definida.

1.3.2 Formas típicas de los espectros de diseño del D.F

A continuación se presenta la forma del espectro de diseño para el D.F.

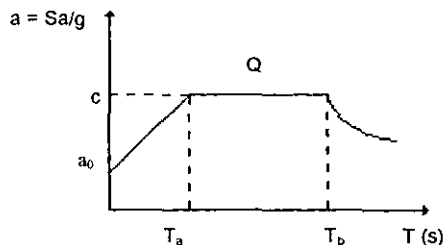


Fig. 1.2 Forma típica del espectro de diseño para el Distrito Federal, dado un Q

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Las partes que constituyen el espectro son las siguientes:

La ordenada del espectro de aceleraciones, a , expresada como fracción de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4}, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = q c, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

Donde T es el período natural de interés; T_a y T_b están expresados en segundos. Los valores de T_a , T_b y r dependen de la zona del Distrito Federal en que se encuentre la estructura. Las características de cada zona se describen en la tabla 1.1 de acuerdo al artículo 219 del RDF-93.

Tabla 1.1 Zonas en que se divide el Distrito Federal

Zona	Descripción
I Lomas	Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.
II Transición	Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos. Constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
III Lacustre	Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Los valores de T_a , T_b y r se presentan en la tabla 1.2, de acuerdo a la sección 3 NTC-S.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Tabla 1.2 Valores de T_a , T_b y r

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

c es el coeficiente sísmico y es el índice más importante de la acción sísmica que emplea el RDF tanto para análisis estático como dinámico. El coeficiente sísmico es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal (V_0) que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo (W). El valor de c depende del grupo en que se clasifique la estructura y de la zona en que se encuentre. En la tabla 1.3 se muestran los valores del coeficiente sísmico.

Tabla 1.3 Valores del coeficiente sísmico, c

Zona	Grupo B	Grupo A
I	0.16	0.24
II	0.32	0.48
III	0.40	0.60

Según el artículo 206 RDF-93 los valores de c se incrementan en un 50% de los correspondientes a estructuras pertenecientes al grupo B, como se observa en la tabla anterior.

Las estructuras se clasifican en dos grupos de acuerdo a la importancia y función que tengan. Esta clasificación se encuentra especificada en el artículo 174 RDF-93 y se reproduce en la tabla 1.4

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas obtenidas de un análisis estático o un análisis dinámico modal espectral se pueden reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' . De acuerdo a la sección 4.1 NTC-S, Q' se calcula con las siguientes expresiones para estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que establecen dichas normas:

$$Q' = Q, \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

Q es el factor de comportamiento sísmico y T es igual al período fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método dinámico modal espectral.

Si las estructuras no satisfacen las condiciones de regularidad especificadas en la sección 6 NTC-S, el valor de Q' se debe multiplicar por 0.8

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Tabla 1.4 Clasificación de las construcciones

Grupo	Descripción
Grupo A	Construcciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de muertes, pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones; estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia.
Grupo B	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:
Subgrupo B1	Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m ² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m ² de área total construida en zona II, y
Subgrupo B2	Las demás de este grupo

1.3.3 Revisión por cortante basal

En la sección 9.3 NTC-S se señala que cualquiera que sea el método de análisis dinámico que se emplee, si se encuentra que, en la dirección considerada, la fuerza cortante basal V_0 es menor que $0.8 \text{ a } W_0 / Q'$, se deben incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V_0 iguale a este valor.

1.3.4 Efectos de torsión

En estructuras no regulares o asimétricas, ya sea en planta o elevación, los efectos de torsión pueden ser de consideración; tales efectos son ocasionados por la excentricidad existente entre las fuerzas sísmicas actuantes y las fuerzas sísmicas resistentes que no son colineales; esto provoca un momento torsionante que incrementa la fuerza actuante en los elementos, además de los efectos del cortante directo.

El efecto de torsión es analizado a partir de fuerzas estáticas, y para ello, en la sección 8.6 NTC-S se especifica que el momento torsionante debe tomarse con la excentricidad que resulte más desfavorable de las siguientes expresiones:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$E_1 = 1.5 e_c + 0.1b$$

$$E_2 = e_c - 0.1b$$

donde,

e_c : Excentricidad calculada a partir de las coordenadas del centro de masa y el centro de torsión

b : Dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis

1.3.5 Efectos bidireccionales

Las NTC-S señalan que los efectos de movimiento horizontales del terreno se deben combinar tomando, en cada dirección de análisis, el 100% de la componente que actúa en esa dirección y el 30% de la componente que actúa en la dirección perpendicular. Las componentes se deben considerar con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

1.4 Integración paso a paso

Sea un sistema de un grado de libertad, figura 1.3, con una fuerza aplicada $p(t)$ y con propiedades m , k , c ; los efectos de la fuerza en el sistema se aprecian en la figura 1.4 que representa un diagrama de cuerpo libre.

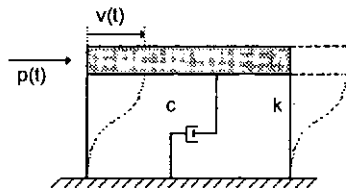


Fig. 1.3 Sistema de un grado de libertad

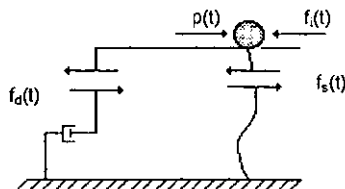


Fig. 1.4 Diagrama de cuerpo libre para el equilibrio de fuerzas

En un instante de tiempo t , el equilibrio dinámico requiere que se cumpla la ecuación de movimiento:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \quad (1)$$

donde,

$f_i(t)$: Fuerza de inercia en el tiempo t

$f_D(t)$: Fuerza de amortiguamiento en el tiempo t

$f_s(t)$: Fuerza que resiste el resorte en el tiempo t

$p(t)$: Fuerza aplicada al sistema en el tiempo t

Para el tiempo $t + \Delta t$, la ecuación anterior es:

$$f_i(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_s(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (2)$$

Así, la ecuación del movimiento puesta en función de incrementos es:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_s(t) = \Delta p(t) \quad (3)$$

Las fuerzas incrementales de esta ecuación quedan expresadas de la siguiente forma:

$$\Delta f_i(t) = f_i(t + \Delta t) - f_i(t) = m\Delta v(t) \quad (4)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta v(t) \quad (5)$$

$$\Delta f_s(t) = f_s(t + \Delta t) - f_s(t) = k(t)\Delta v(t) \quad (6)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \quad (7)$$

Donde m es la masa que permanece constante, $c(t)$ y $k(t)$ representan las propiedades de amortiguamiento y de rigidez. En la figura 1.5 se puede apreciar que el valor de $c(t)$ es:

$$c(t) \equiv \left(\frac{df_D}{dv} \right)_t \quad (8)$$

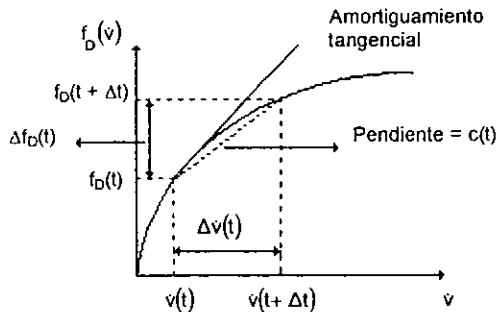


Fig. 1.5 Gráfica de amortiguamiento no lineal

Según se puede observar en la figura 1.6, $k(t)$ es igual a:

$$k(t) = \left(\frac{df_s}{dv} \right)_t \quad (9)$$

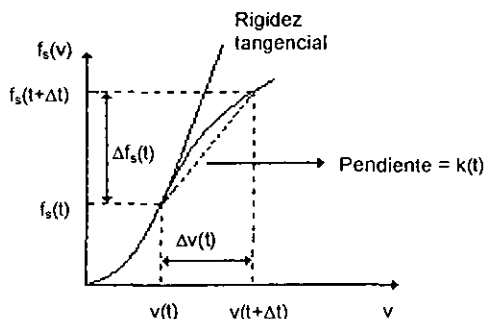


Fig. 1.6 Gráfica de rigidez no lineal

Al sustituir las ecuaciones 4, 5, 6 y 7 en la ecuación 3, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo t , la cual queda expresada de la siguiente manera:

$$m\Delta v(t) + c(t)\Delta v(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (10)$$

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ecuación 10. Un procedimiento consiste en hacer la suposición de que la aceleración varía linealmente durante cada incremento de tiempo, y que además las propiedades estructurales del sistema son constantes.

De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, se puede comprobar que la velocidad y el desplazamiento varían en forma cuadrática y cúbica respectivamente.

Al evaluar la expresión final para el intervalo Δt se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento:

$$\Delta v(t) = v(t)\Delta t + \Delta v(t)\frac{\Delta t}{2} \quad (11)$$

$$\Delta v(t) = v(t)\Delta t + \Delta v(t)\frac{\Delta t^2}{2} + \Delta v(t)\frac{\Delta t^2}{6} \quad (12)$$

Al despejar $\Delta v(t)$ de la ecuación 12 y sustituirlo en la ecuación 11, se tiene:

$$\Delta v(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} v(t) - 3v(t) \quad (13)$$

$$\Delta v(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3v(t) - \frac{\Delta t}{2} v(t) \quad (14)$$

Al sustituir las ecuaciones 13 y 14 en la ecuación 10, se obtiene la siguiente forma de la ecuación del movimiento:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} v(t) - 3v(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3v(t) - \frac{\Delta t}{2} v(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (15)$$

Finalmente, trasladando todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene:

$$\bar{K}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{p}(t) \quad (16)$$

donde $\bar{K}(t)$ es la rigidez efectiva, expresada como:

$$\bar{K}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t) \quad (17)$$

y $\Delta \bar{p}(t)$ es:

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} v(t) + 3v(t) \right] + c(t) \left[3v(t) + \frac{\Delta t}{2} v(t) \right] \quad (18)$$

La ecuación 16 es equivalente a una relación de equilibrio-incremental estático, y se resuelve para el incremento del desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido el incremento de desplazamiento $\Delta v(t)$, es posible determinar $\Delta v(t)$ y $\Delta v(t)$, y así establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo $[v(t) + \Delta v(t)$ y $v(t) + \Delta v(t)]$. El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último Δt en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de varios grados de libertad.

El programa DRAIN realiza el análisis sísmico no lineal de edificios.

1.5 Deformaciones laterales relativas permisibles entre altura de entrepiso,

$\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$

El índice más importante para estimar el grado de daño en una estructura es la distorsión de entrepiso, γ , o sea el desplazamiento relativo de dos pisos sucesivos, Δ_n , dividido entre la altura del entrepiso, h_i . Es decir:

$$\gamma = \frac{\Delta_{ri}}{h_i} = \frac{Q \Delta_{rc}}{h_i}$$

donde,

Δ_{rc} : Desplazamientos laterales relativos de entrepiso calculados con las fuerzas reducidas por ductilidad

Q: Factor que considera el comportamiento inelástico

El RDF-93 en su artículo 209 exige que las distorsiones calculadas no excedan el valor permisible de 0.006 cuando los elementos no estructurales como los muros de mampostería u

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

otros componentes frágiles estén ligados a la estructura principal, y que no excedan tampoco el valor de 0.012 cuando dichos elementos estén desligados de la estructura.

El objetivo de establecer los valores permisibles es evitar que las edificaciones resulten demasiado flexibles, a tal grado que las deformaciones laterales pudieran causar pánico a sus ocupantes ante un sismo de servicio.

En el presente trabajo los desplazamientos laterales se controlaron de tal manera que no excedieran el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso.

1.6 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q

El coeficiente sísmico, c , puede reducirse por el factor de comportamiento sísmico Q , cuyos valores dependen del tipo de sistema estructural que resiste las fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten. Los espectros de diseño pueden reducirse en sus ordenadas espectrales de acuerdo al valor de Q . En la figura 1.7 se presentan los espectros de diseño del D.F. para estructuras del grupo A, zona III, para diferentes valores de Q .

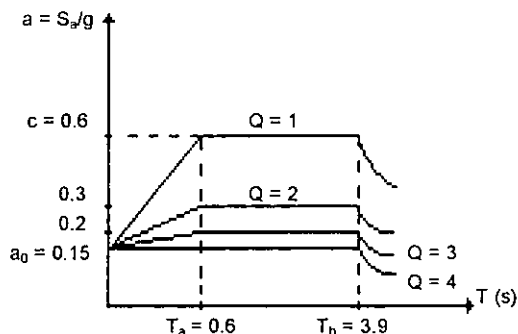


Fig. 1.7 Espectros de diseño para la zona III del Distrito Federal

En la sección 5 NTC-S se especifican los requisitos que deben cumplir las estructuras para adoptar un valor de Q (4, 3, 2, 1.5, 1).

A continuación se mencionan dichos requisitos:

- Para $Q = 4$:
 - a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos contraventeados de acero o concreto reforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos el 50% de la fuerza sísmica.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

- b) Si hay muros ligados a la estructura se deben tener en cuenta para el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales sin la contribución de los muros de mampostería.
- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Se deben tomar en cuenta todos los elementos que contribuyen a la capacidad resistente del entrepiso.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen los requisitos que marcan las normas técnicas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas.

- Para $Q = 3$:

Se satisfacen las condiciones b), d) y e) para $Q = 4$, y en cualquier entrepiso dejen de satisfacerse las condiciones a) o c), pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto reforzado, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán satisfacer también los requisitos de las normas técnicas para estructuras de concreto.

- Para $Q = 2$:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para $Q = 4$ ó 3 , o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos; dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que cumplen los requisitos de las normas técnicas complementarias correspondientes, o diafragmas construidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También debe utilizarse $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado con las excepciones que marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.

- Para $Q = 1.5$:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para $Q = 4$ ó 3 , o por marcos y armaduras de madera.

- Para $Q = 1$:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los antes especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre que se puede emplear un valor más alto.

En este trabajo se utiliza un factor de comportamiento sísmico de $Q = 3$. Se asume que todos los marcos son dúctiles y que cumplen lo indicado en la sección 5.1 NTC-C de ser diseñados para resistir una fuerza cortante mayor del 25% de la que les correspondería si trabajaran aislados del resto de la estructura.

1.7 Efectos P- Δ

Al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales (ver figura 1.8), deben revisarse los efectos adicionales de segundo orden, conocidos como efectos P- Δ que se originan a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos. Tales efectos son más importantes en estructuras esbeltas y con cargas verticales de consideración.

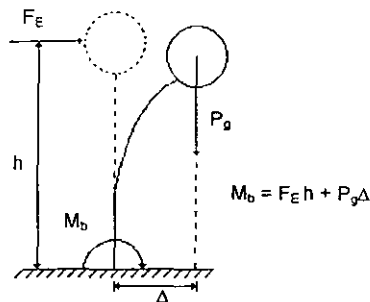


Fig. 1.8 Momento adicional originado por los efectos P- Δ

Los principales cambios que se llegan a tener cuando los efectos P- Δ son importantes son:

- Menor disipación de energía.
- Reducción de la rigidez lateral. El período de la estructura cambia, se incrementa, y la respuesta sísmica puede variar.
- Mayores demandas de ductilidad. Los niveles de deformación inelástica cambian; esto es, puede haber un incremento en las demandas de ductilidad desarrolladas en las articulaciones plásticas de los miembros estructurales, ya que los giros inelásticos están directamente relacionados con las demandas de ductilidad.

1.8 Demandas de ductilidad local

El término ductilidad se define como la habilidad de la estructura o componentes de la misma (vigas y columnas) de deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

Una articulación plástica es una zona del elemento estructural en que se alcanza el nivel de fluencia. Las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas sirven para medir el nivel de deformación inelástica alcanzado en las estructuras. Es decir, que para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud que causan los momentos, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de forma concentrada en una sola sección transversal.

De lo anterior, la ductilidad de curvatura se define en función de las rotaciones plásticas que ocurren en una longitud plástica equivalente (ver figura 1.9a):

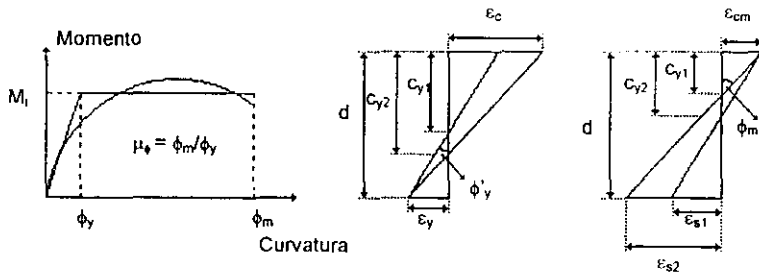
$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y}$$

donde,

μ_{ϕ} : Ductilidad de curvatura

ϕ_m : Curvatura máxima a desarrollarse

ϕ_y : Curvatura de fluencia, que se presenta cuando el acero de refuerzo de tensión alcanza su fluencia



a) Relación momento-curvatura b) Curvatura de primera fluencia c) Curvatura última

Fig. 1.9 Definición de ductilidad de curvatura

Para estimar la ductilidad disponible en un miembro estructural de concreto reforzado, se hacen aproximaciones con base en las relaciones de comportamiento fuerza-deformación del tipo elasto-plástico y bilineal, como se muestra en la figura 1.9b.

La pendiente de la curva elasto-plástica idealizada está definida por:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - c_y)}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

donde,

c_y : Profundidad del eje neutro en el instante en que se tiene ε_y

ε_y : Deformación unitaria de fluencia del acero

Por otra parte, la curvatura máxima que se llega a alcanzar en la sección transversal de un miembro de concreto reforzado queda controlada normalmente por la deformación máxima en compresión del concreto, ε_{cm} . Así, la curvatura máxima es (ver figura 1.9c):

$$\varphi_m = \frac{\varepsilon_{cm}}{c_u}$$

donde,

c_u : Profundidad del eje neutro en el instante en que se alcanza la curvatura última

Para secciones transversales de vigas, columnas o muros sin confinamiento se toma un valor de $\varepsilon_{cm} = 0.0035$. Para el caso de elementos de concreto con confinamiento, las pruebas experimentales indican que se puede tomar el mismo valor.

En el presente trabajo se presentarán las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros, a raíz de los análisis paso a paso, calculadas con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_y} = \frac{\varphi_p + \varphi_y}{\varphi_y} = \frac{\varphi_p}{\varphi_y} + 1$$

$$\varphi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$$

$$\varphi_y = \frac{M_y}{EI}$$

donde,

μ_L : Demanda de ductilidad local

φ_p : Curvatura plástica

θ_p : Rotación plástica

l_p : Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

φ_y : Curvatura de fluencia

M_y : Momento de fluencia

E : Módulo de elasticidad del concreto

I : Momento de inercia de la sección transversal

1.9 Comportamiento lateral de estructuras con muros de concreto

La estructura a analizar es un edificio de 15 niveles a base de marcos y muros de concreto, y por su altura es necesario proporcionarle una rigidez lateral adecuada para resistir las fuerzas inducidas por un sismo.

Los muros de concreto son elementos muy eficientes para absorber los efectos sísmicos en los edificios debido a que cuentan con una gran rigidez y capacidad para soportar cargas laterales. El comportamiento de los muros depende principalmente de su relación altura total a longitud (H/L).

En muros bajos ($H/L \leq 2$) rigen básicamente los efectos de cortante; la resistencia y rigidez ante cargas laterales es alta, pero su comportamiento tiende a ser del tipo frágil.

Los muros esbeltos ($H/L \geq 2$) tienen un comportamiento similar al de una viga en voladizo (ver figura 1.10); la carga axial sobre ellos no es muy grande y dominan los efectos de flexión.

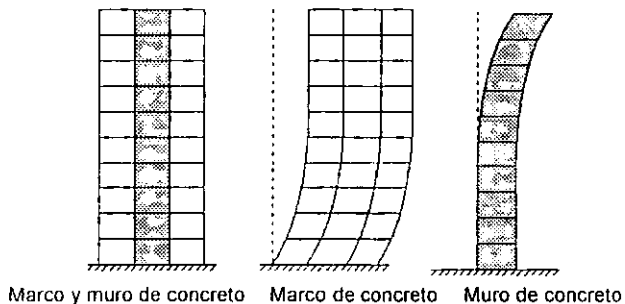


Fig. 1.10 Comportamiento de estructuras a base de marcos y muros de concreto ante efectos sísmicos

En los análisis se hace la suposición de que los sistemas de piso son diafragmas infinitamente rígidos en su plano; de esta manera, los grados de libertad quedan restringidos a dos traslaciones en la misma dirección de dos ejes horizontales perpendiculares y una rotación alrededor de un eje vertical. Esta suposición simplifica en gran medida la etapa del análisis tridimensional.

Para que el comportamiento de los muros de concreto sea adecuado ante la presencia de las cargas laterales generadas por el sismo es necesario que cumplan una serie de requisitos y revisiones enmarcadas en las normas técnicas correspondientes, como se verá en el siguiente punto.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

1.10 Criterios de diseño de los elementos estructurales de concreto (vigas, columnas y muros)

Los siguientes requisitos de diseño son aplicables a marcos dúctiles diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y 3 , de acuerdo a la sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C). Además de cumplir estos requisitos, los elementos estructurales deben cumplir las disposiciones generales de dichas normas.

1.10.1 Vigas

Los requisitos descritos a continuación se aplican a elementos que trabajan esencialmente a flexión: vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, en que se cumple que:

$$P_u \leq \frac{A_g f'_c}{10}$$

donde,

P_u : Carga axial última o de diseño

A_g : Área total o bruta de la sección

f'_c : Resistencia especificada del concreto a compresión

a) Requisitos geométricos:

En la sección 5.2.1 NTC-C se mencionan los requisitos geométricos que deben cumplir los elementos sujetos a flexión (figura 1.11):

- Separación libre de la viga (L) $\geq 4d$
- Separación de apoyos / $b \leq 30$
- $h / b \leq 3.0$
- $b \geq 25$ cm
- $b \leq$ ancho de la columna a la que llega
- $e \leq c / 10$

Se deben cumplir dichos requisitos para evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral, por la excesiva esbeltez de su alma, y para asegurar que la transmisión de momentos entre la viga y la columna se realice sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión. Es necesario también que la viga tenga un ancho superior al lado de la columna en que se conecta.

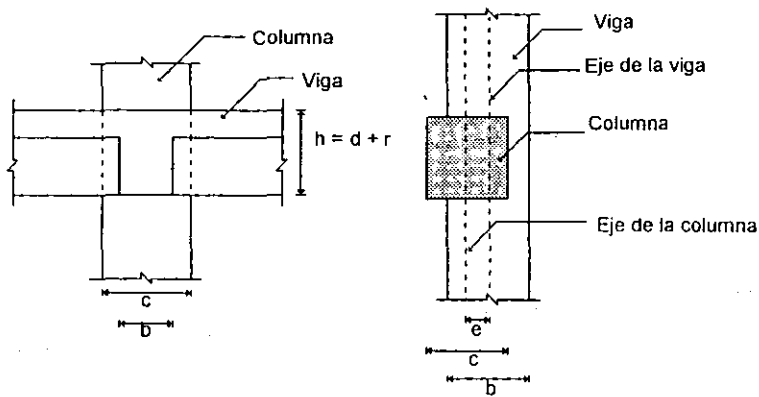


Fig. 1.11 Requisitos geométricos para vigas de concreto reforzado

donde,

- L: Claro libre del elemento
- h: Peralte de la sección transversal
- d: Peralte efectivo
- r: Recubrimiento
- b: Ancho de la sección
- e: Excentricidad entre ejes de elementos
- c: Dimensión de la columna a la que llega la viga

b) Requisitos para el refuerzo longitudinal:

En la sección 5.2.2 NTC-C se especifican los requisitos que debe cumplir el acero longitudinal superior e inferior de las vigas (figura 1.12):

- $A_s \text{ mín} \leq \text{Acero en el lecho superior ó inferior} \leq A_s \text{ máx}$
- $A_s \text{ mín} \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c} bd}{f_y}$ ó 4 barras del No.4
- $A_s \text{ máx} \leq 0.75 A_{sb}$
- La resistencia a momento positivo en el extremo de la viga no será menor que la mitad

de la resistencia a momento negativo, $M_{R \text{ extremo}}^+ \geq \frac{M_{R \text{ extremo}}^-}{2}$

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

- En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos

$$\text{de la viga, } M_{R \text{ intermedio}}^{\pm} \geq \frac{M_{R \text{ extremos}}^{\pm}}{4}$$

- El refuerzo de tensión necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.
- Solamente se permitirán traslapes si en la longitud de traslape se proporciona refuerzo transversal de confinamiento (estribos).
- No se permiten traslapes en los nodos, en la distancia l_1 , en una distancia $2d$ medida a partir del paño del nudo ni en zonas de posibles articulaciones plásticas según el análisis.
- Sólo se permiten paquetes de 2 barras de acero longitudinal.
- Las uniones de barras se pueden hacer mediante soldadura o dispositivos mecánicos en barras adyacentes separadas por lo menos 60 cm en la dirección longitudinal del elemento.

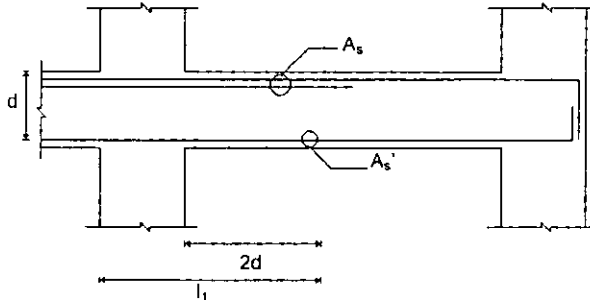


Fig. 1.12 Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de concreto

donde,

A_s : Acero de tensión

A_s' : Acero de compresión

d : Peralte efectivo

c) Requisitos para el refuerzo transversal:

De acuerdo a la sección 5.2.3 NTC-C, se deben suministrar estribos de al menos 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) en las siguientes zonas:

- 1) En los extremos del miembro hasta una distancia $2d$ medida a partir del paño.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2) En una distancia $2h$ de la sección donde se pudieran formar articulaciones plásticas.

El primer estribo se debe colocar a no más de 5 cm respecto al paño del apoyo.

En las zonas anteriores la separación de los estribos (s_1) será la menor de las siguientes (ver figura 1.13):

- 0.25 d
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30 cm

Fuera de dichas zonas, la separación de estribos (s_2) será la menor de:

- $d / 2$
- Separación requerida por cortante

Los estribos deben ser cerrados, de una pieza y deben rematarse en una de sus esquinas con dobleces de 135° seguidos de tramos rectos de longitud no menor de 10 veces el diámetro del estribo.

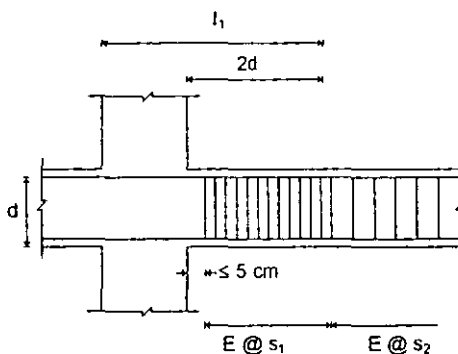


Fig. 1.13 Requisitos para el refuerzo transversal de vigas de concreto

Los estribos tienen la función de fijar la posición del refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tensión en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante. Una distribución adecuada de los estribos incrementa, en gran medida, la ductilidad de las secciones de concreto en flexión al proporcionar confinamiento al concreto del núcleo y restringir el pandeo de las barras longitudinales que trabajan en compresión.

d) Requisitos para fuerza cortante:

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se deben dimensionar de manera que no se presente la falla por cortante (falla frágil) antes de la formación de articulaciones plásticas en sus extremos.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Para el diseño de vigas ante fuerza cortante se deben utilizar las expresiones que aparecen en la sección 2.1.5 NTC-C. El cortante resistente en una viga está dado por:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

donde,

V_R : Cortante resistente

V_{CR} : Aportación del concreto al cortante resistente

V_{SR} : Aportación del refuerzo transversal (estribos) al cortante resistente

Según la sección 2.1.5 a) NTC-C, para vigas sin preesfuerzo y con relación $L/h \geq 5$, V_{CR} se calculará de la siguiente manera:

$$a) \text{ Si } \rho \geq 0.01, V_{CR} = F_R 0.5 b d (f_c^*)^{1/2}$$

$$b) \text{ Si } \rho < 0.01, V_{CR} = F_R b d (0.20 + 30 \rho) (f_c^*)^{1/2}$$

donde,

ρ : Porcentaje de acero longitudinal de tensión

F_R : Factor de resistencia igual a 0.6 (sección 5.2.4 NTC-C)

b : Ancho de la viga

d : Peralte efectivo de la viga

f_c^* : Resistencia nominal del concreto a compresión

Las expresiones anteriores son aplicables si $h \leq 70$ cm y $h/b \leq 6$. El V_{CR} calculado de la manera anterior se reducirá en 30% por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumplan.

V_{SR} se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{SR} = F_R A_v f_y d / s$$

donde,

A_v : Área total de refuerzo transversal en una separación s

d : Peralte efectivo del elemento

s : Separación de estribos

f_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

En caso de que $V_R < V_u$, la separación necesaria de estribos se obtendrá como:

$$s_{nec} = \frac{F_R A_v f_y d}{(V_u - V_{CR})} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

donde,

V_u : Cortante actuante último obtenido del análisis

1.10.2 Columnas

Los siguientes requisitos se aplican a miembros sujetos a flexocompresión, en los que se cumple que:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$$

donde,

P_u : Carga axial de diseño

A_g : Área total o bruta de la sección

f'_c : Resistencia especificada del concreto a compresión

a) Requisitos geométricos:

Los requisitos geométricos tienen como objetivo asegurar un tamaño mínimo del núcleo confinado para mantener su capacidad a carga axial aun después de la falla del concreto de recubrimiento. Mediante dichos requisitos también se pretende eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, y asegurar que las columnas tengan las dimensiones y proporciones adecuadas para trabajar eficientemente en el marco junto con las vigas que las conectan.

En la sección 5.3.1 NTC-C se mencionan los requisitos geométricos que deben cumplir los elementos sujetos a flexocompresión (ver figura 1.14):

- $C_2 \geq 30$ cm
- $A_g \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c}$
- $C_2 / C_1 \geq 0.4$
- $l / C_2 \leq 15$

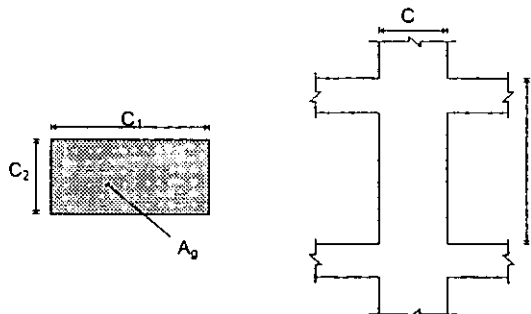


Fig. 1.14 Requisitos geométricos para columnas de concreto

donde,

C_1 : Dimensión mayor de la columna

C_2 : Dimensión menor de la columna

A_g : Área total de la sección de la columna

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

l: Altura libre de la columna

b) Resistencia mínima a flexión:

En la sección 5.3.2 NTC-C se menciona que la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir la siguiente condición:

$$\Sigma M_{RC} \geq 1.5 \Sigma M_{RV}$$

donde,

$\Sigma M_{RV} = M_{VD} + M_{VI}$, es la suma de los momentos resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan a un nodo, ver figura 1.15.

$\Sigma M_{RC} = M_{CS} + M_{CI}$, es la suma de los momentos resistentes de los extremos de las columnas (superior e inferior) que llegan a dicho nodo.

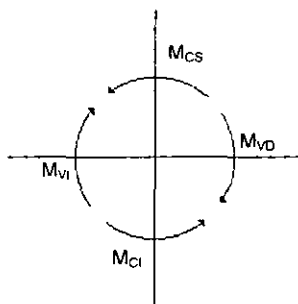


Fig. 1.15 Momentos resistentes en el nodo viga-columna

La condición anterior se debe revisar para ambas direcciones en que puede actuar el sismo y se requiere, además, que el momento resistente de las columnas se determine para una carga axial igual a la que ocasionan las cargas gravitacionales más el doble de la que se obtiene del análisis por cargas laterales debidas al sismo.

El criterio anterior se conoce como "columna fuerte-viga débil", y lo que busca es que el mecanismo de falla ocurra por la formación de articulaciones plásticas en las vigas y en la base de las columnas en lugar de que éstas se formen en los extremos de las columnas, provocando un mecanismo de falla lateral (figura 1.16).

Como opción, las columnas se pueden dimensionar utilizando los momentos y cargas axiales obtenidos del análisis si se utiliza un factor de resistencia por flexocompresión (F_R) de 0.6.

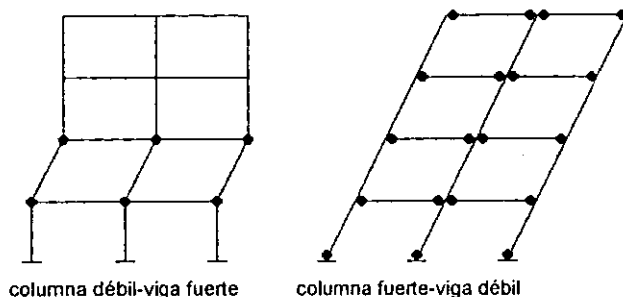


Fig. 1.16 Mecanismos de falla

c) Requisitos para el refuerzo longitudinal:

Se indica en la sección 5.3.3 NTC-C que la cuantía de acero longitudinal, p , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.04:

$$0.01 \leq p \leq 0.04$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Es decir que:

$$p_{\min} = 0.01$$

$$p_{\max} = 0.04$$

Solamente se permitirá la utilización de paquetes de dos barras. El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento. Pueden usarse uniones soldadas o con algún dispositivo mecánico en barras adyacentes separadas por lo menos 60 cm en la dirección longitudinal del elemento.

d) Requisitos para el refuerzo transversal:

Para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión, en los extremos de las columnas es necesario proporcionar refuerzo por confinamiento. Dicho refuerzo ayuda a confinar el núcleo de concreto, evita el problema de pandeo del refuerzo longitudinal, y proporciona la resistencia necesaria al cortante.

Los requisitos para el refuerzo transversal en las columnas se establecen en la sección 5.3.4 NTC-C. Esta sección establece que primeramente se deben cumplir los requisitos de las secciones 4.2.3 y 5.3.5 NTC-C.

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Según la sección 4.2.3 NTC-C, el refuerzo transversal para columnas no será menor que el necesario para fuerza cortante y torsión, en su caso.

La separación de estribos en las zonas intermedias de la altura de las columnas (s_2) debe cumplir con lo prescrito en la sección 4.8 NTC-C, que se refiere a los requisitos de las zonas confinadas, por lo cual la separación s_2 no debe exceder los siguientes valores (figura 1.17):

- Requerida por cortante
- Requerida por confinamiento:
 - Dimensión menor de la columna / 4
 - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada
 - 24 veces el diámetro del estribo
 - 30 cm
- Requerida por pandeo (sección 4.2.3 NTC-C):
 - $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$
 - 48 veces el diámetro del estribo
 - Menor dimensión de la columna / 2

En los extremos de la columna la separación de estribos, s_1 , no debe exceder de los siguientes valores:

- $s_2 / 2$ (sección 4.2.3 NTC-C)
- 10 cm (sección 5.3.4 NTC-C)

Esta separación s_1 debe proporcionarse en una longitud confinada, l_c , no menor que:

- Dimensión mayor de la columna
- Altura libre (l) / 6
- 60 cm

La longitud confinada, l_c , se mide arriba o abajo del plano de intersección respectivo de la columna con traves y losas. En la parte inferior de columnas de planta baja el refuerzo, con la separación s_1 , debe prolongarse hasta media altura de la columna.

En los extremos de columnas de núcleo rectangular el área de refuerzo transversal, A_{sh} , debe ser mayor que los dos siguientes valores:

$$0.3 \left(\frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} s h_c$$
$$0.12 \frac{f_c}{f_y} s h_c$$

donde,

A_c : Área transversal del núcleo, hasta la orilla del refuerzo transversal

A_g : Área transversal total de la columna

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

f_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

h_c : Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

s : Separación del refuerzo transversal

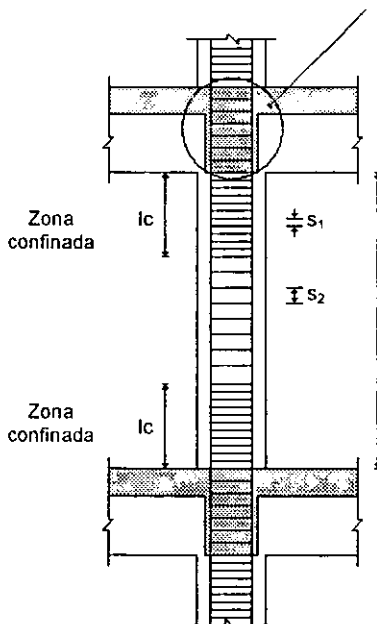
A_{sh} : Área de refuerzo transversal (suma de áreas de estribos y grapas)

El esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal deberá ser menor o igual a 4200 kg/cm^2 y estará formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (No.3), rematados en una esquina con dobleces no mayores que 135° seguidos de tramos rectos de longitud no menor de 10 veces su diámetro.

El refuerzo transversal se puede complementar con grapas del mismo diámetro de los estribos y espaciadas igual que éstos. Cada grapa debe abrazar una barra de la periferia con un doblez de 135° y seguida de un tramo recto no menor de 10 veces su propio diámetro.

La separación entre una barra con soporte lateral (proporcionado por un estribo o grapa) y una barra sin soporte lateral no deberá exceder de 15 cm (sección 4.2.3 NTC-C).

La separación centro a centro entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm.



En la porción de la columna que atraviesa la unión con la viga debe colocarse el mismo refuerzo transversal que en l_c .

Si hay vigas en los cuatro costados puede aumentarse al doble la separación.

Fig. 1.17 Separación del refuerzo transversal en columnas de concreto

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

e) Requisitos para fuerza cortante:

Los elementos a flexocompresión se deben dimensionar de tal manera que no fallen por cortante antes de la formación de articulaciones plásticas en las vigas.

Existen dos opciones para el dimensionamiento de columnas.

La primera opción consiste en obtener la fuerza cortante de diseño mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{(1.5 \sum M_{Rvigas})_{ext. sup. col.} + (1.5 \sum M_{Rvigas})_{ext. inf. col.}}{2 (\text{Altura libre del elemento})}$$

Como segunda opción, que es la que se utiliza en el presente trabajo, el dimensionamiento por fuerza cortante puede realizarse mediante la fuerza cortante de diseño, V_u , obtenida del análisis utilizando un factor de resistencia, F_R , igual a 0.5.

1.10.3 Muros

Los sistemas a base de muros basan su desempeño ante sismos principalmente en su gran rigidez y resistencia ante cargas laterales más que en su comportamiento inelástico, y por esta razón los requisitos de ductilidad que marcan las normas son más simples que los de marcos.

a) Muros sujetos a cargas axiales o excéntricas

La sección 4.5.1 NTC-C indica que estos muros se deben diseñar por flexocompresión de la misma forma que en columnas.

Para tableros con bordes verticales con suficiente restricción lateral, la longitud efectiva de pandeo, H' , se determina de la siguiente manera:

- $H' = H$, si $H / L \leq 0.35$
- $H' = (1.3 - 0.85 H / L)$, si $0.35 < H / L < 0.8$
- $H' = L / 2$, si $H / L \geq 0.8$

dónde,

H: Altura del muro

L: Longitud horizontal del tablero

Como tablero se entiende la porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de proporcionar restricción lateral, o todo el muro si dichos elementos se encuentran en los bordes del muro.

Se considera que existe suficiente restricción lateral cuando se dé la presencia de elementos estructurales en los bordes verticales del tablero, tal que su dimensión perpendicular al plano del muro, c , no sea menor que 2.5 veces el espesor, t , del mismo (figura 1.18).

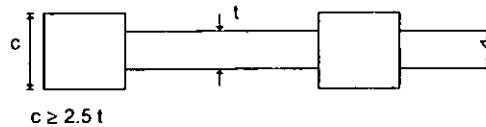


Fig. 1.18 Restricción lateral en tableros

En muros de uno o varios tableros, H' se determinará de la siguiente manera:

- $H' = H$, si $H / L \leq 0.35$
- $H' = 0.215 (H / L + 4.3) H \leq 2H$, si $H / L > 0.35$

donde,

L: Longitud horizontal del muro

Si las cargas que actúan sobre el muro son concentradas (figura 1.19), el ancho efectivo (b_e) que se tomará será:

- $b_e \leq$ Longitud de contacto + 4 t
- $b_e \leq$ Distancia centro a centro entre cargas

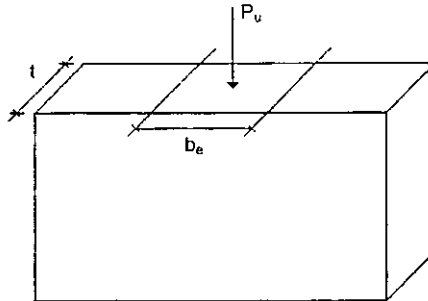


Fig. 1.19 Ancho efectivo en muros

Si la resultante de la carga vertical, P_u , cae dentro del tercio medio del espesor del muro y su magnitud no excede de $0.25 f_c A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el que se indica en la sección 3.10 NTC-C, el cual es:

$$A_{s \text{ min ver}} (\text{cm}^2/\text{cm}) = \frac{660t}{f_y (t + 100)}$$

No es necesario restringir este acero contra pandeo.

Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores, el refuerzo mínimo vertical será el que se indica en la sección 4.2.2 NTC-C, a saber:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$A_{s \text{ mín vert}} \geq \frac{20}{f_y} A_g$$

$$A_g = Lt$$

Este acero se tendrá que restringir contra pandeo por medio de grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será también el indicado en la sección 3.10 NTC-C:

$$A_{s \text{ mín hor}} (\text{cm}^2/\text{cm}) = \frac{660t}{f_y (t + 100)}$$

b) Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Los requisitos que a continuación se mencionan están establecidos en la sección 4.5.2 NTC-C y son aplicables a muros cuya función principal sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración y con una relación L/t menor que 70.

Si además se presentan cargas verticales importantes, la relación L/t deberá ser menor que 40 y se deberá aplicar lo que marcan las NTC-C en las secciones 4.5.1 (muros sujetos a cargas verticales) y 2.1.3 (diseño por flexocompresión).

El espesor, t , de los muros deberá cumplir con lo siguiente:

- $t \geq 13 \text{ cm}$
- $t \geq 0.06 H^*$, H^* es la altura del muro no restringida lateralmente (altura libre)
- $t \geq 10 \text{ cm}$ para construcciones hasta de 2 niveles, con altura de entrepiso $\leq 3 \text{ m}$

El factor de comportamiento sísmico, Q , que se utilice en el diseño sísmico de los muros será:

- $Q = 3$, si los muros resisten la totalidad de las fuerzas laterales y se cumplen los requisitos de los patines que se establecen en la sección 4.5.2 b) NTC-C.
- $Q = 2$, si los muros resisten la totalidad de las fuerzas laterales, pero no se cumplen los requisitos de los patines.
- $Q =$ El prescrito por las normas, si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales como marcos dúctiles o losas planas.

c) Flexión y flexocompresión

La sección 4.5.2 a) NTC-C indica que si $P_u \leq 0.2 F_R t L f_c$, y $A_s / (t d) \leq 0.008$ donde,

As: Área de acero de tensión

d: Peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión

Entonces, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ecuación 2.14 de la sección 2.1.2 e) NTC-C:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

El brazo z se obtiene de la siguiente manera:

- $z = 0.8 L$, si $H / L \geq 1.0$
- $z = 0.4 (1 + H / L) L$, si $0.5 < H / L < 1.0$
- $z = 1.2 H$, si $H / L \leq 0.5$

donde,

H: Altura total del muro

L: Longitud horizontal del muro

Se debe verificar que $A_{s \text{ tensión}} \geq \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} t d$

La distribución del acero de refuerzo vertical para flexión o compresión se debe realizar de la siguiente forma:

1) Para muros con $H / L \leq 1.2$, el acero de refuerzo vertical se colocará en los extremos del muro en anchos L^* (figura 1.20), donde:

- $L^* \leq (0.25 - 0.1 H / L) L$
- $L^* \leq 0.4 H$

Este acero se prolongará recto y sin reducción en la altura total, H , del muro.

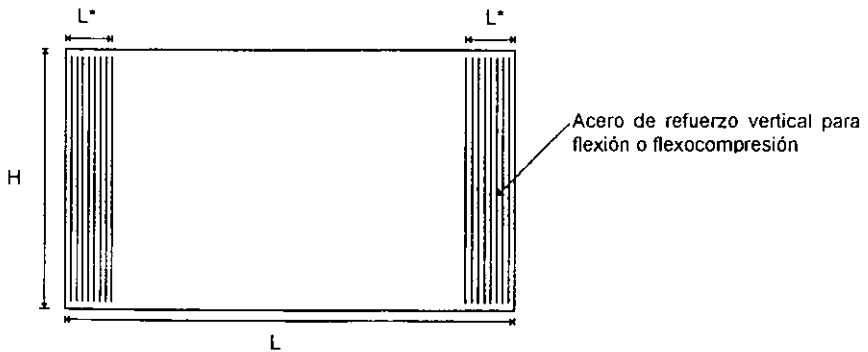


Fig. 1.20 Distribución del acero de refuerzo para flexión o flexocompresión

2) Para muros con $H / L > 1.2$, el acero de refuerzo vertical se colocará en los extremos del muro en anchos L^* , donde:

- $L^* \leq 0.15 L$

El acero de refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y compresiones, respetando que:

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

$$A_{s \text{ mfn vert}} (\text{cm}^2/\text{cm}) = \frac{660t}{f_y (t + 100)}$$

3) Para muros con necesidad de patines, el refuerzo vertical por flexión se colocará en dichos elementos, independientemente de la relación H / L .

El refuerzo vertical debe restringirse contra pandeo con estribos o grapas, de acuerdo con la sección 4.2.3 NTC-C.

d) Elementos extremos (patines) en muros

De acuerdo con la sección 4.5.2 b) NTC-C deben suministrarse elementos de refuerzo (patines) en las orillas de los muros si:

$$f_{c \text{ máx}} > 0.2f'_c$$

$f_{c \text{ máx}}$ es el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada y se determina con la siguiente expresión:

$$f_{c \text{ máx}} = \frac{P}{A_g} + \frac{M}{I_g} y_{\text{máx}}$$

donde,

P_u : Carga axial última

A_g : Área de la sección transversal del muro (t L)

M_u : Momento flexionante último

$y_{\text{máx}}$: Distancia de la fibra más alejada en compresión (L / 2)

I_g : Momento de inercia alrededor del eje mayor de la sección del muro (t L³ / 12)

En la figura 1.21 se muestran los parámetros para determinar $f_{c \text{ máx}}$:

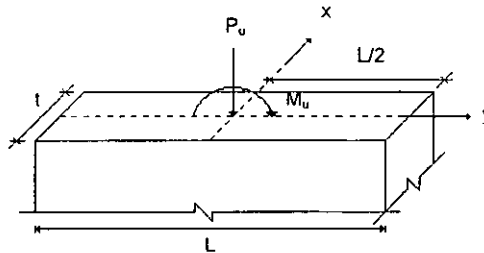


Fig. 1.21 Parámetros requeridos para la determinación de $f_{c \text{ máx}}$

Si $f_{c \text{ máx}} < 0.15 f'_c$, no será necesario colocar patines en las orillas de los muros.

Un patín se diseñará como columna corta (es decir, sin considerar los efectos de esbeltez) para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales (sismo) y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura.

Los patines deberán contar, a todo lo largo, de refuerzo transversal que cumpla los requisitos mencionados en la sección 5.3.4 NTC-C (refuerzo transversal para miembros a flexocompresión, marcos dúctiles).

El refuerzo transversal del alma del muro deberá estar anclado al núcleo confinado de cada patín.

e) Fuerza cortante en muros

En la sección 4.5.2 c) NTC-C se menciona que la fuerza cortante, V_{CR} , que toma el concreto se determina de la siguiente manera:

- $V_{CR} = 0.85 F_R (f'_c)^{1/2} t L$, si $H / L \leq 1.5$
- $V_{CR} = F_R t d (0.2 + 30 p) (f'_c)^{1/2}$, si $H / L \geq 2$ y $p < 0.01$
- $V_{CR} = 0.5 F_R t d (f'_c)^{1/2}$, si $H / L \geq 2$ y $p \geq 0.01$
- V_{CR} = Valor obtenido por interpolación lineal, si $1.5 < H / L < 2$

donde,

F_R : Factor de reducción = 0.8 (sección 1.6 NTC-C)

p : Cuantía de acero de tensión = $A_s / (t d)$

A_s : Área de acero de la capa más próxima a la cara de tensión o la de compresión mínima

d : Peralte efectivo $\approx 0.8 L$

t : Espesor del muro

H : Altura total del muro

L : Longitud horizontal del muro

El refuerzo horizontal por fuerza cortante se determina con los siguientes criterios:

- $\rho_h \geq \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y d t}$
- $\rho_h \geq 0.0025$

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{s_h t}$$

- $s_h \leq \frac{A_{vh}}{\rho_h t}$
- $s_h \leq \frac{F_R A_{vh} f_y d}{V_u - V_{CR}}$

1. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

- $s_h \leq 35 \text{ cm}$

donde,

p_h : Cuantía de refuerzo horizontal

s_h : Separación del refuerzo horizontal

A_m : Área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h

De manera similar, el refuerzo vertical por fuerza cortante se basa en los siguientes criterios:

- $\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H / L) (p_h - 0.0025)$
- $\rho_v \geq 0.0025$

$$\rho_v = \frac{A_w}{s_v t}$$

- $s_v \leq \frac{A_w}{\rho_v t}$

- $s_v \leq 35 \text{ cm}$

donde,

ρ_v : Cuantía de refuerzo vertical

s_v : Separación del refuerzo vertical

A_w : Área de refuerzo vertical comprendida en una distancia s_v

Si $H / L \leq 2$, se debe cumplir que $\rho_v \geq p_h$.

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

Se debe cumplir también que $V_u \leq 2 F_R L t (f'_c)^{1/2}$

Si $t > 15 \text{ cm}$ ó $\bar{v}_{u \text{ sismo}} > 0.6 \sqrt{f'_c}$, el refuerzo por cortante se deberá colocar en dos capas próximas a cada cara del muro; en caso contrario, el refuerzo por cortante se colocará en una capa a medio espesor del muro.

$$\bar{v}_{u \text{ sismo}} : \text{Esfuerzo cortante promedio} = \frac{V_u}{L t}$$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.1 Estructura caso A. Descripción de la estructura a estudiar

A continuación se presenta la descripción de la estructura correspondiente al caso A, que es a base de solamente marcos.

2.1.1 Características generales de la estructura: caso A

- Edificio de 15 niveles empotrado en su base. La estructura es regular, con planta tipo de 22.5 x 45 m.
- Planta rectangular formada de tres claros de 7.5 m en la dirección Y, y cinco claros de 9 m en la dirección X. En la figura 2.1 se presenta la planta tipo del edificio con la distribución de vigas principales, vigas secundarias y columnas. En las figuras 2.2 y 2.3 se presentan las elevaciones de la estructura en las direcciones X y Y respectivamente.
- La relación de la dimensión larga a dimensión corta es de 2 para todos los niveles
- El sistema sismorresistente es a base de marcos de concreto en las dos direcciones. La altura de los entrepisos es de 3.5 m desde el nivel 15 hasta el nivel 2; para el nivel 1 la altura del entrepiso es de 5.0 m (ver figuras 2.2 y 2.3).
- La revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio se realizó de tal manera que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso, con el fin de evitar daños a elementos no estructurales ligados a la estructura principal.
- El dimensionamiento de columnas y vigas se llevó a cabo mediante tanteos, para lograr que el desplazamiento relativo de entrepiso fuera del valor permisible.
- Las columnas son de sección cuadrada. La tabla 2.1 muestra la distribución de las secciones de columnas en cada uno de los entrepisos.

Tabla 2.1 Secciones de columnas, caso A

Entrepiso	Secciones de columna (cm)
15 al 13	90 x 90
12 al 10	100 x 100
9 al 7	110 x 110
6 al 4	120 x 120
3 al 1	130 x 130

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

- Todas las vigas principales son de sección rectangular de 130 x 60 cm, mientras que las vigas secundarias son también rectangulares de 70 x 35 cm.
- Espesor de losa de 10 cm.
- Concreto tipo 1 con $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad es $E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- El esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Estructura del grupo A, ubicada en la zona compresible (zona III) del D.F.
- Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.
- Para el diseño de la estructura se utilizó el análisis dinámico modal espectral más los efectos de las cargas gravitacionales, considerando los efectos P- Δ .

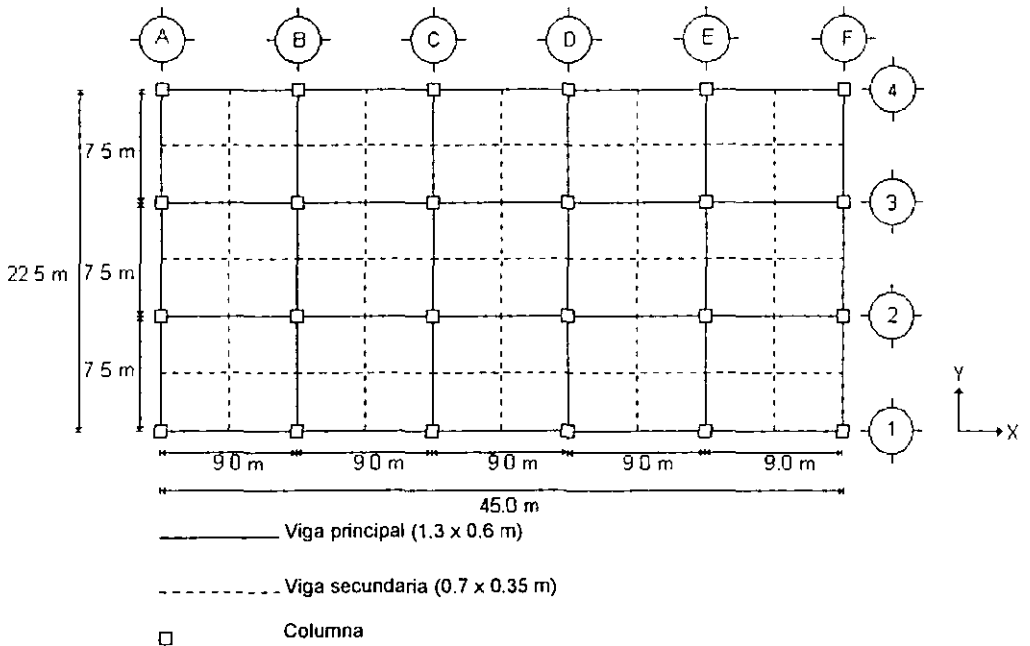


Fig. 2.1 Planta tipo de la estructura caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

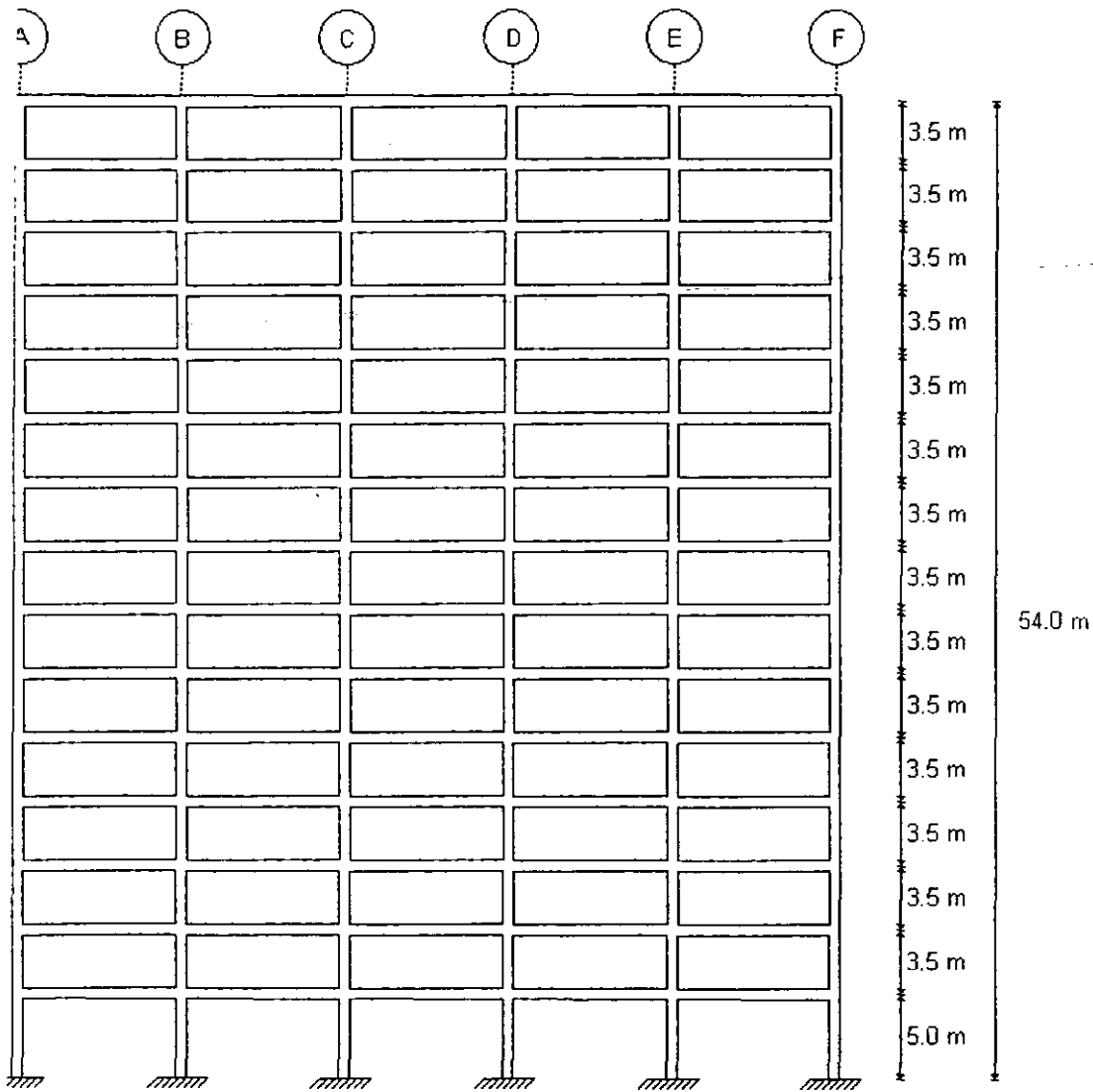


Fig. 2.2 Corte de la dirección longitudinal, estructura caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

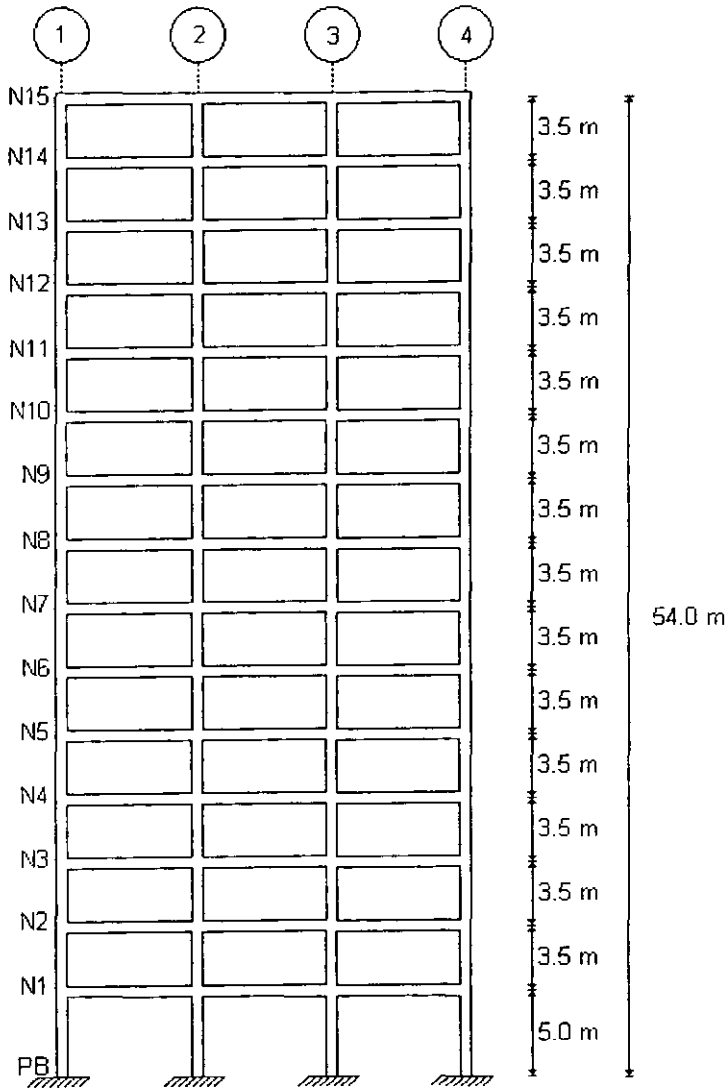


Fig. 2.3 Corte de la dirección transversal, estructura caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.1.2 Cargas muertas y vivas: caso A

Cargas muertas:

Azotea:

En la figura 2.4 se muestran los elementos que conforman la losa de azotea con sus respectivos espesores. En la figura 2.5 se muestra la determinación del espesor de la capa de terrado.

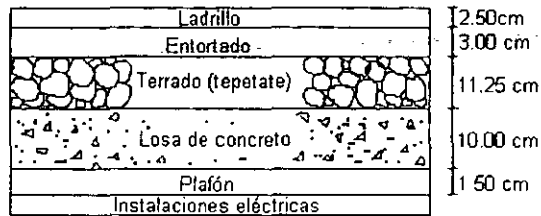
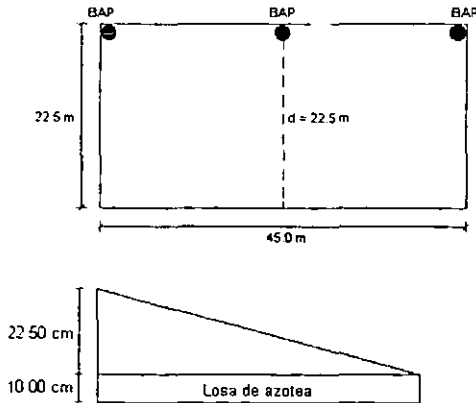


Fig. 2.4 Corte en losa de azotea



Espesor de la capa de terrado:

Pendiente = 1%

$$e = 22.5 \text{ m} (0.01) = 0.225 \text{ m} = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{espesor medio} = 22.5 \text{ cm} / 2 = 11.25 \text{ cm}$$

Fig. 2.5 Determinación del espesor de la capa de terrado

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.2 Carga muerta para azotea

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Capa de ladrillo	37.5
Entortado (mortero cemento-arena)	60
Tepetate ligero	112.5
Losas de concreto	240
Plafón de yeso	22.5
Instalaciones eléctricas	50
Carga adicional por reglamento (art. 197 RDF)	20
Carga muerta total	542.5

Piso tipo:

En la figura 2.6 se muestran los elementos de que se componen las losas de cada uno de los pisos de la estructura. En la tabla 2.3 se encuentran las cargas por metro cuadrado de cada concepto.

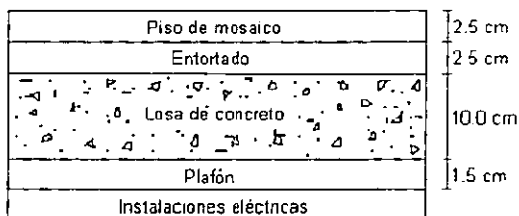


Fig. 2.6 Corte en losa para piso tipo

Tabla 2.3 Carga muerta para piso tipo

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Muros divisorios	100
Piso de mosaico	35
Entortado (mortero cemento-arena)	50
Losas de concreto	240
Plafón de yeso	22.5
Instalaciones eléctricas	50
Carga adicional por reglamento (art. 197 RDF)	40
Carga muerta total	537.5

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Cargas vivas:

Se trabaja con la carga viva instantánea, que es la que marca el reglamento en su artículo 199 para un análisis por sismo.

Azotea:

Para azoteas con pendiente no mayor de 5%, la carga viva es $w_a = 70 \text{ kg/m}^2$.

Piso tipo:

El valor de la carga viva que se emplea es $w_a = 180 \text{ kg/m}^2$.

En la tabla 2.4 se muestran las cargas por metro cuadrado finales que se emplean en este trabajo, y que resultan de la suma de cargas muertas y cargas vivas.

Tabla 2.4 Cargas muertas + Cargas vivas

Ubicación	Carga muerta + Carga viva (kg/m^2)
Azotea	612.5
Piso tipo	717.5

2.1.3 Cálculo de pesos: caso A

Los pesos por nivel de la estructura son un dato importante que requiere el programa de análisis y diseño ETABS. El peso de cada nivel se determina considerando la mitad de la altura del entrepiso arriba y abajo de la parte superior de la losa, como se muestra en la figura 2.7. Para el caso del nivel de azotea solamente se toma en cuenta la mitad de la altura del entrepiso abajo de la losa.

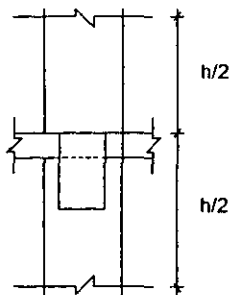


Fig. 2.7 Criterio para determinar el peso por nivel de la estructura

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

En la tabla 2.5 se muestran los valores de los pesos por nivel de la estructura caso A.

Tabla 2.5 Pesos por nivel de la estructura caso A

PESOS POR NIVEL						
NIVEL	AREA (m ²)	PESO DEL STMA. DE PISO (t)	PESO DE VIGAS PRINCIPALES (t)	PESO DE VIGAS SECUNDARIAS (t)	PESO DE COLUMNAS (t)	PESO TOTAL (t)
15	1088.66	516.96	510.38	136.18	79.32	1242.84
14	1088.66	605.58	510.38	136.18	158.63	1410.77
13	1088.66	605.58	510.38	136.18	158.63	1410.77
12	1088.66	605.58	510.38	136.18	177.24	1429.38
11	1088.66	605.58	510.38	136.18	195.84	1447.98
10	1088.66	605.58	510.38	136.18	195.84	1447.98
9	1088.66	605.58	510.38	136.18	216.40	1468.55
8	1088.66	605.58	510.38	136.18	236.97	1489.11
7	1088.66	605.58	510.38	136.18	236.97	1489.11
6	1088.66	605.58	510.38	136.18	259.49	1511.63
5	1088.66	605.58	510.38	136.18	282.01	1534.15
4	1088.66	605.58	510.38	136.18	282.01	1534.15
3	1088.66	605.58	510.38	136.18	306.49	1558.63
2	1088.66	605.58	510.38	136.18	330.97	1583.11
1	1088.66	605.58	510.38	136.18	403.98	1656.12

2.2 Estructura caso B. Descripción de la estructura a estudiar

A continuación se presenta la descripción de la estructura correspondiente al caso B, que es a base de marcos y muros de concreto con una densidad de 1%.

2.2.1 Características generales de la estructura: caso B

- El edificio tiene las mismas características geométricas de la estructura caso A: 15 niveles y empotrado en su base. La estructura es regular, con planta tipo de 22.5 x 45 m.
- Planta rectangular formada de tres claros de 7.5 m en la dirección Y, y cinco claros de 9 m en la dirección X. En la figura 2.8 se presenta la planta tipo del edificio con la distribución de vigas principales, vigas secundarias, columnas y muros. En las figuras 2.9 y 2.10 se presentan las elevaciones de los ejes 1 y A de la estructura en las direcciones X y Y respectivamente, y que son los ejes que representan a los marcos con muros.
- La relación de la dimensión larga a dimensión corta es de 2 para todos los niveles.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

- El sistema sismorresistente es a base de marcos y muros de concreto en las dos direcciones. La altura de los entrepisos, al igual que para la estructura caso A, es de 3.5 m desde el nivel 15 hasta el nivel 2; para el nivel 1 la altura del entrepiso es de 5.0 m (ver figuras 2.9 y 2.10).
- La revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio se realizó de tal manera que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso, con el fin de evitar daños a elementos no estructurales ligados a la estructura principal.
- El dimensionamiento de columnas y vigas también se llevó a cabo mediante tanteos, para lograr que el desplazamiento relativo de entrepiso fuera del valor permisible.
- Las columnas son de sección cuadrada. La tabla 2.6 muestra la distribución de las secciones de columnas en cada uno de los entrepisos.

Tabla 2.6 Secciones de columnas, caso B

Entrepiso	Secciones de columna (cm)
15 al 13	60 x 60
12 al 10	70 x 70
9 al 7	80 x 80
6 al 4	90 x 90
3 al 1	100 x 100

- Las vigas principales son de sección rectangular de 80 x 40 cm en la dirección X, y de 85 x 40 cm en la dirección Y. Las vigas secundarias son también rectangulares de 60 x 35 cm.
- Espesor de losa de 10 cm.
- Concreto tipo 1 con $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad es $E_c = 14000 \sqrt{f_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- El esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Estructura del grupo A, ubicada en la zona compresible (zona III) del D.F.
- Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.
- Para el diseño de la estructura se utilizó el análisis dinámico modal espectral más los efectos de las cargas gravitacionales, considerando los efectos P- Δ .

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.2.1.1 Densidad y espesor de muros

Como se menciona al inicio de este trabajo, la densidad es el área de muros en cada dirección entre el área total de piso. A continuación se muestra la determinación de los espesores de muros en ambas direcciones:

Muros en dirección X:

$$\text{Área de piso} = (45 \text{ m}) (22.5 \text{ m}) = 1012.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad de muros} = 1\%$$

$$\text{Área de muros} = (0.01) (1012.5 \text{ m}^2) = 10.125 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de muros en dirección X} = (4) (9 \text{ m}) = 36 \text{ m}$$

$$\text{Espesor necesario} = \frac{\text{área de muros}}{\text{longitud de muros}} = \frac{10.125 \text{ m}^2}{36 \text{ m}} = 0.2813 \text{ m}$$

$$t_{\text{muros X}} = 28 \text{ cm}$$

Muros en dirección Y:

$$\text{Área de piso} = (45 \text{ m}) (22.5 \text{ m}) = 1012.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad de muros} = 1\%$$

$$\text{Área de muros} = (0.01) (1012.5 \text{ m}^2) = 10.125 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de muros en dirección Y} = (4) (7.5 \text{ m}) = 30 \text{ m}$$

$$\text{Espesor necesario} = \frac{\text{área de muros}}{\text{longitud de muros}} = \frac{10.125 \text{ m}^2}{30 \text{ m}} = 0.3375 \text{ m}$$

$$t_{\text{muros Y}} = 34 \text{ cm}$$

En la figura 2.8 se puede apreciar que los muros, que son los elementos más rígidos y resistentes, se encuentran colocados en la periferia del edificio, ya que de esta manera resultan muy efectivos para proporcionar una mayor rigidez torsional y un mejor comportamiento sísmico global.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

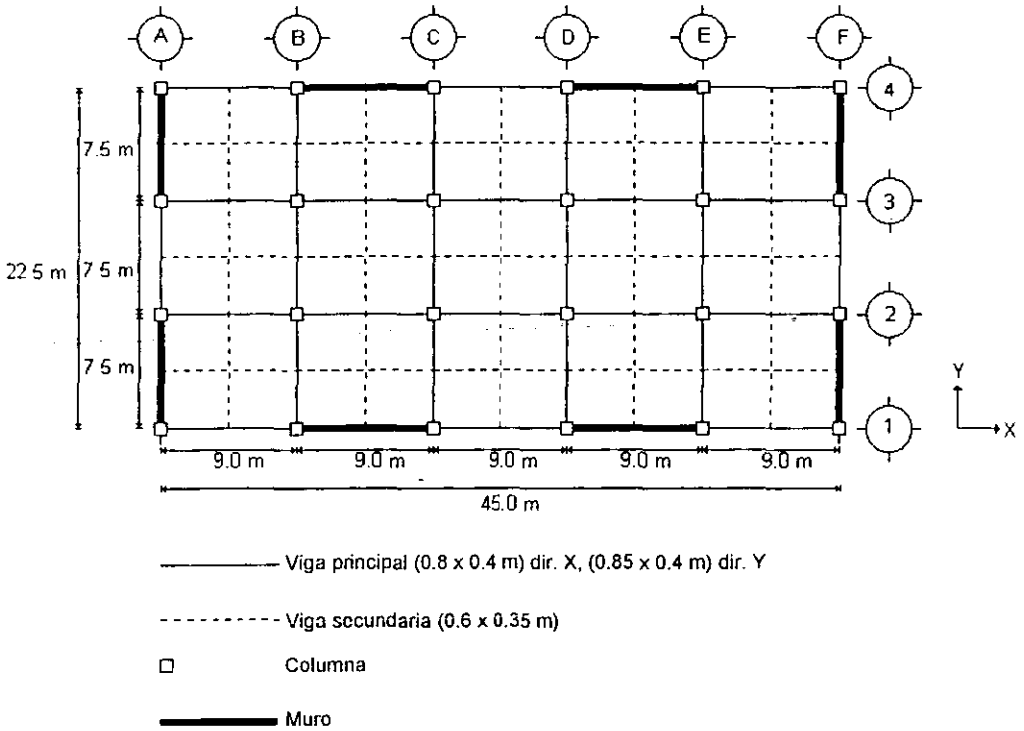


Fig. 2.8 Planta tipo de la estructura caso B

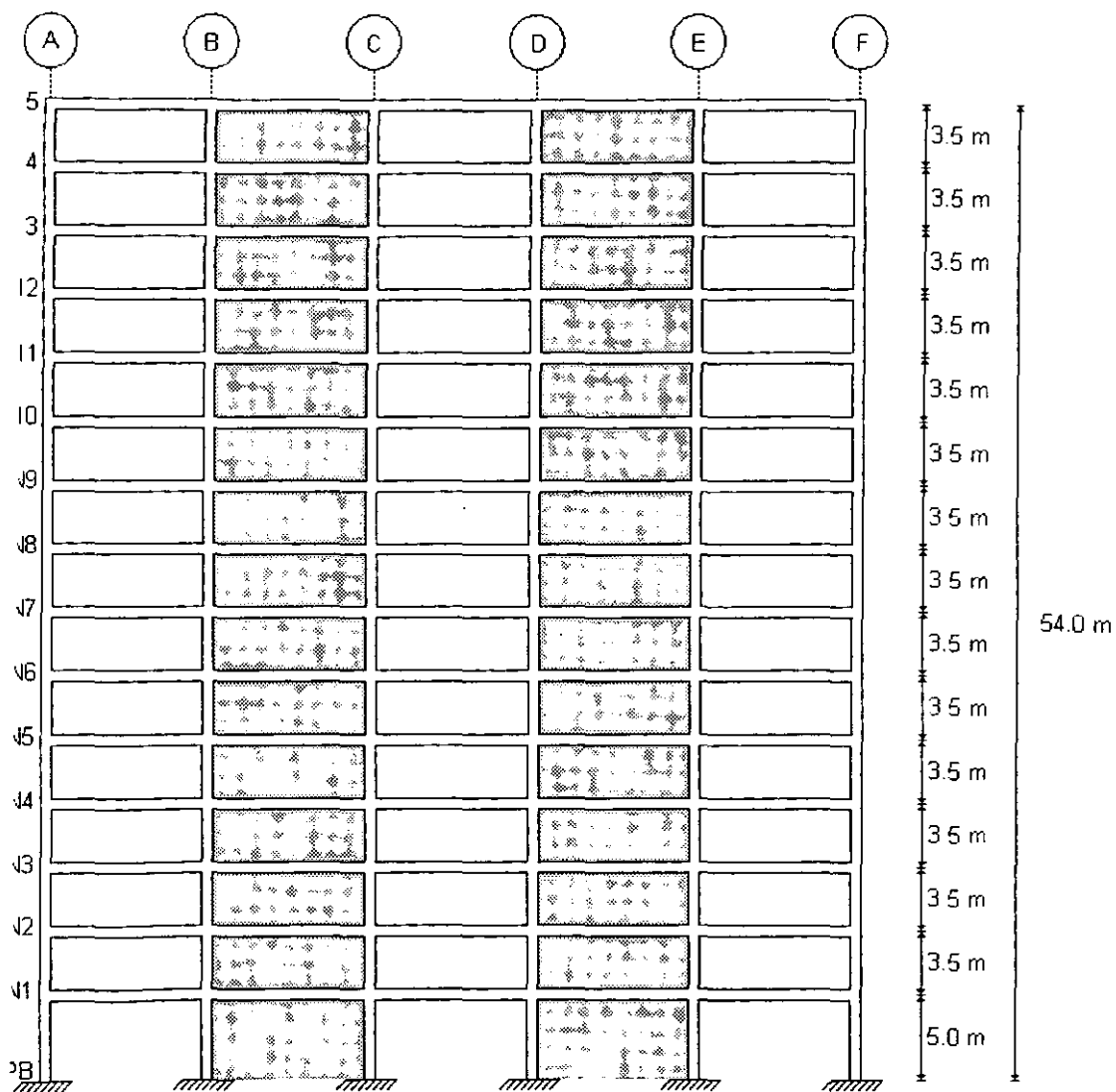


Fig. 2.9 Eje 1 en elevación, dirección X, estructura caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

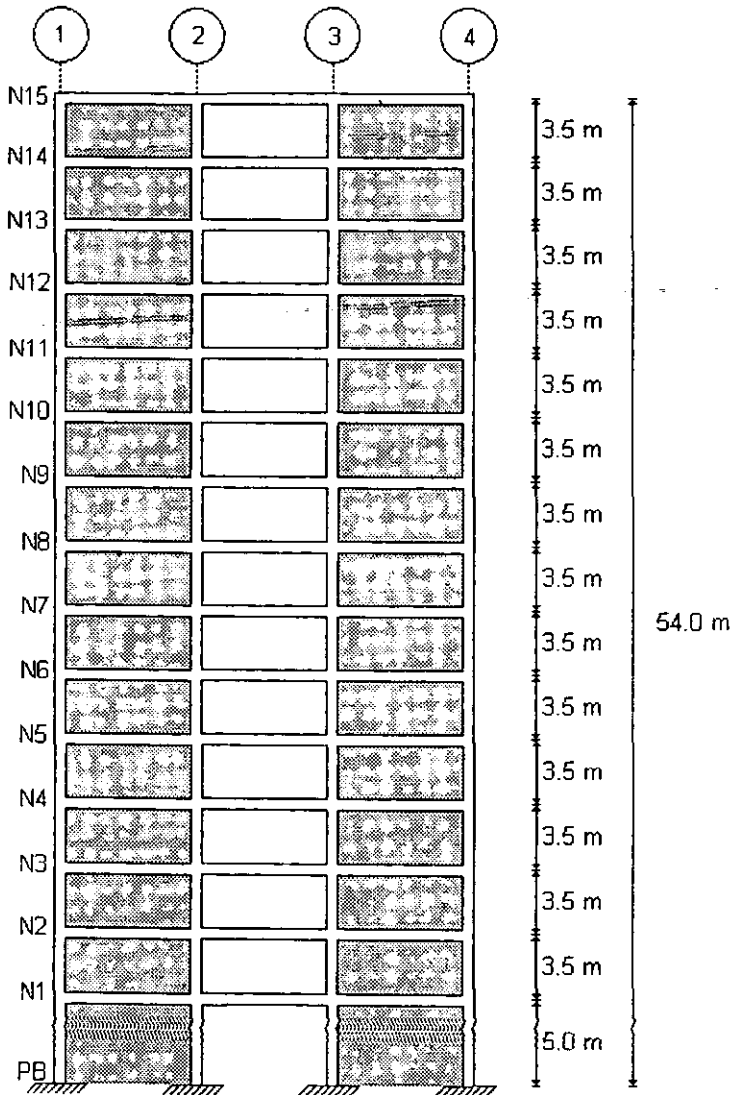


Fig. 2.10 Eje A en elevación, dirección Y, estructura caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.2.2 Cargas muertas y vivas: caso B

Cargas muertas:

Azotea:

El valor de la carga muerta en azotea es el mismo que para la estructura caso A.

Tabla 2.7 Carga muerta para azotea

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Carga muerta total	542.5

Piso tipo:

El valor de la carga muerta para cada uno de los pisos de la estructura caso B es el mismo que en la estructura caso A.

Tabla 2.8 Carga muerta para piso tipo

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Carga muerta total	537.5

Cargas vivas:

Se trabaja con la carga viva instantánea, al igual que para la estructura caso A.

Azotea:

Para azoteas con pendiente no mayor de 5%, la carga viva es $w_a = 70 \text{ kg/m}^2$.

Piso tipo:

El valor de la carga viva que se emplea es $w_a = 180 \text{ kg/m}^2$.

En la tabla 2.9 se muestran las cargas por metro cuadrado finales que resultan de la suma de cargas muertas y cargas vivas.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.9 Cargas muertas + Cargas vivas

Ubicación	Carga muerta + Carga viva (kg/m ²)
Azotea	612.5
Piso tipo	717.5

2.2.3 Cálculo de pesos: caso B

La determinación de los pesos por nivel de la estructura caso B se realizó siguiendo el mismo criterio que para la estructura caso A. En la tabla 2.10 se presentan los pesos resultantes.

Tabla 2.10 Pesos por nivel de la estructura caso B

PESOS POR NIVEL							
NIVEL	AREA TOTAL (m ²)	PESO DEL STMA. DE PISO (t)	PESO DE VIGAS PRINCIPALES (t)	PESO DE VIGAS SECUNDARIAS (t)	PESO DE COLUMNAS (t)	PESO DE MUROS (t)	PESO TOTAL (t)
15	1068.00	524.35	223.99	118.69	36.29	40.55	943.87
14	1068.00	614.24	223.99	118.69	72.58	117.27	1146.77
13	1068.00	614.24	223.99	118.69	72.58	117.27	1146.77
12	1068.00	614.24	223.99	118.69	85.68	117.27	1159.87
11	1068.00	614.24	223.99	118.69	98.78	117.27	1172.97
10	1068.00	614.24	223.99	118.69	98.78	117.27	1172.97
9	1068.00	614.24	223.99	118.69	113.90	117.27	1188.09
8	1068.00	614.24	223.99	118.69	129.02	117.27	1203.21
7	1068.00	614.24	223.99	118.69	129.02	117.27	1203.21
6	1068.00	614.24	223.99	118.69	146.16	117.27	1220.35
5	1068.00	614.24	223.99	118.69	163.30	117.27	1237.49
4	1068.00	614.24	223.99	118.69	163.30	117.27	1237.49
3	1068.00	614.24	223.99	118.69	182.45	117.27	1256.64
2	1068.00	614.24	223.99	118.69	201.60	117.27	1275.79
1	1068.00	614.24	223.99	118.69	244.80	150.14	1351.86

2.3 Estructura caso C. Descripción de la estructura a estudiar

A continuación se presenta la descripción de la estructura correspondiente al caso C, que es a base de marcos y muros de concreto con una densidad de 4%.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.3.1 Características generales de la estructura: caso C

- El edificio tiene las mismas características geométricas de los casos anteriores: 15 niveles y empotrado en su base. La estructura es regular, con planta tipo de 22.5 x 45 m.
- Planta rectangular formada de tres claros de 7.5 m en la dirección Y, y cinco claros de 9 m en la dirección X. En la figura 2.11 se presenta la planta tipo del edificio con la distribución de vigas principales, vigas secundarias, columnas y muros. En las figuras 2.12, 2.13, 2.14 y 2.15 se presentan las elevaciones de los ejes 1, 2, A y B de la estructura en las direcciones X y Y, estos son los ejes que representan a los marcos con muros de la estructura.
- La relación de la dimensión larga a dimensión corta es de 2 para todos los niveles.
- El sistema sismorresistente es a base de marcos y muros de concreto en las dos direcciones. La altura de los entrepisos, al igual que para las estructuras de los casos anteriores, es de 3.5 m desde el nivel 15 hasta el nivel 2; para el nivel 1 la altura del entrepiso es de 5.0 m (ver figuras 2.12, 2.13, 2.14 y 2.15).
- La revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio se realizó de tal manera que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso, con el fin de evitar daños a elementos no estructurales ligados a la estructura principal.
- El dimensionamiento de columnas y vigas también se llevó a cabo mediante tanteos, para lograr que el desplazamiento relativo de entrepiso fuera del valor permisible.
- Las columnas son de sección cuadrada. La tabla 2.11 muestra la distribución de las secciones de columnas en cada uno de los entrepisos.

Tabla 2.11 Secciones de columnas, caso C

Entrepiso	Secciones de columna (cm)
15 al 13	60 x 60
12 al 10	60 x 60
9 al 7	60 x 60
6 al 4	60 x 60
3 al 1	60 x 60

- Las vigas principales son de sección rectangular de 75 x 40 cm en ambas direcciones, X y Y. Las vigas secundarias son también rectangulares de 60 x 35 cm.
- Espesor de losa de 10 cm.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

- Concreto tipo 1 con $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad es $E_c = 14000 \sqrt{f_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- El esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Estructura del grupo A, ubicada en la zona compresible (zona III) del D.F.
- Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.
- Para el diseño de la estructura se utilizó el análisis dinámico modal espectral más los efectos de las cargas gravitacionales, considerando los efectos P- Δ .

2.3.1.1 Densidad y espesor de muros

La densidad es el área de muros en cada dirección entre el área total de piso. A continuación se muestra la determinación de los espesores de muros en ambas direcciones:

Muros en dirección X:

$$\text{Área de piso} = (45 \text{ m}) (22.5 \text{ m}) = 1012.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad de muros} = 4\%$$

$$\text{Área de muros} = (0.04) (1012.5 \text{ m}^2) = 40.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de muros en dirección X} = (8) (9 \text{ m}) = 72 \text{ m}$$

$$\text{Espesor necesario} = \frac{\text{área de muros}}{\text{longitud de muros}} = \frac{40.5 \text{ m}^2}{72 \text{ m}} = 0.5625 \text{ m}$$

$$t_{\text{muros X}} = 56 \text{ cm}$$

Muros en dirección Y:

$$\text{Área de piso} = (45 \text{ m}) (22.5 \text{ m}) = 1012.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad de muros} = 4\%$$

$$\text{Área de muros} = (0.04) (1012.5 \text{ m}^2) = 40.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de muros en dirección Y} = (9) (7.5 \text{ m}) = 67.5 \text{ m}$$

$$\text{Espesor necesario} = \frac{\text{área de muros}}{\text{longitud de muros}} = \frac{40.5 \text{ m}^2}{67.5 \text{ m}} = 0.60 \text{ m}$$

$$t_{\text{muros Y}} = 60 \text{ cm}$$

En la figura 2.11 se puede apreciar que los muros, que son los elementos más rígidos y resistentes, se encuentran colocados tanto en la periferia del edificio como en el interior del mismo; los que están colocados en el centro pueden realizar la función de cubos para elevadores

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

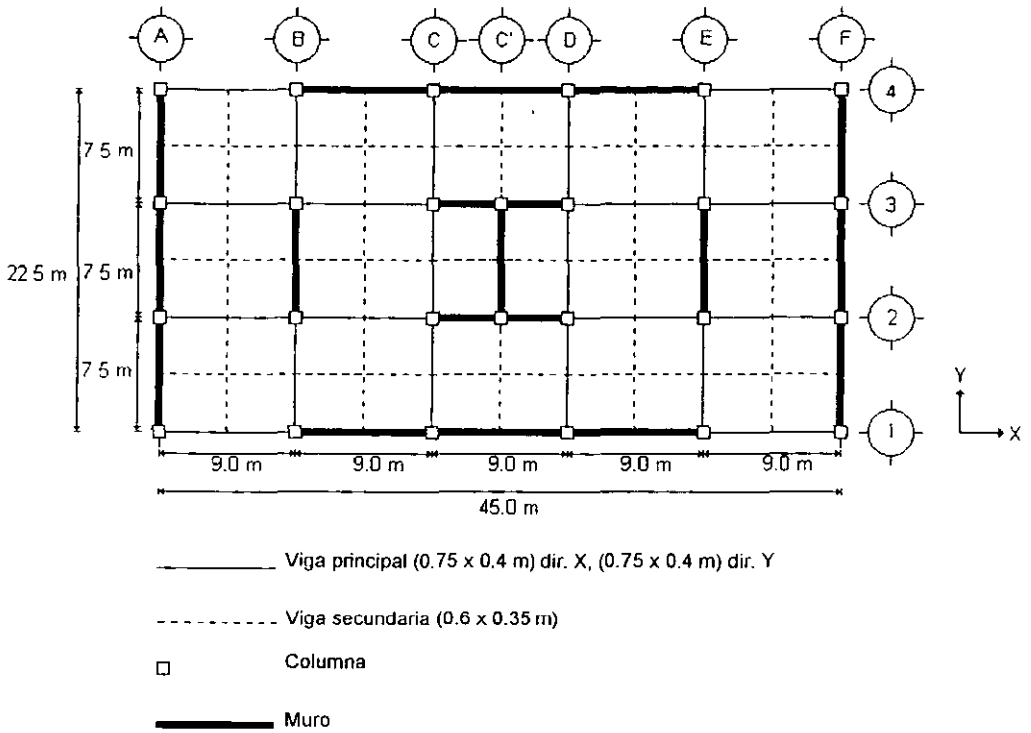


Fig. 2.11 Planta tipo de la estructura caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

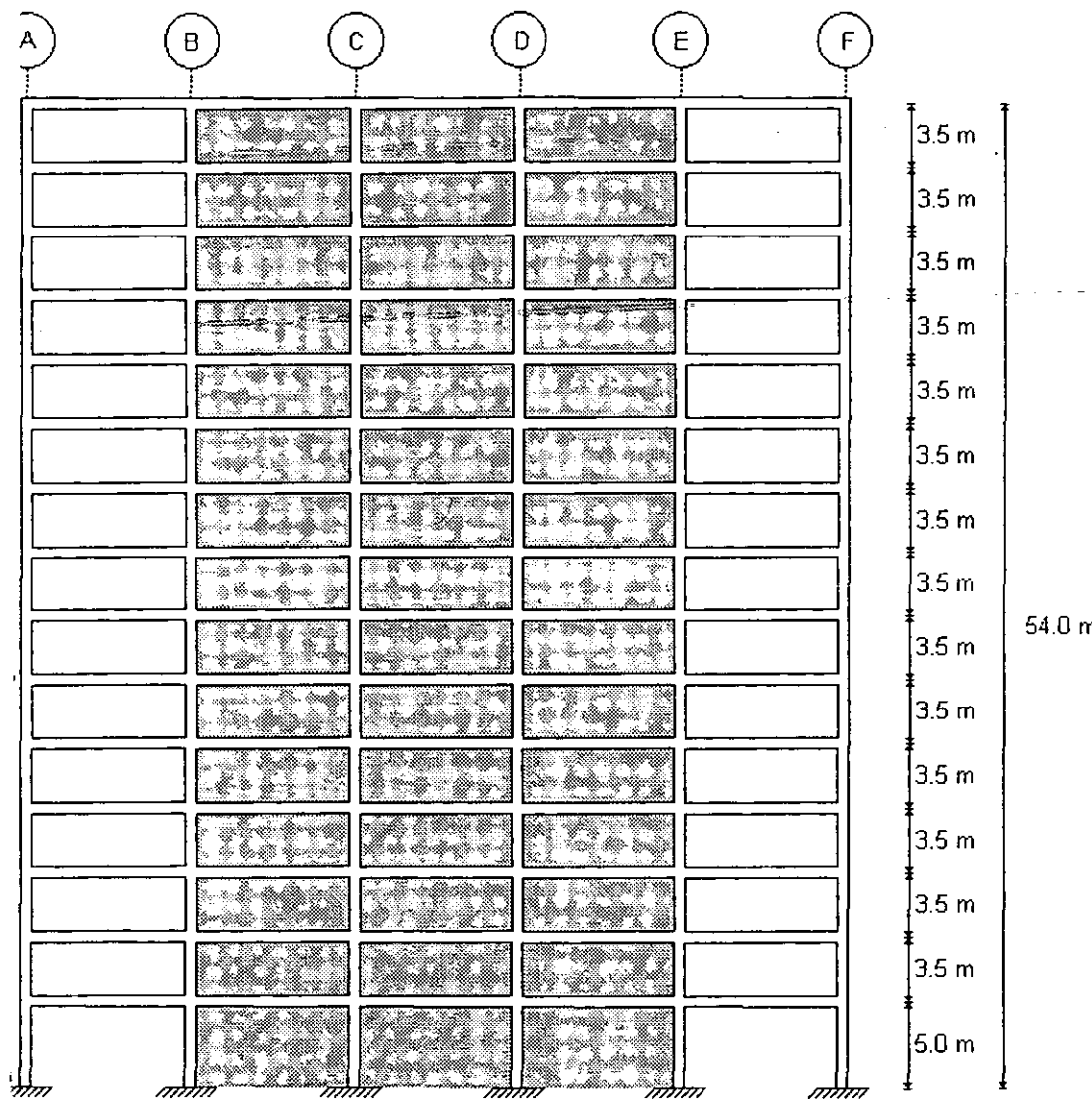


Fig. 2.12 Eje 1 en elevación, dirección X, estructura caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

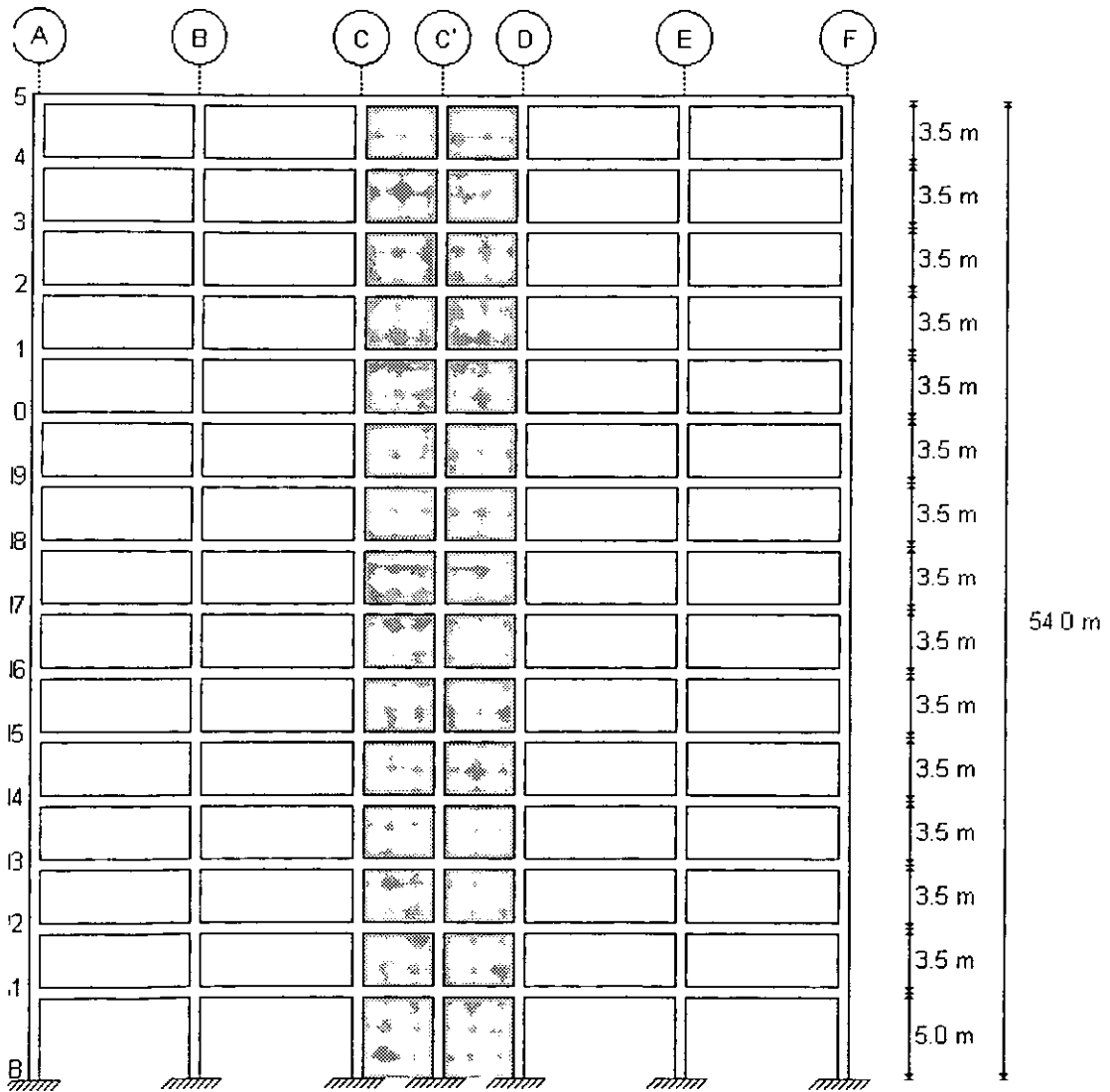


Fig. 2.13 Eje 2 en elevación, dirección X, estructura caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

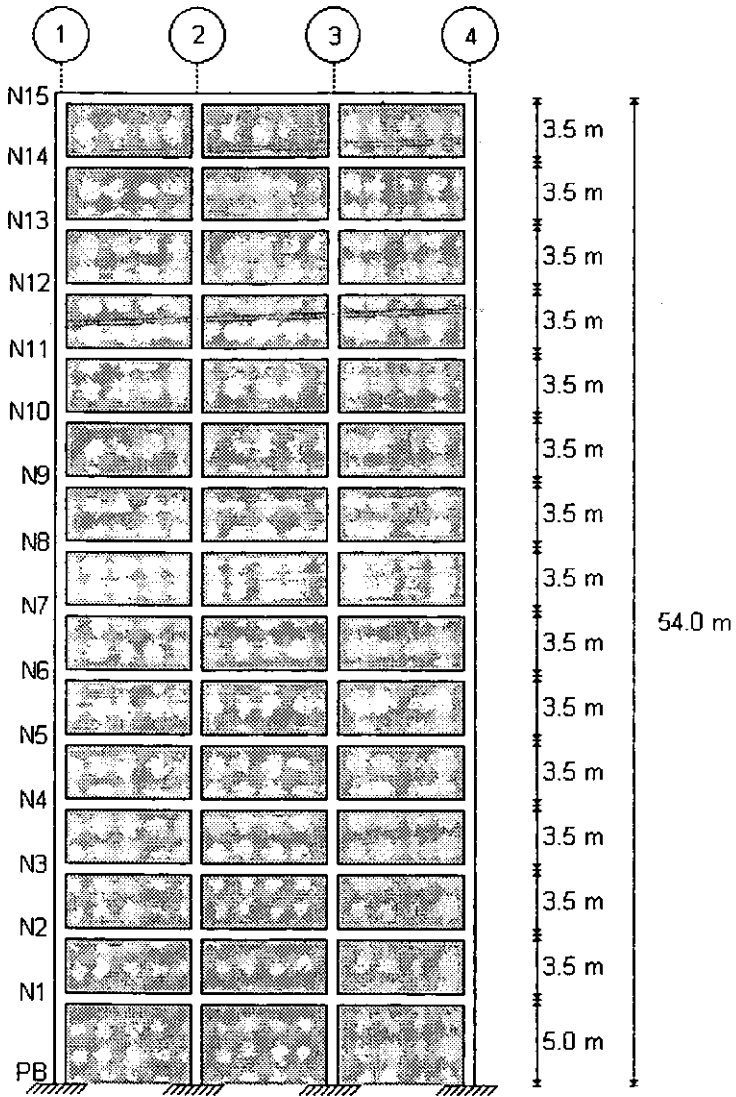


Fig. 2.14 Eje A en elevación, dirección Y, estructura caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

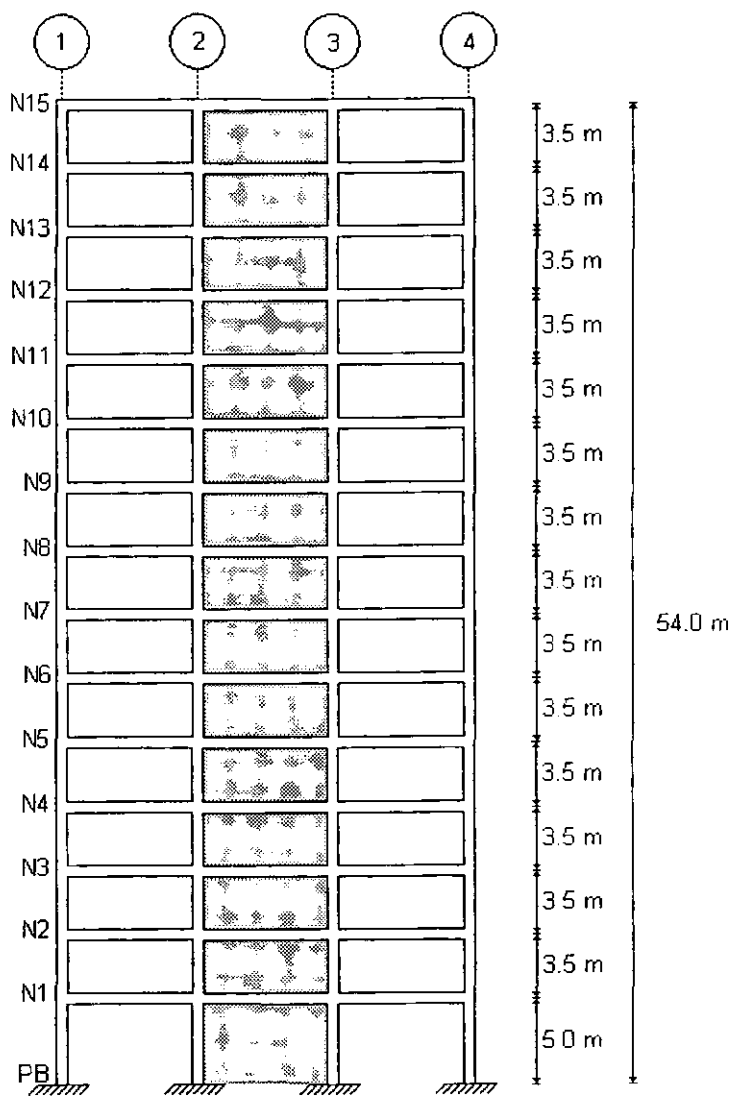


Fig. 2.15 Eje B en elevación, dirección Y, estructura caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.3.2 Cargas muertas y vivas: caso C

Cargas muertas:

Azotea:

El valor de la carga muerta en azotea es el mismo que para las estructuras de los casos anteriores.

Tabla 2.12 Carga muerta para azotea

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Carga muerta total	542.5

Piso tipo:

El valor de la carga muerta para cada uno de los pisos de la estructura caso C es el mismo que en las estructuras de los casos anteriores.

Tabla 2.13 Carga muerta para piso tipo

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Carga muerta total	537.5

Cargas vivas:

Se trabaja con la carga viva instantánea, al igual que para las estructuras de los casos anteriores.

Azotea:

Para azoteas con pendiente no mayor de 5%, la carga viva es $w_a = 70 \text{ kg/m}^2$.

Piso tipo:

El valor de la carga viva que se emplea es $w_a = 180 \text{ kg/m}^2$.

En la tabla 2.14 se muestran las cargas por metro cuadrado finales que resultan de la suma de cargas muertas y cargas vivas.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.14 Cargas muertas + Cargas vivas

Ubicación	Carga muerta + Carga viva (kg/m ²)
Azotea	612.5
Piso tipo	717.5

2.3.3 Cálculo de pesos: caso C

La determinación de los pesos por nivel de la estructura caso C se realizó siguiendo el mismo criterio que para las estructuras de los casos anteriores. En la tabla 2.15 se presentan los pesos resultantes.

Tabla 2.15 Pesos por nivel de la estructura caso C

PESOS POR NIVEL							
NIVEL	AREA TOTAL (m ²)	PESO DEL STMA.DE PISO (t)	PESO DE VIGAS PRINCIPALES (t)	PESO DE VIGAS SECUNDARIAS (t)	PESO DE COLUMNAS (t)	PESO DE MUROS (t)	PESO TOTAL (t)
15	1053.36	513.73	221.56	118.31	39.31	179.74	1072.65
14	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
13	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
12	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
11	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
10	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
9	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
8	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
7	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
6	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
5	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
4	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
3	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
2	1053.36	601.80	221.56	118.31	78.62	494.29	1514.58
1	1053.36	601.80	221.56	118.31	95.47	629.10	1666.24

2.4 Análisis sísmicos elásticos y diseño de los armados de refuerzo

En los criterios de diseño sísmico actuales, basados en análisis elásticos, se toma en cuenta el comportamiento inelástico por medio del factor de comportamiento **Q**. Dicho factor reduce las fuerzas sísmicas en un análisis estático y las ordenadas de los espectros de diseño en un análisis dinámico.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

En este trabajo las estructuras se analizan utilizando el programa para análisis y diseño estructural ETABS. A partir de los resultados obtenidos de los análisis se diseñan los armados de elementos estructurales: vigas, columnas y muros.

Es importante señalar que los diseños de los armados solamente se realizaron en la dirección X de las estructuras para los siguientes ejes:

Estructura caso A: Eje 2.

Estructura caso B: Ejes 1 y 2.

Estructura caso C: Ejes 1 y 2.

2.4.1 Análisis estáticos para las estructuras caso A, caso B y caso C

En las tablas 2.16, 2.17 y 2.18 se presentan las fuerzas sísmicas obtenidas de los análisis estáticos de las estructuras casos A, B y C respectivamente. En la obtención de las fuerzas sísmicas se utilizan los pesos por nivel de cada estructura que se presentaron en tablas previas. Los análisis estáticos se realizaron con fines meramente comparativos; el diseño se hace a partir de los resultados del análisis dinámico modal espectral.

Como se menciona en el punto 1.2.2 del presente trabajo, las fuerzas sísmicas por nivel se obtienen con la siguiente expresión:

$$P_i = \left(\frac{c}{Q} \right) \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \sum W_i$$

Tabla 2.16 Análisis sísmico estático para la estructura caso A

Nivel	W _i (kg)	h _i (m)	W _i h _i (kg-m)	P _i (kg)	P _i / 0.8 (kg)
15	1242836.10	54.00	67113149.40	468753.42	585941.77
14	1410772.68	50.50	71244020.34	497605.58	622006.98
13	1410772.68	47.00	66306315.96	463118.07	578897.59
12	1429377.48	43.50	62177920.38	434283.19	542853.99
11	1447982.28	40.00	57919291.20	404538.69	505673.36
10	1447982.28	36.50	52851353.22	369141.56	461426.94
9	1468545.48	33.00	48462000.84	338484.02	423105.02
8	1489108.68	29.50	43928706.06	306821.11	383526.39
7	1489108.68	26.00	38716825.68	270418.61	338023.26
6	1511630.28	22.50	34011681.30	237555.41	296944.26
5	1534151.88	19.00	29148885.72	203591.10	254488.87
4	1534151.88	15.50	23779354.14	166087.47	207609.34
3	1558631.88	12.00	18703582.56	130635.63	163294.53
2	1583111.88	8.50	13456450.98	93986.91	117483.63
1	1656119.88	5.00	8280599.40	57836.05	72295.06
Σ	22214284.02		636100137.18		

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.17 Análisis sísmico estático para la estructura caso B

Nivel	W_i (kg)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kg-m)	P_i (kg)	$P_i / 0.8$ (kg)
15	943871.71	54.00	50969072.12	356880.49	446100.61
14	1146762.19	50.50	57911490.66	405490.63	506863.29
13	1146762.19	47.00	53897822.99	377387.32	471734.15
12	1159866.19	43.50	50454179.32	353275.26	441594.07
11	1172970.19	40.00	46918807.65	328520.93	410651.16
10	1172970.19	36.50	42813411.98	299775.35	374719.19
9	1188090.19	33.00	39206976.31	274523.44	343154.30
8	1203210.19	29.50	35494700.64	248530.44	310663.05
7	1203210.19	26.00	31283464.97	219043.78	273804.73
6	1220346.19	22.50	27457789.30	192256.77	240320.96
5	1237482.19	19.00	23512161.63	164629.87	205787.34
4	1237482.19	15.50	19180973.97	134303.32	167879.14
3	1256634.19	12.00	15079610.30	105585.97	131982.46
2	1275786.19	8.50	10844182.63	75929.91	94912.39
1	1351863.62	5.00	6759318.10	47328.09	59160.11
Σ	17917307.81		511783962.59		

Tabla 2.18 Análisis sísmico estático para la estructura caso C

Nivel	W_i (kg)	h_i (m)	$W_i h_i$ (kg-m)	P_i (kg)	$P_i / 0.8$ (kg)
15	1072661.64	54.00	57923728.56	401528.74	501910.92
14	1514588.53	50.50	76486720.77	530207.87	662759.83
13	1514588.53	47.00	71185660.91	493460.79	616825.98
12	1514588.53	43.50	65884601.06	456713.71	570892.13
11	1514588.53	40.00	60583541.20	419966.63	524958.28
10	1514588.53	36.50	55282481.35	383219.55	479024.43
9	1514588.53	33.00	49981421.49	346472.47	433090.58
8	1514588.53	29.50	44680361.64	309725.39	387156.73
7	1514588.53	26.00	39379301.78	272978.31	341222.88
6	1514588.53	22.50	34078241.93	236231.23	295289.03
5	1514588.53	19.00	28777182.07	199484.15	249355.18
4	1514588.53	15.50	23476122.22	162737.07	203421.33
3	1514588.53	12.00	18175062.36	125989.99	157487.48
2	1514588.53	8.50	12874002.51	89242.91	111553.64
1	1666242.13	5.00	8331210.65	57752.16	72190.20
Σ	22428554.66		647099640.47		

Para todos los análisis estáticos:

$$c = 0.6$$

$$Q = 3$$

Se puede apreciar que las fuerzas sísmicas estáticas están divididas entre el factor de irregularidad 0.8 de acuerdo a lo que se indica en la sección 4.1 NTC-S para estructuras que no cumplen con las condiciones de regularidad que indican las mismas normas.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.2 Características de programa ETABS

El ETABS (Extended Tridimensional Analysis of Building Systems) es un programa para computadora PC que lleva a cabo el análisis tridimensional y el diseño de estructuras tipo edificio suponiendo un comportamiento elástico lineal.

Con ayuda de este programa se realizaron los análisis de las estructuras, ya que con su uso esta tarea se simplifica en gran medida al contar con las características de un procedimiento de modelado e interpretación de resultados sencillos.

En el programa las estructuras se analizan como un ensamble de marcos verticales y muros unidos mediante un sistema de piso (losa) el cual es considerado como un diafragma infinitamente rígido en su plano. Los elementos estructurales mediante los cuales se puede realizar el ensamble de la estructura son: vigas, columnas, paneles y diagonales.

Se puede realizar el análisis de las estructuras a partir de cargas laterales estáticas, con un espectro de respuesta o mediante un acelerograma (análisis paso a paso); se acepta también la combinación de cargas verticales y laterales.

El programa ETABS además cuenta con una serie de postprocesadores que complementan la tarea de análisis y diseño; los que se utilizaron en este trabajo son:

Plotter: Este postprocesador permite la graficación de los datos y resultados. Se puede apreciar la estructura en su totalidad o de cualquiera de sus partes, también se producen las configuraciones de deformadas.

Conker: Con este postprocesador se obtienen las áreas de acero necesarias para vigas y columnas de acuerdo a los elementos mecánicos que resultan del análisis.

Waller: Proporciona una serie de puntos con los cuales se pueden trazar los diagramas de interacción de muros para conocer, de esta manera, sus resistencias.

2.4.3 Procedimiento de modelado con el programa ETABS

Para modelar un edificio con el ETABS es necesario crear un archivo de datos que consta, en general, de las siguientes partes:

1. Datos de control: Se indica información tal como el número de pisos de la estructura, número de marcos, número de combinaciones de carga, número de propiedades de materiales, número de propiedades de secciones de vigas, columnas, paneles y diagonales, así como la consideración o no de los efectos P- Δ .
2. Datos de entrepiso: Alturas, masas y coordenadas de centros de masas con respecto a un sistema de ejes globales de la estructura.
3. Propiedades de materiales: Para cada propiedad se indica el tipo de material, módulo de elasticidad, peso volumétrico, módulo de Poisson y otros parámetros necesarios para el uso de los postprocesadores como los valores de f_y y f'_c .

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

4. Propiedades geométricas de los elementos estructurales: En cada tipo de elemento estructural (vigas, columnas y paneles) se debe indicar el número de propiedades geométricas, la propiedad de material, área axial, área cortante, momentos de inercia y dimensiones de la sección. El programa tiene la opción de calcular las propiedades mencionadas anteriormente para las secciones más comunes: rectangular, "I", "T", en cajón, etc.
5. Datos de los marcos: El modelado se puede hacer en base a una serie de marcos planos o mediante un solo marco tridimensional, como es el caso del presente trabajo. En esta parte se deben indicar el número de niveles, número de líneas de columnas, número de crujiás, número de diagonales, número de paneles y número de tipos de cargas sobre las vigas (uniformes o concentradas).
 - (a) Definición de coordenadas de las líneas de columnas con respecto al sistema de ejes locales, para esto, previamente se debe realizar una malla en donde se enumeren las líneas de columnas reales y ficticias (que se utilizan al considerar las vigas secundarias y para modelar muros).
 - (b) Conectividad de crujiás mediante las líneas de columnas en los extremos "i" y "j" de cada viga.
 - (c) Definición de los valores o modelos de las cargas en vigas (tales valores dependen de las cargas por metro cuadrado en cada piso de la estructura y de las áreas tributarias correspondientes a cada tipo de vigas); se debe crear también una malla para enumerar las vigas de la estructura.
 - (d) Se localizan los miembros, para esto se asignan propiedades de secciones a una línea de columna, una crujiá, una diagonal o un panel en un nivel determinado del marco y, a partir de dicho nivel hacia abajo, se pueden generar elementos con las mismas propiedades. Es importante mencionar que un conjunto de paneles (caracterizados por tener el mismo número de identificación) conforman lo que es el muro de concreto.
 - (e) Se asignan los modelos de cargas verticales a las crujiás de un determinado nivel del marco y de manera simultánea se pueden aplicar los mismos modelos de carga hacia abajo a las vigas que se encuentren dentro de la misma crujiá.
6. Localización de los marcos: Se indican las coordenadas de los orígenes de los marcos con respecto al sistema de ejes globales. En el caso de un marco tridimensional es conveniente que el origen del sistema local de referencia coincida con el origen del sistema de ejes globales.
7. Datos de cargas laterales estáticas: En esta sección se especifican los valores de las cargas estáticas por nivel en las direcciones X y Y del edificio.
8. Datos para el análisis dinámico modal espectral: Esta sección se utiliza para calcular las solicitaciones máximas de cada modo de vibrar de la estructura. Se deben

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

proporcionar el número de direcciones para el análisis (que puede ser hasta tres), número de puntos del espectro y sus correspondientes coordenadas (período, ordenada espectral). Se pueden obtener las respuestas de la estructura mediante un análisis dinámico paso a paso proporcionando como dato un acelerograma dado (análisis sólo en una dirección).

9. Combinaciones de carga: Esta es la sección final para el modelado de la estructura con el ETABS y en ella se indican los multiplicadores que se pueden utilizar para generar distintas combinaciones de carga. El programa puede utilizar los siguientes multiplicadores de carga para crear una combinación específica: tres multiplicadores para cargas verticales (I, II y III), dos multiplicadores para cargas laterales estáticas (A y B) y tres multiplicadores para cargas laterales dinámicas (1, 2 y 3).

Los resultados que se obtienen con el ETABS son los siguientes:

- Del análisis estático se pueden conocer los elementos mecánicos y los desplazamientos.
- Del análisis dinámico se obtienen períodos, configuraciones, factores de participación modal, desplazamientos máximos y elementos mecánicos.

2.4.4 Respuesta elástica de la estructura caso A

En la figura 2.16 se muestra el modelo matemático tridimensional para el ETABS de la estructura caso A. La respuesta elástica comprende períodos de vibración, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, desplazamientos horizontales máximos totales y fuerzas cortantes de entrepiso.

2.4.4.1 Períodos de vibración: caso A

Se presentan, a continuación, los valores de los períodos de vibración de la estructura después de la revisión ante el estado límite de servicio para que las distorsiones de entrepiso no excedieran el valor permisible 0.006. En la tabla 2.19 se muestran los períodos de los tres primeros modos de vibrar con sus respectivos porcentajes de masa modal.

De dicha tabla se puede apreciar que los períodos de la dirección Y tienden a ser más grandes que los correspondientes a la dirección X; esto indica que la estructura es más flexible en la dirección transversal debido a su esbeltez.

Las figuras 2.17 y 2.18 muestran las formas modales del primer modo de vibrar en las direcciones X y Y respectivamente.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

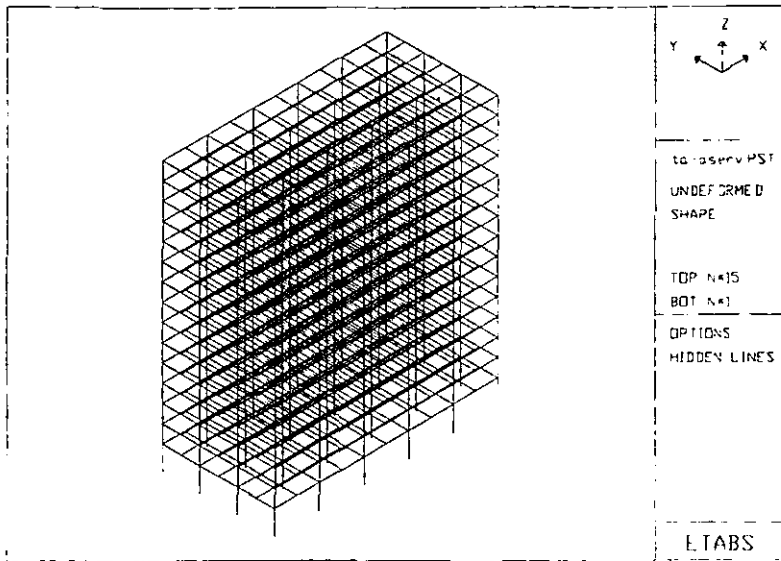


Fig. 2.16 Modelo matemático en el ETABS, caso A

Tabla 2.19 Periodos de vibración de la estructura caso A

DIRECCIÓN	MODO	PERÍODO, T_i (s)	MASA MODAL (%)
X	1	0.983	80.2
	2	0.338	11.57
	3	0.194	3.74
Y	1	1.022	77.61
	2	0.343	13.96
	3	0.19	3.95
θ	1	0.805	80.2
	2	0.278	11.59
	3	0.161	3.78

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

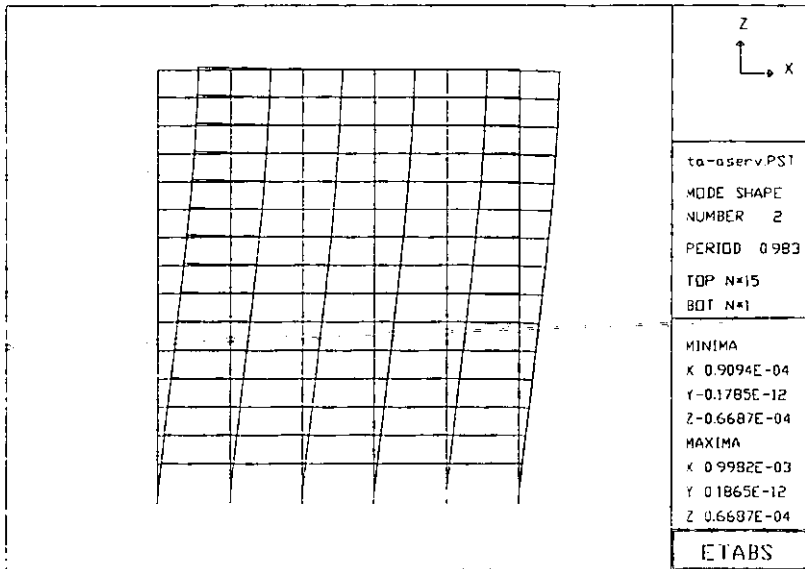


Fig. 2.17 Primer modo de vibrar, dirección X, caso A

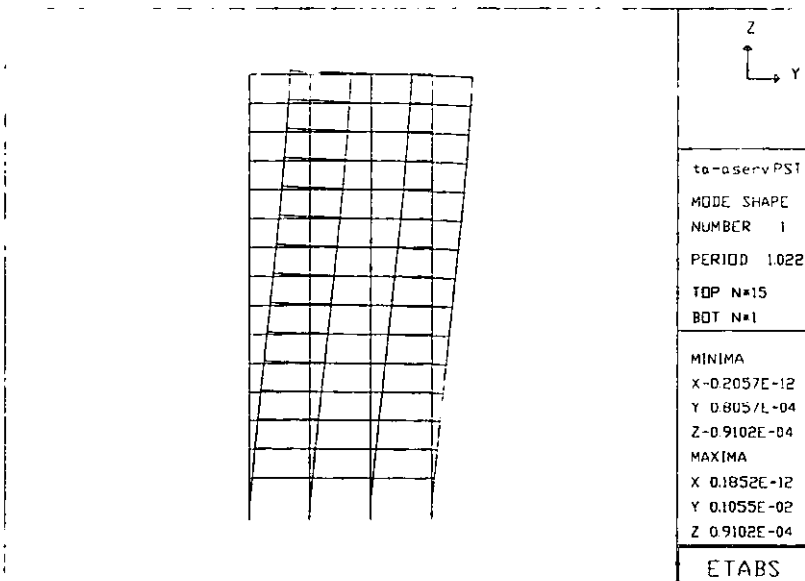


Fig. 2.18 Primer modo de vibrar, dirección Y, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.4.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso,

Δ_{ri}/h_i : caso A

Como ya se ha mencionado, la revisión de seguridad ante el estado límite de servicio se hizo de tal manera que la distorsión de entrepiso no excediera el valor de 0.006 que establece el RDF-93 para edificios en que los elementos no estructurales estén ligados a la estructura principal,

$$\text{es decir, } \gamma_{\text{permisible}} = \frac{\Delta_{ri}}{h_i} \leq 0.006$$

El dimensionamiento de la estructura se realizó mediante tanteos hasta cumplir con el requisito mencionado anteriormente.

En las figuras 2.19 y 2.20 se muestran las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso (estáticas y dinámicas) en las direcciones X y Y de la estructura. Los resultados que se muestran ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q, ya que en el análisis dinámico modal se utilizó el espectro reducido por dicho factor, según lo especifica el código. Las tablas 2.20 y 2.21 indican los valores máximos (estáticos y dinámicos) de las distorsiones de entrepiso en las direcciones X y Y respectivamente.

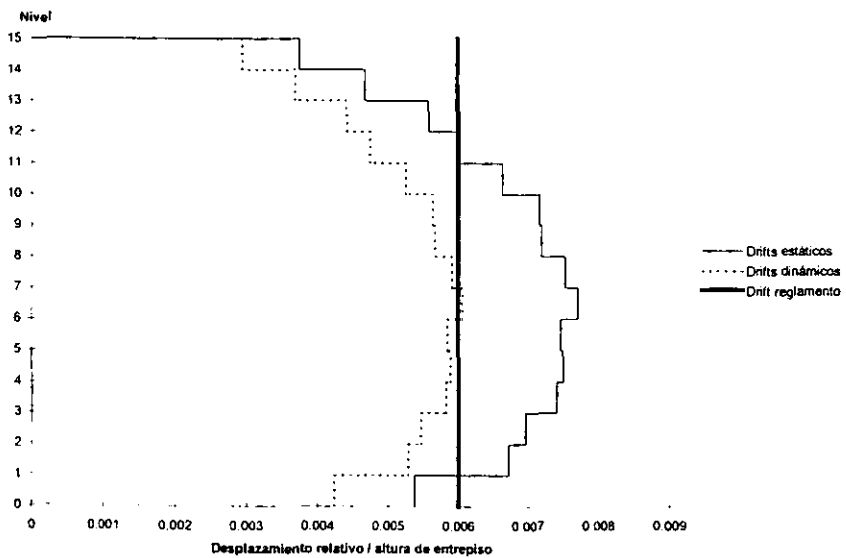
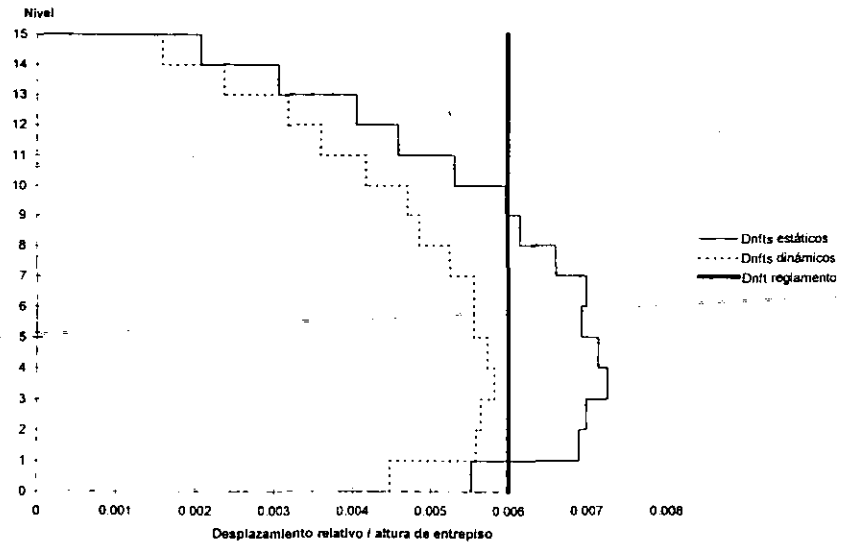
Tabla 2.20 Valores máximos de las distorsiones de entrepiso, dirección X, caso A

Entrepiso	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx estático}}$	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx dinámico}}$
4-3	0.00726	0.00582

Tabla 2.21 Valores máximos de las distorsiones de entrepiso, dirección Y, caso A

Entrepiso	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx estático}}$	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx dinámico}}$
7-6	0.00771	0.00606

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.4.3 Desplazamientos horizontales máximos totales: caso A

En las figuras 2.21 y 2.22 se presentan los desplazamientos horizontales máximos totales para cada uno de los niveles en las direcciones X y Y de la estructura. Tales valores se obtuvieron tanto de un análisis dinámico modal espectral como de un análisis estático y ya se encuentran multiplicados por Q.

Al observar las figuras se nota que los desplazamientos estáticos son mayores que los desplazamientos dinámicos; también, se aprecia claramente el comportamiento tipo marco.

En general, los desplazamientos en la dirección Y resultaron mayores que los correspondientes a la dirección X debido principalmente a que la estructura en la dirección Y es más esbelta.

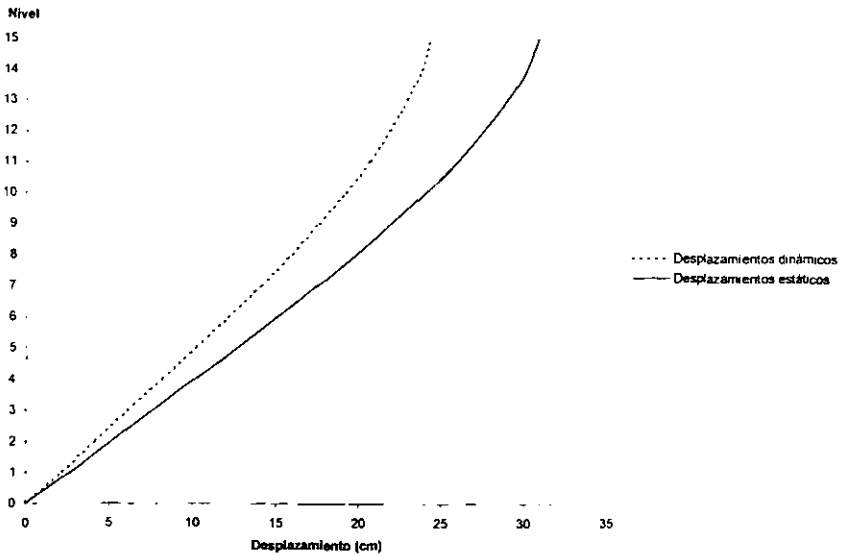


Fig. 2.21 Desplazamientos horizontales máximos, dirección X, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

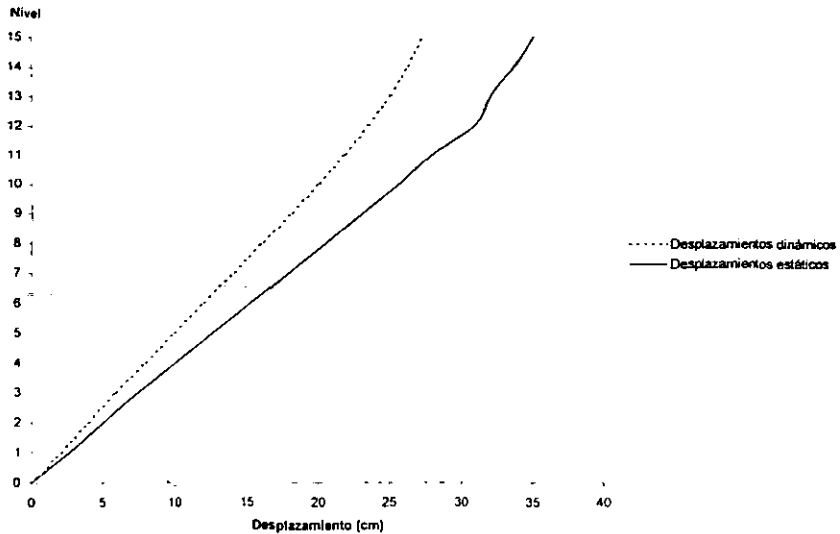


Fig. 2.22 Desplazamientos horizontales máximos, dirección Y, caso A

2.4.4.4 Fuerzas cortantes de entrepiso: caso A

La distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso se muestra en las figuras 2.23 y 2.24. Los valores obtenidos resultan de los análisis estáticos y dinámicos hechos con el ETABS.

Se puede apreciar en las figuras que los valores de las fuerzas cortantes estáticas son iguales en las direcciones X y Y de la estructura; por otro lado, no existe mucha diferencia entre las fuerzas cortantes dinámicas en la dirección X y las correspondientes a la dirección Y.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

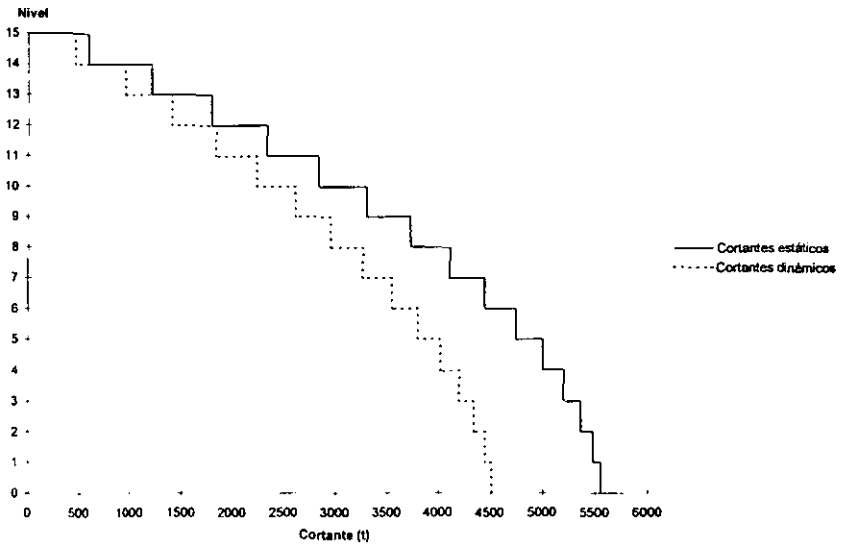


Fig. 2.23 Fuerzas cortantes de entrecimso, dirección X, caso A

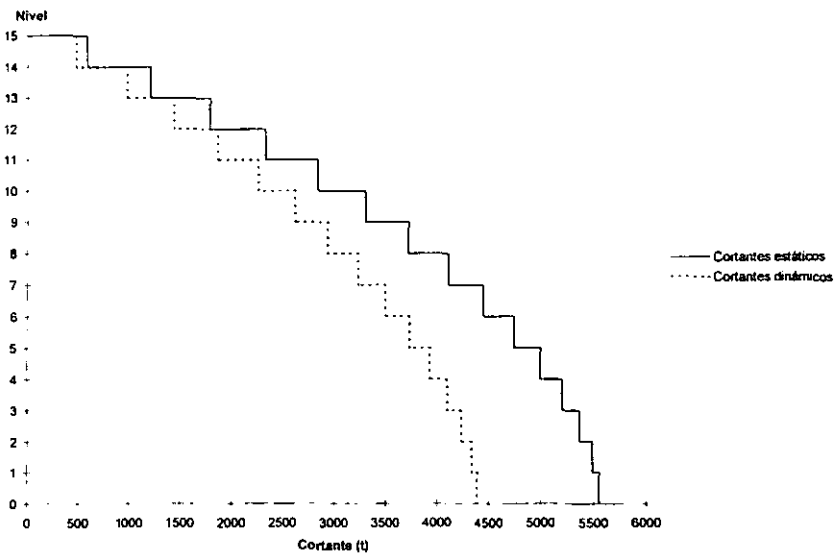


Fig. 2.24 Fuerzas cortantes de entrecimso, dirección Y, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.4.5 Revisión por cortante basal: caso A

La sección 9.3 NTC-S indican que la fuerza cortante basal dinámica, en la dirección considerada, no debe ser menor que $0.8 a W_0 / Q'$. En caso de que no se cumpla lo anterior se debe aplicar un factor correctivo para aumentar las fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos laterales.

W_0 es el peso total de la estructura, a es la ordenada del espectro de aceleraciones, y que de acuerdo a los periodos del primer modo de vibrar en ambas direcciones ($T_{1x} = 0.983$ s y $T_{1y} = 1.022$ s), toma el valor de 0.6; Q' toma el valor de $Q = 3$ debido a que T_{1x} y T_{1y} son mayores que $T_n = 0.6$ s.

En la tabla 2.22 se muestra la revisión por cortante basal en ambas direcciones del edificio.

Tabla 2.22 Revisión por cortante basal, caso A

Dirección	W_0 (t)	V_0 (t)	$0.8 a W_0 / Q'$ (t)	Factor correctivo
X	22214.28	4506.87	3554.28	1.0
Y	22214.28	4385.27	3554.28	1.0

Se puede observar que el requisito mencionado se cumple y no es necesario modificar las fuerzas sísmicas de diseño.

2.4.4.6 Rigideces de entrepiso: caso A

En la figura 2.25 se muestran las rigideces de entrepiso totales y las correspondientes al eje 2 (dirección X), que como ya se habla mencionado, es el eje de interés de la estructura caso A y para el cual se harán los diseños.

Se puede observar claramente que las rigideces de entrepiso correspondientes al eje 2 tienen un valor del 25% de las rigideces de entrepiso totales de la estructura. Lo anterior se debe a que el edificio está formado por cuatro marcos con las mismas propiedades en la dirección X.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

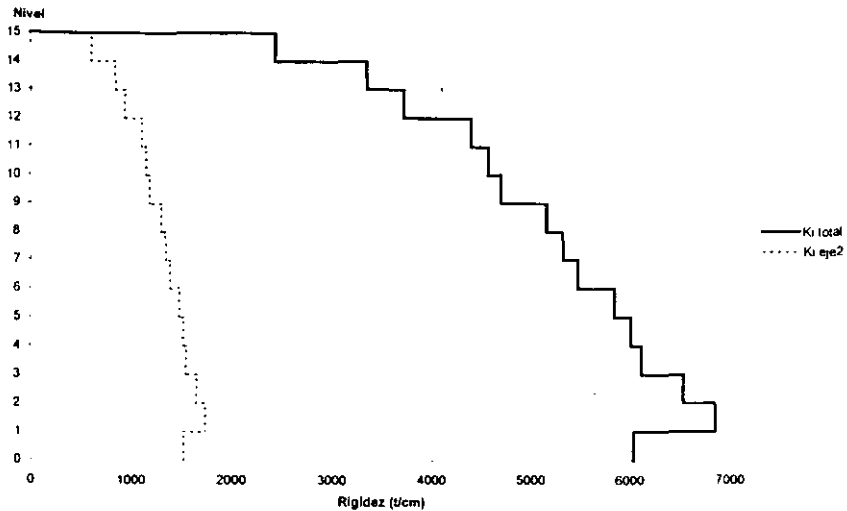


Fig. 2.25 Rigideces de entepiso totales y del eje 2, caso A

2.4.5 Respuesta elástica de la estructura caso B

En la figura 2.26 se muestra el modelo matemático tridimensional para el ETABS de la estructura caso B. La respuesta elástica comprende, al igual que para la estructura caso A, periodos de vibración, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entepiso, desplazamientos horizontales máximos totales y fuerzas cortantes de entepiso

2.4.5.1 Períodos de vibración: caso B

Los periodos de vibración de la estructura caso B, al igual que para el caso A, se obtienen una vez que se ha hecho la revisión ante el estado límite de servicio para que las distorsiones de entepiso no excedan el valor de 0.006

En la tabla 2.23 se presentan los periodos de la estructura junto con los porcentajes de masa modal. De dicha tabla se puede apreciar que los periodos en la dirección Y son mayores que los correspondientes a la dirección X; lo anterior se debe a que en la dirección Y la estructura es más esbelta y más flexible.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Las figuras 2.27 y 2.28 muestran las formas modales del primer modo de vibrar en las direcciones X y Y de la estructura.

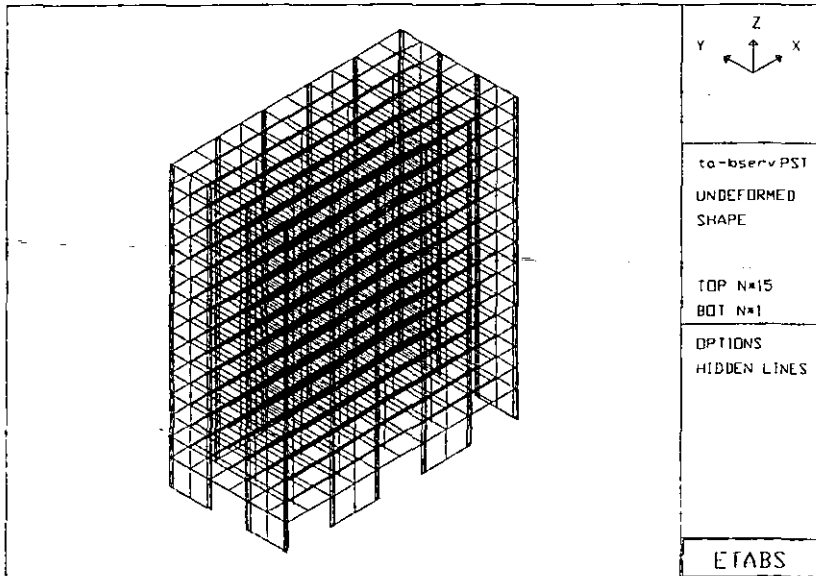


Fig. 2.26 Modelo matemático en el ETABS, caso B

Tabla 2.23 Períodos de vibración de la estructura caso B

DIRECCIÓN	MODO	PERÍODO, T_i (s)	MASA MODAL (%)
X	1	0.939	68.56
	2	0.238	19.55
	3	0.110	6.60
Y	1	1.042	68.22
	2	0.262	19.03
	3	0.119	6.90
θ	1	0.647	67.63
	2	0.157	19.70
	3	0.071	6.96

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

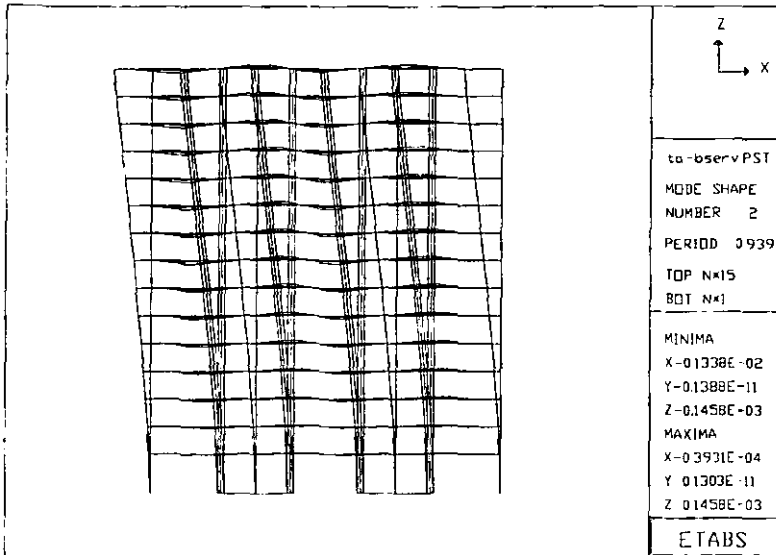


Fig. 2.27 Primer modo de vibrar, dirección X, caso B

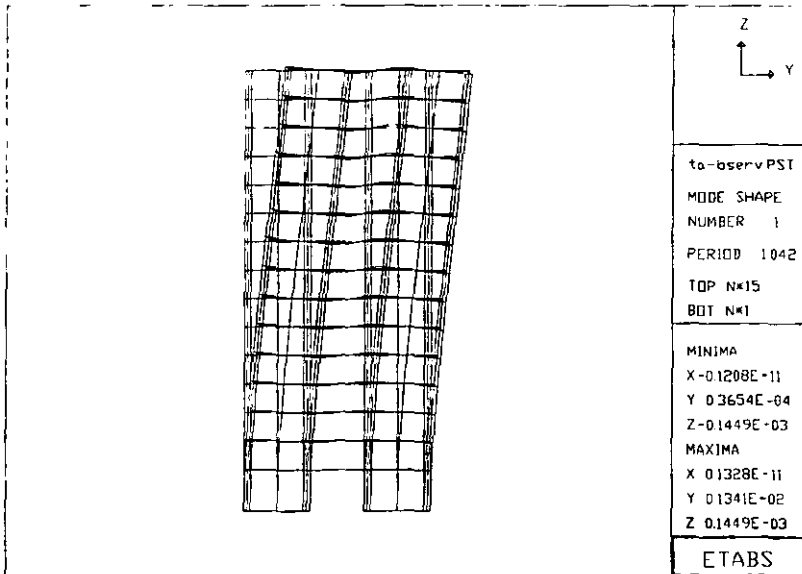


Fig. 2.28 Primer modo de vibrar, dirección Y, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.5.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entropiso,

Δ_{ri}/h_i : caso B

El dimensionamiento de la estructura caso B, al igual que en la estructura caso A, se realizó mediante tanteos hasta cumplir con el requisito, que especifica que la distorsión de entropiso no exceda del valor 0.006

En las figuras 2.29 y 2.30 se muestran las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entropiso (estáticas y dinámicas) en las direcciones X y Y de la estructura. Los resultados que se muestran ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q , como lo indica el RDF-93. Las tablas 2.24 y 2.25 indican los valores máximos (estáticos y dinámicos) de las distorsiones de entropiso en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 2.24 Valores máximos de las distorsiones de entropiso, dirección X, caso B

Entropiso	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx}} \text{ estático}$	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx}} \text{ dinámico}$
10-9	0.00756	0.00567

Tabla 2.25 Valores máximos de las distorsiones de entropiso, dirección Y, caso B

Entropiso	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx}} \text{ estático}$	$(\Delta_{ri}/h_i)_{\text{máx}} \text{ dinámico}$
10-9	0.00936	0.00702

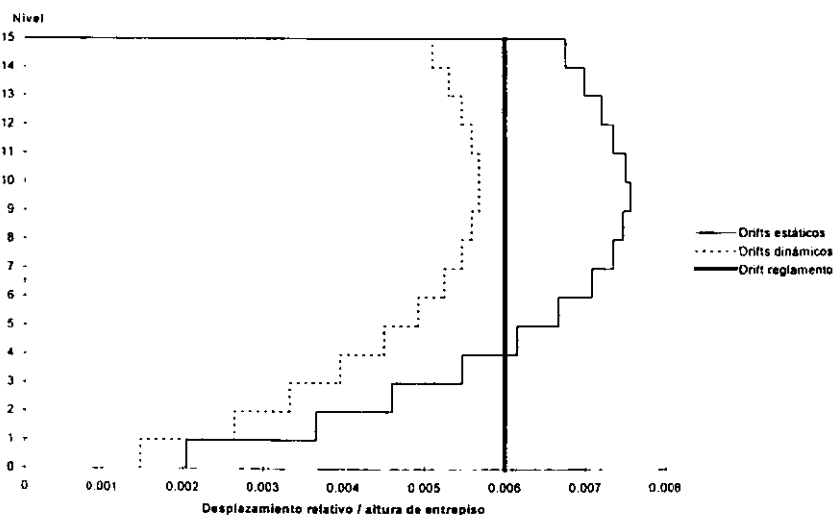


Fig. 2.29 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entropiso, dirección X, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

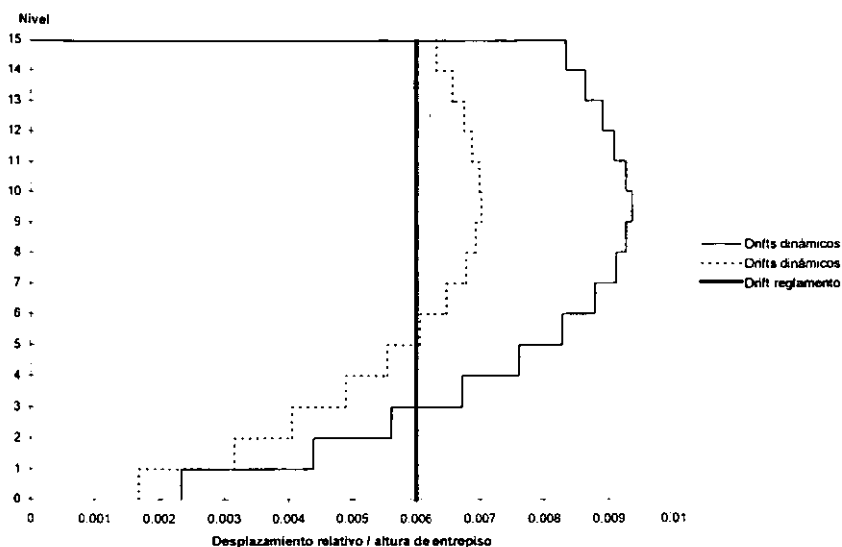


Fig. 2.30 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, dirección Y, caso B

En las figuras anteriores se puede apreciar que las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso son mayores en la dirección Y de la estructura en comparación con las que se tiene para la dirección X. También, las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso estáticas resultaron mayores que las dinámicas tanto en la dirección X como en la dirección Y de la estructura. En la dirección Y las distorsiones de entrepiso dinámicas sobrepasan un poco el valor permisible de 0.006 desde el entrepiso 6-5 hasta el 15-14.

2.4.5.3 Desplazamientos horizontales máximos totales: caso B

En las figuras 2.31 y 2.32 se presentan los desplazamientos horizontales máximos totales tanto estáticos como dinámicos para cada uno de los niveles en las direcciones X y Y de la estructura. Los desplazamientos presentados ya se encuentran multiplicados por Q.

Al observar las figuras se aprecia que los desplazamientos estáticos en ambas direcciones del análisis son mayores que los desplazamientos dinámicos. También, se puede apreciar el comportamiento tipo viga en cantiliver debido a la presencia de los muros.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

En general, los desplazamientos tanto estáticos como dinámicos en la dirección Y del edificio resultaron mayores que los correspondientes a la dirección X debido principalmente a que la estructura en la dirección Y es más esbelta y menos rígida.

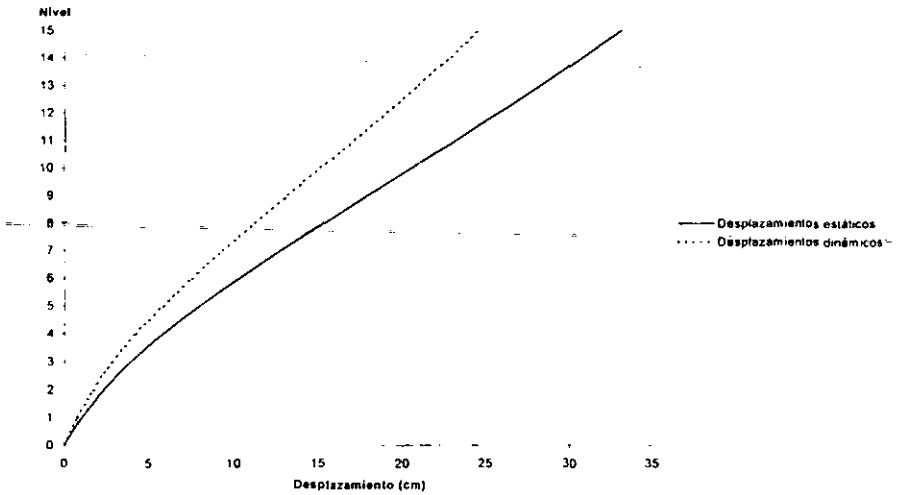


Fig. 2.31 Desplazamientos horizontales máximos, dirección X, caso B

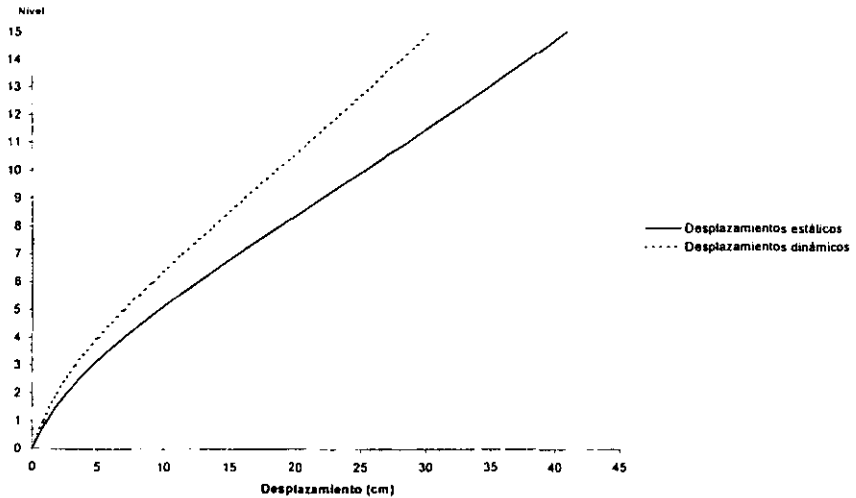


Fig. 2.32 Desplazamientos horizontales máximos, dirección Y, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.5.4 Fuerzas cortantes de entrepiso: caso B

La distribución de las fuerzas cortantes por entrepiso de la estructura en las direcciones X y Y se muestra en las figuras 2.33 y 2.34 respectivamente. De dichas figuras se observa que las fuerzas cortantes estáticas son mayores que las fuerzas cortantes dinámicas en ambas direcciones del análisis. En las dos direcciones del edificio las fuerzas cortantes estáticas tienen los mismos valores y, con respecto a la respuesta dinámica, también es muy parecida en ambas direcciones.

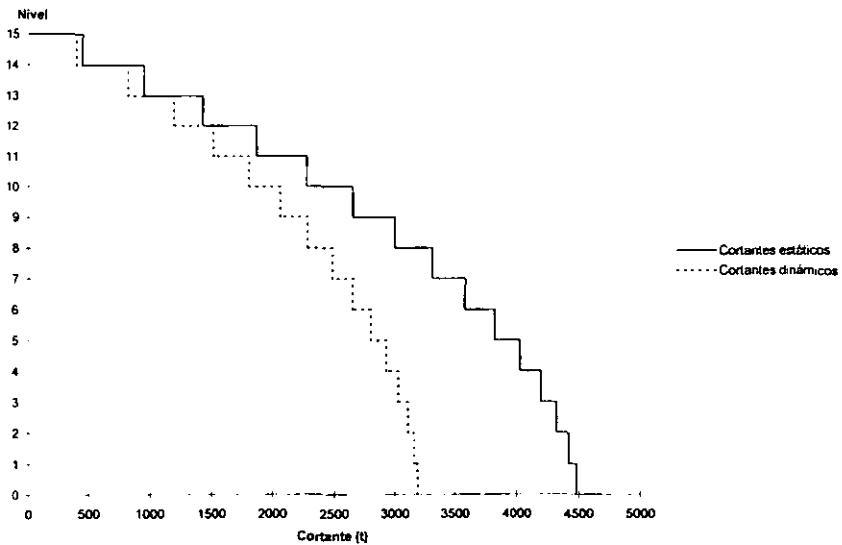


Fig. 2.33 Fuerzas cortantes de entrepiso, dirección X, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

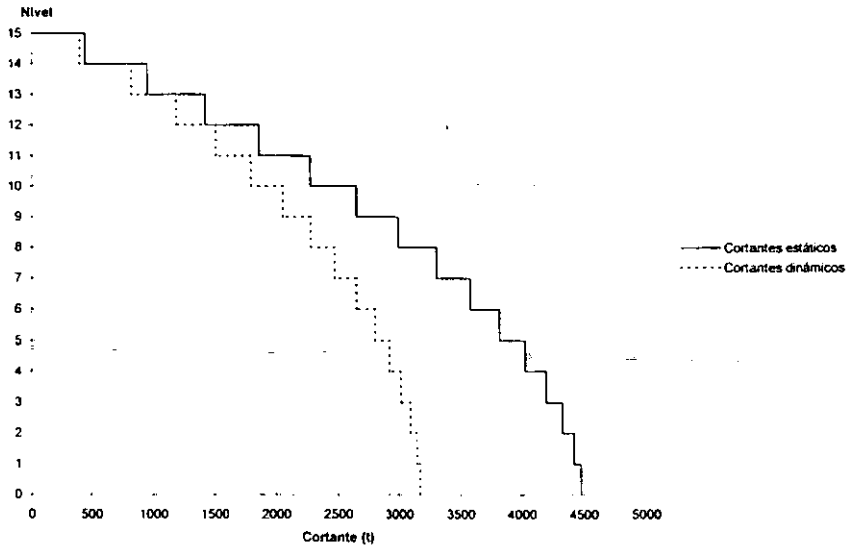


Fig 2.34 Fuerzas cortantes de entepiso, dirección Y, caso B

2.4.5.5 Revisión por cortante basal: caso B

Se realiza la revisión de que la fuerza cortante basal dinámica, en la dirección considerada, no sea menor que $0.8 \cdot W_0 / Q'$. En caso de que no se cumpla lo anterior se debe aplicar un factor correctivo para aumentar las fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos laterales.

W_0 es el peso total de la estructura, a es la ordenada del espectro de aceleraciones, y debido a que los períodos del primer modo de vibrar en ambas direcciones ($T_{1x} = 0.939$ s y $T_{1y} = 1.042$ s) se encuentran entre $T_a = 0.6$ s y $T_b = 3.9$ s, toma el valor de 0.6; Q' toma el valor de $Q = 3$ debido a que T_{1x} y T_{1y} son mayores que T_a .

En la tabla 2.26 se muestra la revisión por cortante basal en ambas direcciones del edificio.

Tabla 2.26 Revisión por cortante basal, caso B

Dirección	W_0 (t)	V_0 (t)	$0.8 \cdot W_0 / Q'$ (t)	Factor correctivo
X	17917.31	3190.02	2866.77	1.0
Y	17917.31	3173.46	2866.77	1.0

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Debido a que las fuerzas cortantes basales dinámicas no son menores que $0.8 \cdot W_0 / Q'$ no es necesario afectar las respuestas obtenidas del análisis dinámico modal espectral.

2.4.5.6 Rigideces de entrepiso: caso B

En la figura 2.35 se muestran las rigideces de entrepiso totales y las correspondientes a los ejes 1 y 2 (dirección X), que son los ejes de interés de la estructura caso B y para los cuales se harán los diseños.

Se puede observar claramente que las rigideces de entrepiso correspondientes al eje 1, que cuenta con muros, son mucho mayores que las rigideces de entrepiso del eje 2, sin muros.

Las rigideces del eje 1 más las rigideces del eje 2 constituyen el 50% de la rigidez total de la estructura en la dirección X.

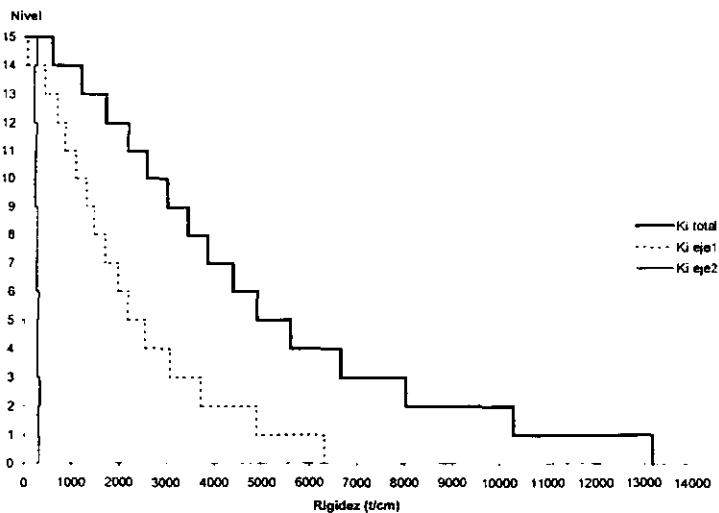


Fig. 2.35 Rigideces de entrepiso totales y de los ejes 1 y 2, caso B

2.4.6 Respuesta elástica de la estructura caso C

En la figura 2.36 se muestra el modelo matemático tridimensional para el ETABS de la estructura caso C. Se describe a continuación la respuesta elástica obtenida que comprende, al igual que en los casos anteriores, períodos de vibración, relaciones desplazamiento lateral relativo

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

entre altura de entrepiso, desplazamientos horizontales máximos totales y fuerzas cortantes de entrepiso.

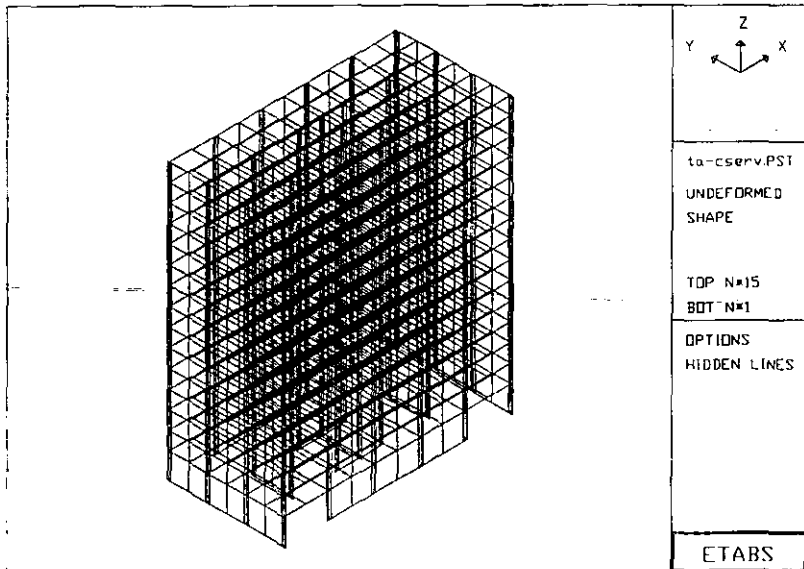


Fig. 2.36 Modelo matemático en el ETABS, caso C

2.4.6.1 Periodos de vibración: caso C

Los periodos de vibración de la estructura caso C, al igual que para los dos casos anteriores, se obtienen una vez que se ha hecho la revisión ante el estado límite de servicio para que las distorsiones de entrepiso no excedan el valor de 0.006

En la tabla 2.27 se presentan los periodos de la estructura junto con los porcentajes de masa modal. De dicha tabla se puede apreciar que los periodos en la dirección Y son sólo un poco mayores que los correspondientes a la dirección X; en la dirección Y la estructura es más esbelta y un poco más flexible.

Las figuras 2.37 y 2.38 muestran las formas modales del primer modo de vibrar en las direcciones X y Y de la estructura.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.27 Períodos de vibración de la estructura caso C

DIRECCIÓN	MODO	PERÍODO, T_i (s)	MASA MODAL (%)
X	1	0.510	70.35
	2	0.126	20.22
	3	0.061	5.18
Y	1	0.586	68.95
	2	0.136	21.00
	3	0.063	5.54
θ	1	0.355	69.79
	2	0.086	20.74
	3	0.041	5.29

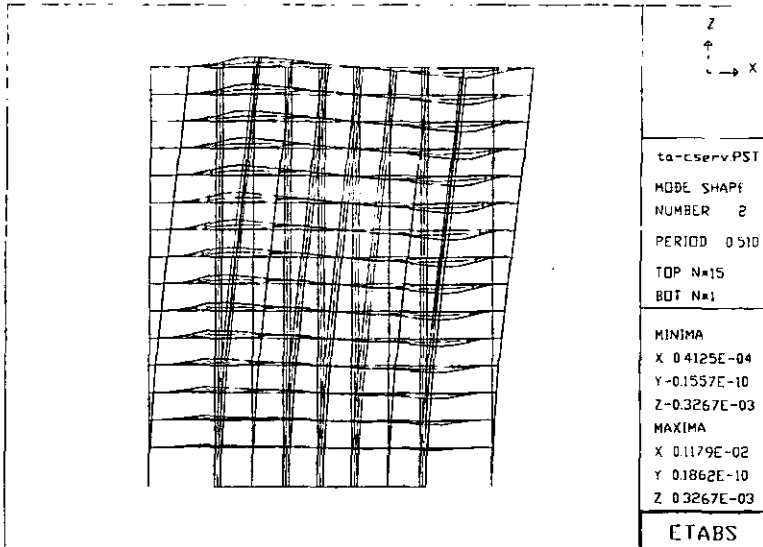


Fig. 2.37 Primer modo de vibrar, dirección X, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

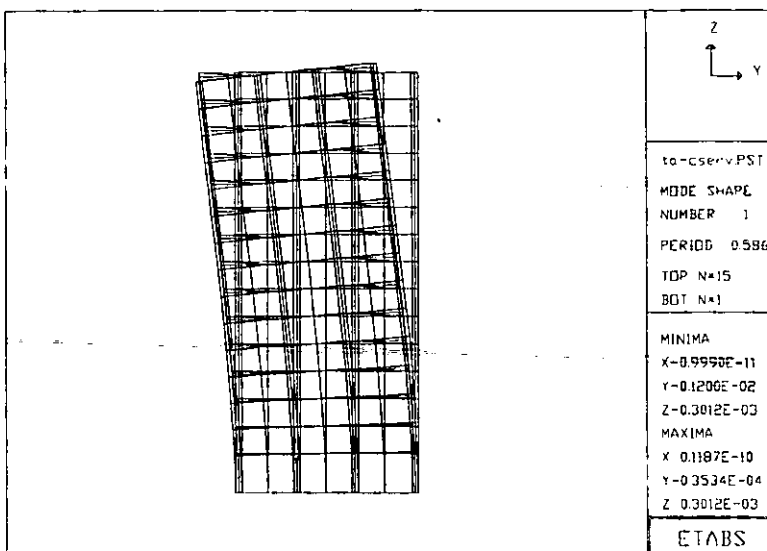


Fig. 2.38 Primer modo de vibrar, dirección Y, caso C

2.4.6.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrespiso,

Δ_{rj}/h_j : caso C

Se presentan a continuación, en las figuras 2.39 y 2.40, las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrespiso (estáticas y dinámicas) en las direcciones X y Y de la estructura. Los resultados que se muestran ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q, como lo indica el RDF-93. Las tablas 2.28 y 2.29 indican los valores máximos (estáticos y dinámicos) de las distorsiones de entrespiso en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 2.28 Valores máximos de las distorsiones de entrespiso, dirección X, caso C

Entrespiso	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx estático}}$	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx dinámico}}$
11-10	0.00213	0.00162

Tabla 2.29 Valores máximos de las distorsiones de entrespiso, dirección Y, caso C

Entrespiso	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx estático}}$	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx dinámico}}$
12-11	0.00294	0.00222

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

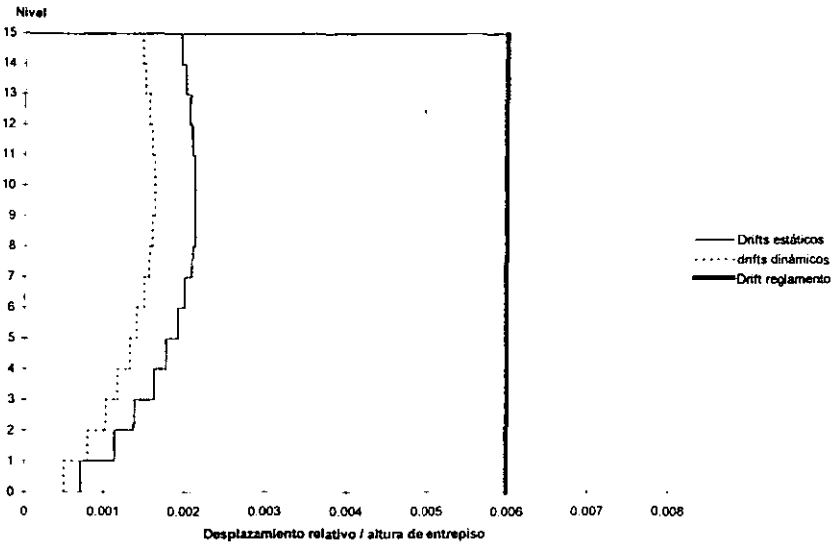


Fig. 2.39 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, dirección X, caso C

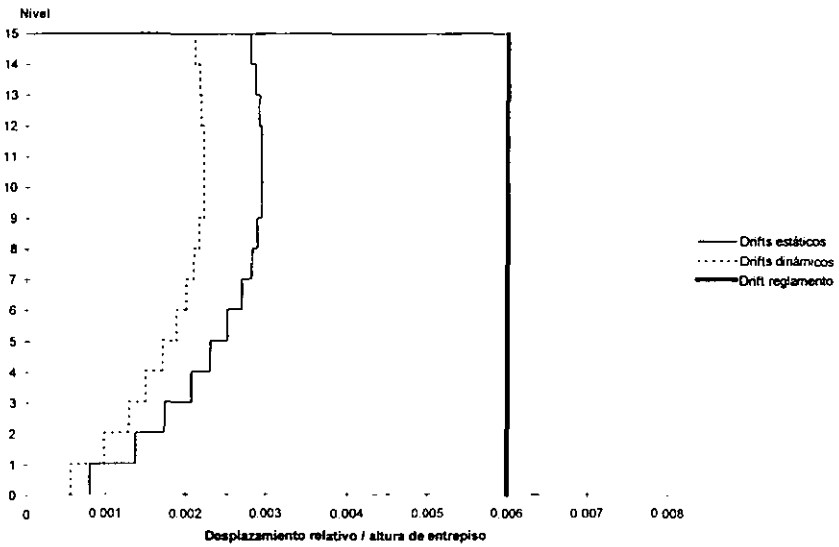


Fig. 2.40 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, dirección Y, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Los resultados obtenidos muestran que la respuesta estática y dinámica en la dirección Y de la estructura es mayor que la correspondiente a la dirección X.

En las figuras anteriores se puede apreciar que las distorsiones de entrepiso estáticas son mayores que las distorsiones de entrepiso dinámicas tanto en la dirección X como en la dirección Y. También, en ninguna de las dos direcciones se sobrepasa el valor permisible para la distorsión de entrepiso.

2.4.6.3 Desplazamientos horizontales máximos totales: caso C

En las figuras 2.41 y 2.42 se presentan los desplazamientos horizontales máximos totales estáticos y dinámicos para cada uno de los niveles en las direcciones X y Y de la estructura. Los desplazamientos presentados ya se encuentran multiplicados por Q.

La respuesta estática resultó mayor que la dinámica para ambas direcciones del edificio. También, se puede apreciar el comportamiento tipo viga en cantiliver debido a la presencia de los muros en ambas direcciones.

Los desplazamientos tanto estáticos como dinámicos en la dirección Y del edificio resultaron mayores que los correspondientes a la dirección X debido a que la estructura en la dirección Y es más esbelta y menos rígida.

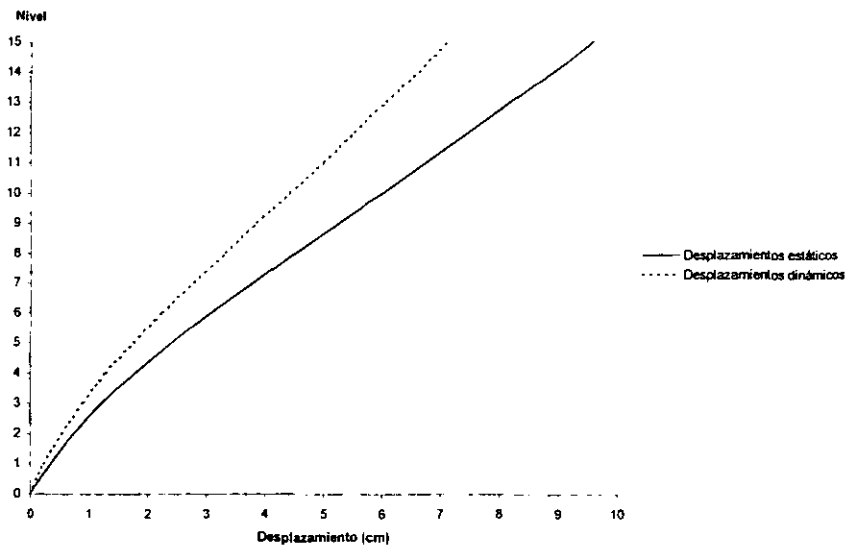


Fig. 2.41 Desplazamientos horizontales máximos, dirección X, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

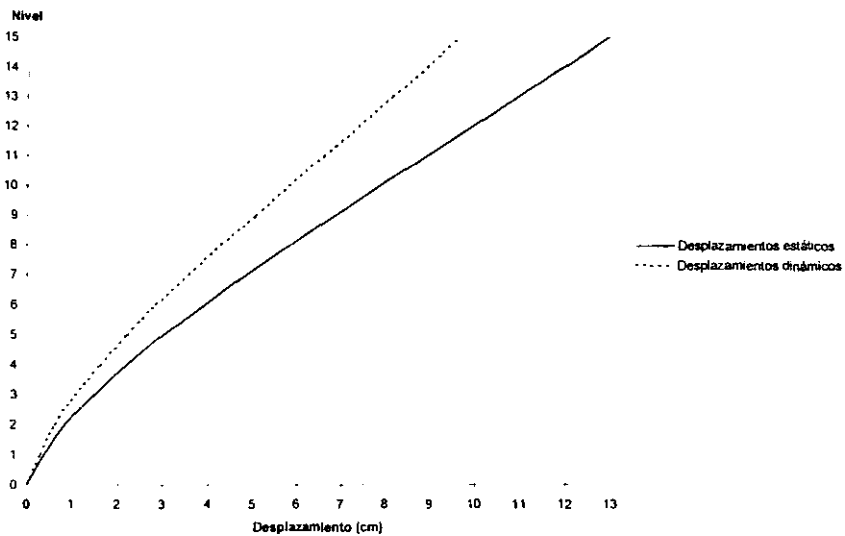


Fig. 2.42 Desplazamientos horizontales máximos, dirección Y, caso C

2.4.6.4 Fuerzas cortantes de entrepiso: caso C

La distribución de las fuerzas cortantes por entrepiso de la estructura en las direcciones X y Y se muestra en las figuras 2.43 y 2.44 respectivamente. De dichas figuras se observa que la respuesta estática es mayor que la respuesta dinámica en ambas direcciones de la estructura.

En las dos direcciones del edificio las fuerzas cortantes estáticas tienen los mismos valores; para la respuesta dinámica no existen diferencias muy grandes entre los valores obtenidos para una y otra dirección.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

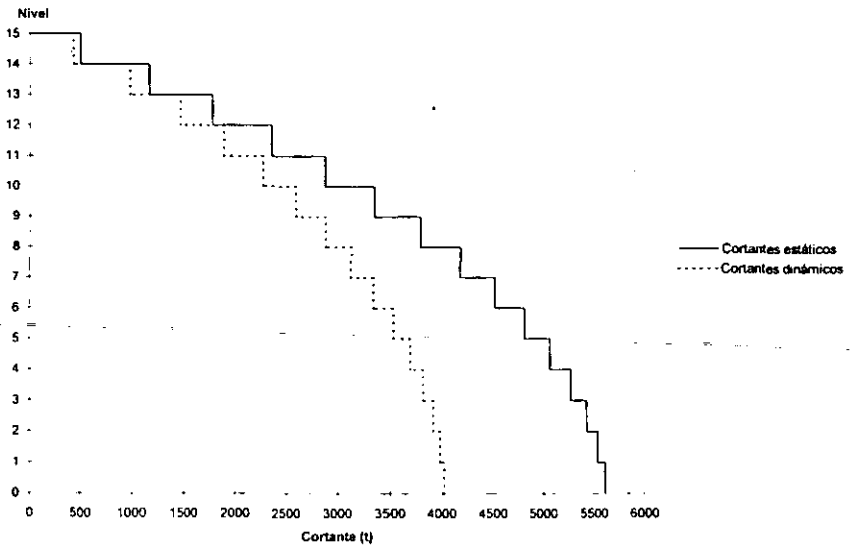


Fig. 2.43 Fuerzas cortantes de entrepiso, dirección X, caso C

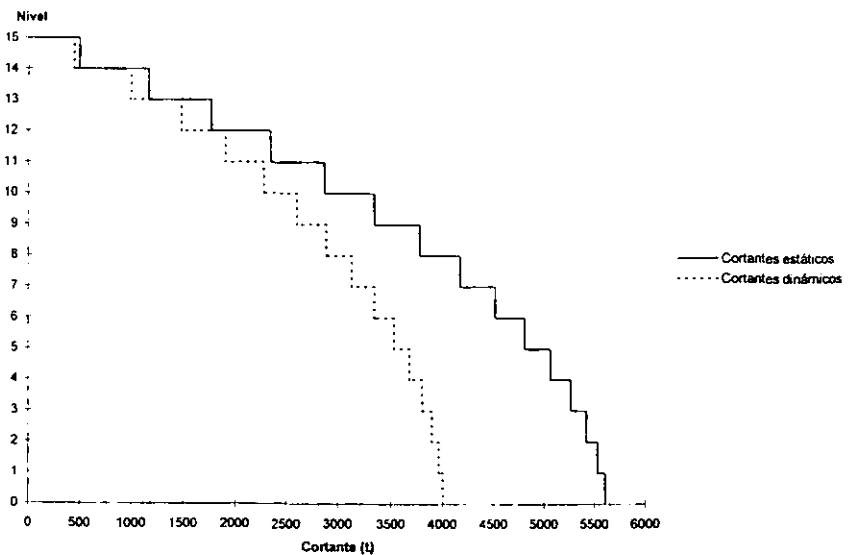


Fig. 2.44 Fuerzas cortantes de entrepiso, dirección Y, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.6.5 Revisión por cortante basal: caso C

Se realiza la revisión de que la fuerza cortante basal dinámica, en la dirección considerada, no sea menor que $0.8 a W_0 / Q'$. En caso de que no se cumpla lo anterior se debe aplicar un factor correctivo para aumentar las fuerzas sísmicas de diseño y los desplazamientos laterales.

W_0 es el peso total de la estructura, a es la ordenada del espectro de aceleraciones, y debido a que los periodos del primer modo de vibrar en ambas direcciones ($T_{1x} = 0.510$ s y $T_{1y} = 0.586$ s) son menores que $T_a = 0.6$ s, toma el valor obtenido con la siguiente expresión:

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a} \right) \frac{c}{4}$$

Para la dirección X, $a = 0.5325$; para la dirección Y, $a = 0.5895$

También, debido a que los periodos del primer modo de vibrar en ambas direcciones son menores que $T_a = 0.6$ s, Q' , que es un factor de reducción, toma el valor obtenido de la expresión:

$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1)$$

Para la dirección X, $Q' = 2.7$; para la dirección Y, $Q' = 2.95$

En la tabla 2.30 se muestra la revisión por cortante basal en ambas direcciones del edificio

Tabla 2.30 Revisión por cortante basal, caso C

Dirección	W_0 (t)	V_0 (t)	$0.8 a W_0 / Q'$ (t)	Factor correctivo
X	22428.55	4022.64	3538.73	1.0
Y	22428.55	4004.26	3581.43	1.0

Debido a que las fuerzas cortantes basales dinámicas no son menores que $0.8 a W_0 / Q'$ no es necesario afectar las respuestas obtenidas del análisis dinámico modal espectral.

2.4.6.6 Rigideces de entrepiso: caso C

En la figura 2.45 se muestran las rigideces de entrepiso totales y las correspondientes a los ejes 1 y 2 (dirección X), que son los ejes de interés de la estructura caso C y para los cuales se harán los diseños.

De la figura se puede observar que las rigideces de entrepiso correspondientes al eje 1 son mucho mayores que las rigideces de entrepiso del eje 2.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Las rigideces del eje 1 más las rigideces del eje 2 constituyen el 50 por ciento de la rigidez total de la estructura en la dirección X.

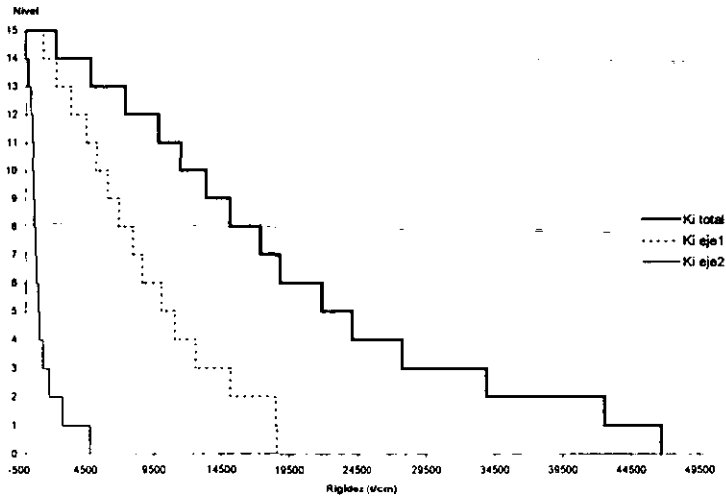


Fig. 2.45 Rigideces de entrespiso totales y de los ejes 1 y 2, caso C

2.4.7 Elementos mecánicos últimos y diseños

En las figuras que se presentan a continuación se muestran los elementos mecánicos últimos y diseños de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) para cada una de las estructuras estudiadas en este trabajo. Los elementos mecánicos se obtuvieron del análisis estructural (sísmico y por gravedad) realizado con el programa ETABS, y son:

- En vigas: Momentos últimos positivos y negativos y cortante últimos.
- En columnas: Momentos últimos (solamente los del extremo de la columna que rige, que puede ser el extremo superior o el inferior) en la dirección mayor (dirección X) y menor (dirección Y) de la columna, cortantes últimos en ambas direcciones y carga axial última.
- En muros: Momento último (en el extremo superior o inferior del muro), cortante último y carga axial última.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Los elementos mecánicos se seleccionaron de las combinaciones de carga más desfavorables (cargas verticales y sismo) considerando el 100% del sismo en una dirección más el 30% del sismo en la otra dirección.

El diseño de los elementos estructurales consiste en el cálculo de las áreas de acero de refuerzo para flexión, cortante y flexocompresión. Las áreas de acero para flexión y flexocompresión se obtienen directamente con ayuda del programa CONKER, que es un postprocesador del ETABS y que calcula las áreas de acero para vigas y columnas. En el caso del diseño por cortante, éste se realizó con ayuda de una hoja de cálculo electrónica siguiendo todas las especificaciones que marcan las Normas Técnicas Complementarias correspondientes. Es importante señalar que para el caso del diseño por cortante en muros, éste se llevó a cabo considerando el área de acero más crítica en sus extremos que resulta de su trabajo como columnas o como patines.

A partir de las áreas necesarias de acero obtenidas se proponen armados y se muestra su correspondiente distribución en los elementos estructurales. Posteriormente, para realizar una comparación de los resultados obtenidos con el CONKER, se diseñan manualmente, sin ayuda de computadora, algunas vigas y columnas.

El diseño de los muros se realiza sin ayuda de algún programa y los resultados se muestran posteriormente.

2.4.7.1 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas y columnas: caso A

A continuación se presentan los siguientes resultados correspondientes al eje 2 (dirección X), que es el eje de interés, de la estructura caso A:

- Momentos flexionantes últimos y áreas de acero en vigas, eje 2, caso A (figura 2.46).
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de vigas, eje 2, caso A (figura 2.47).
- Distribución y detallado de armados propuestos en vigas, eje 2, caso A (figuras 2.48 y 2.49).
- Momentos flexionantes últimos, cargas axiales últimas y áreas de acero en columnas, eje 2, caso A (figura 2.50).
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de columnas, eje 2, caso A (figura 2.51).
- Distribución y detallado de armados propuestos en columnas, eje 2, caso A (figuras 2.52 y 2.53).

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

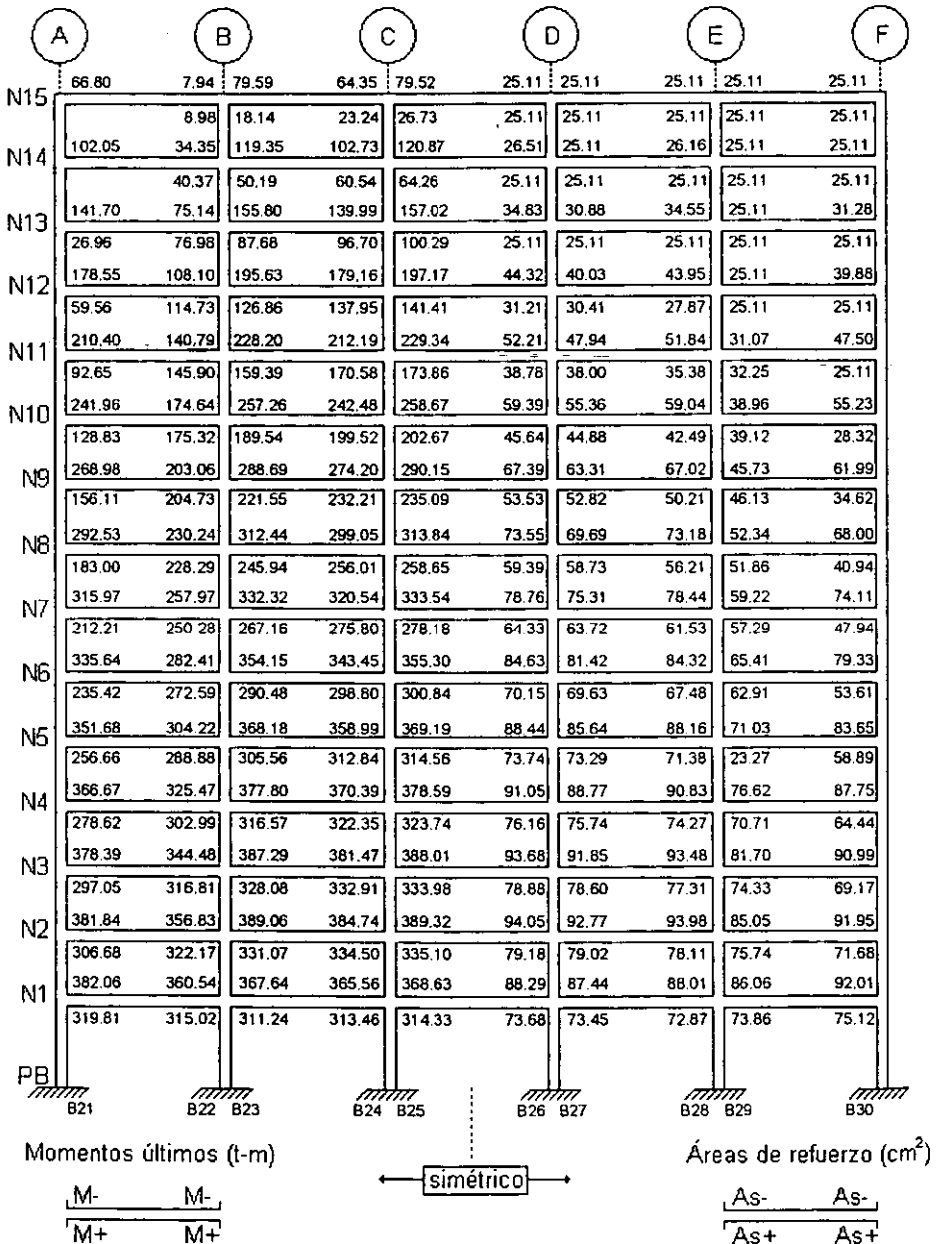


Fig. 2.46 Momentos flexionantes últimos y áreas de refuerzo longitudinal en vigas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

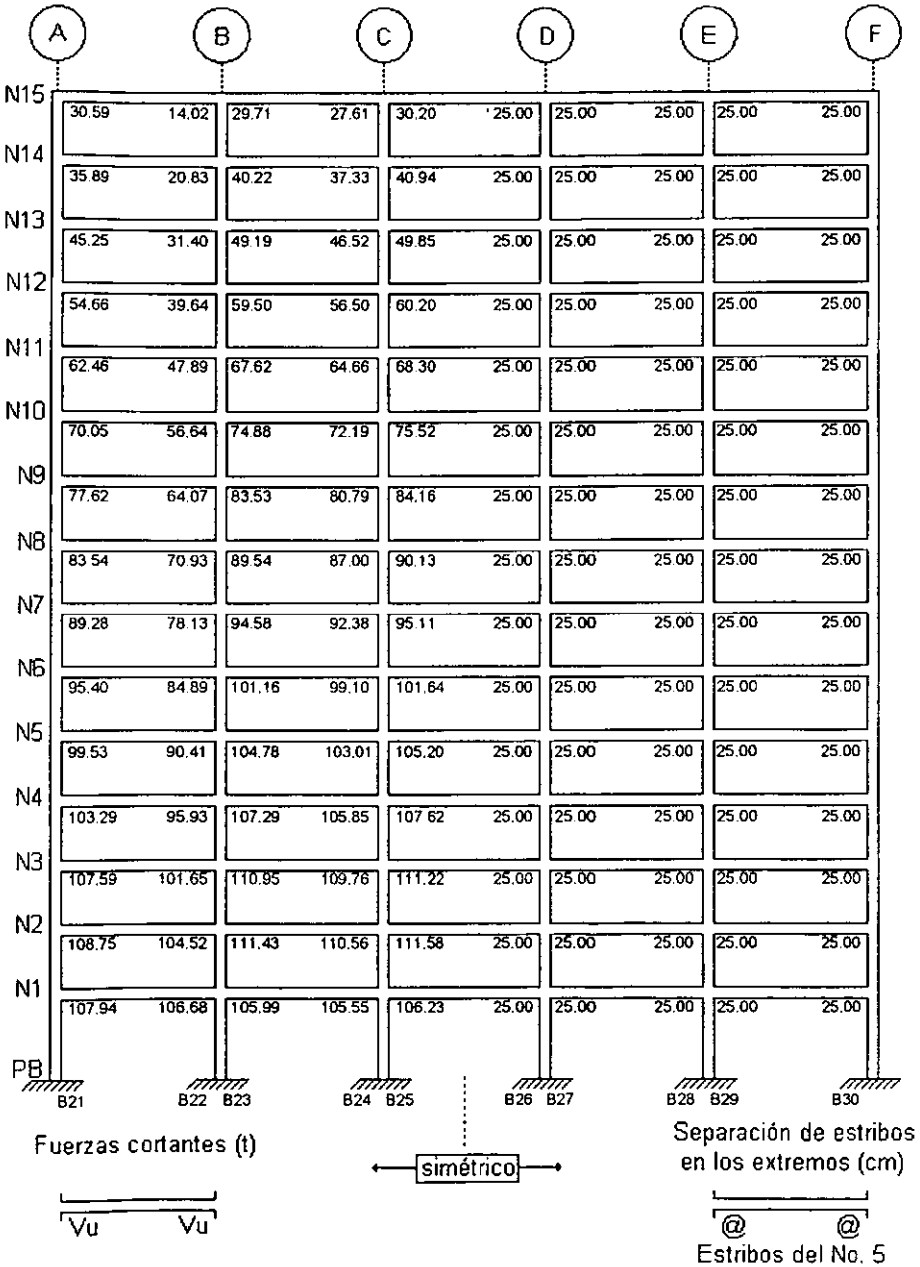


Fig 2.47 Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de vigas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

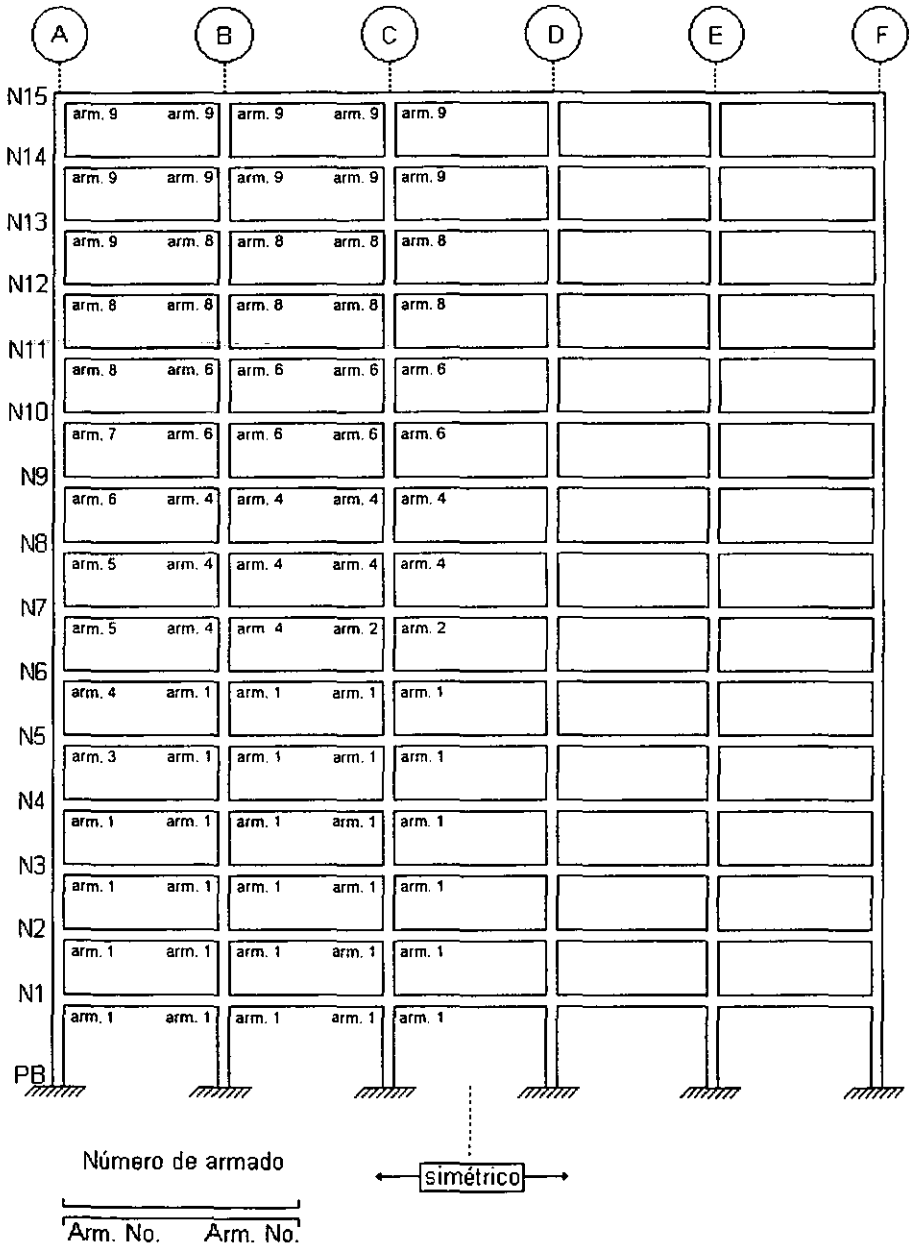


Fig. 2.48 Distribución de armados en vigas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

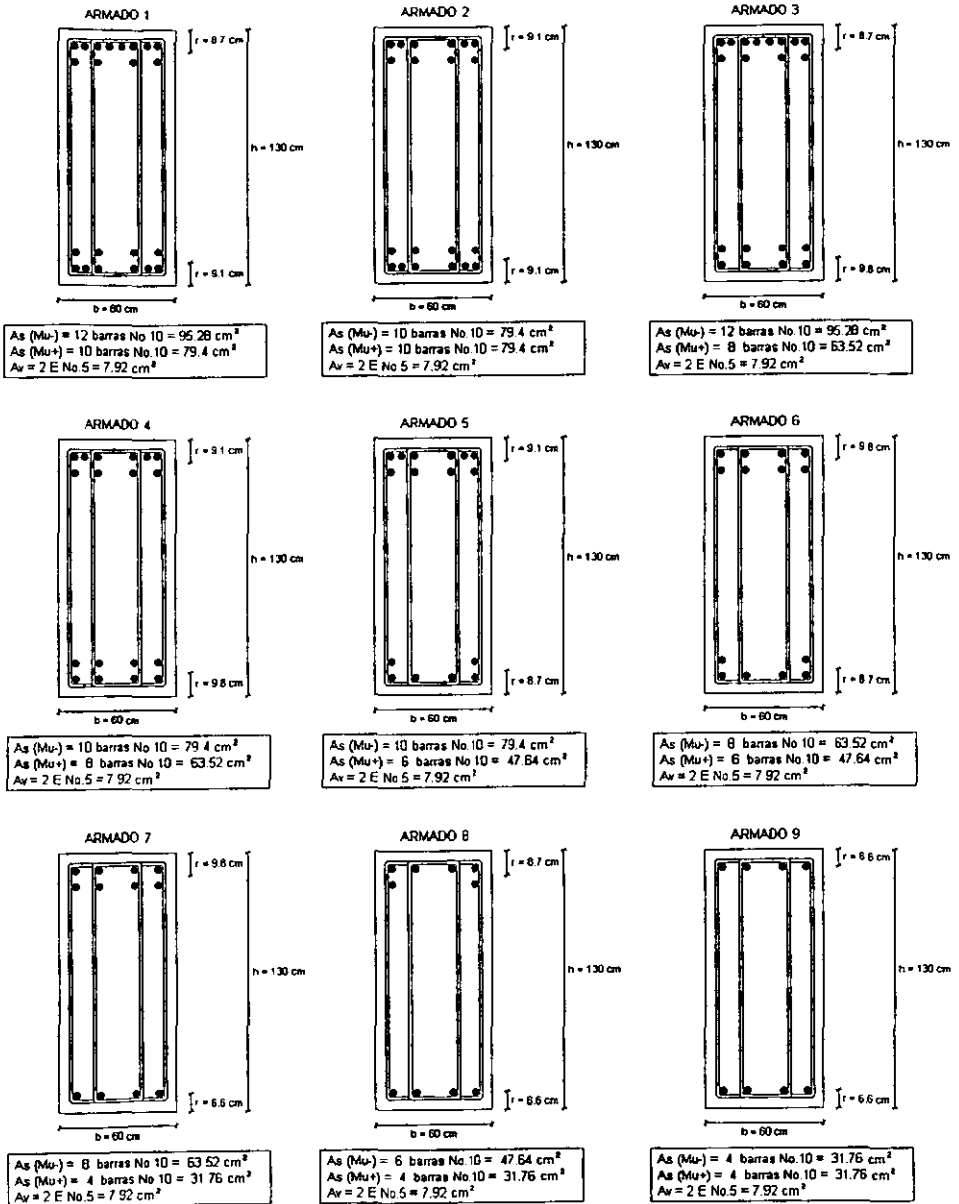


Fig. 2.49 Armados propuestos para vigas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

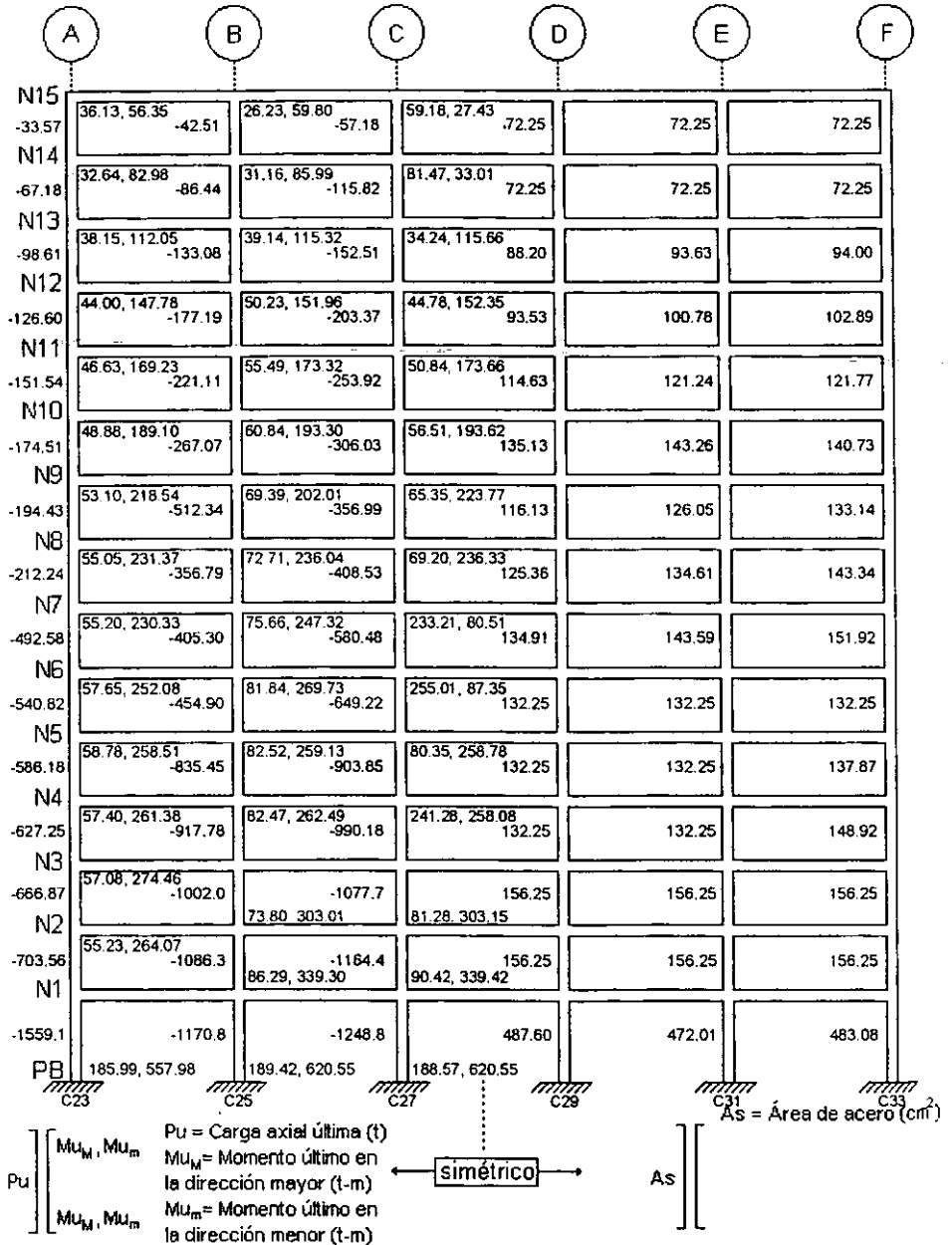


Fig. 2.50 Momentos últimos, cargas axiales últimas y áreas de acero en columnas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

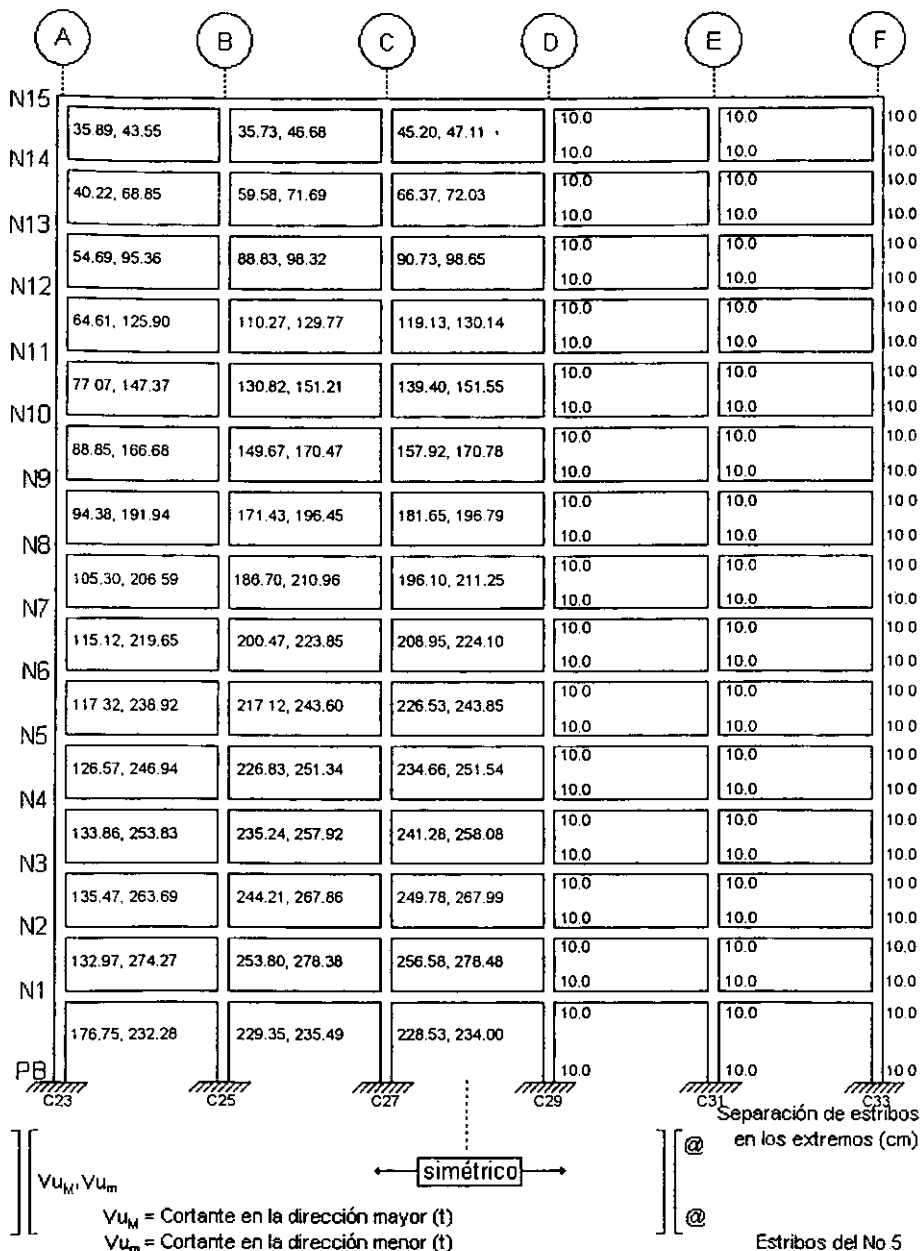


Fig. 2.51 Cortantes últimos y separación de estribos en extremos de columnas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

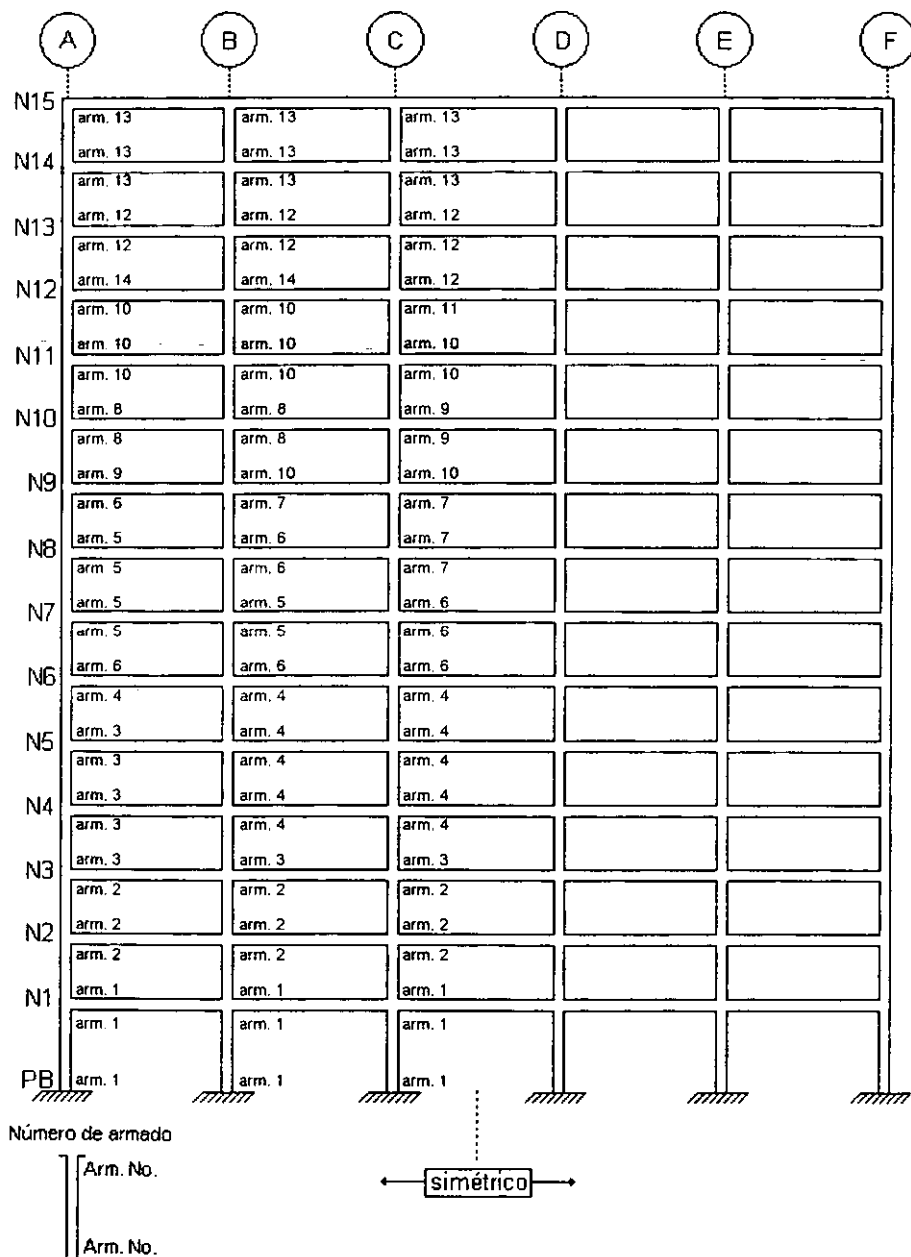


Fig. 2.52 Distribución de armados en columnas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

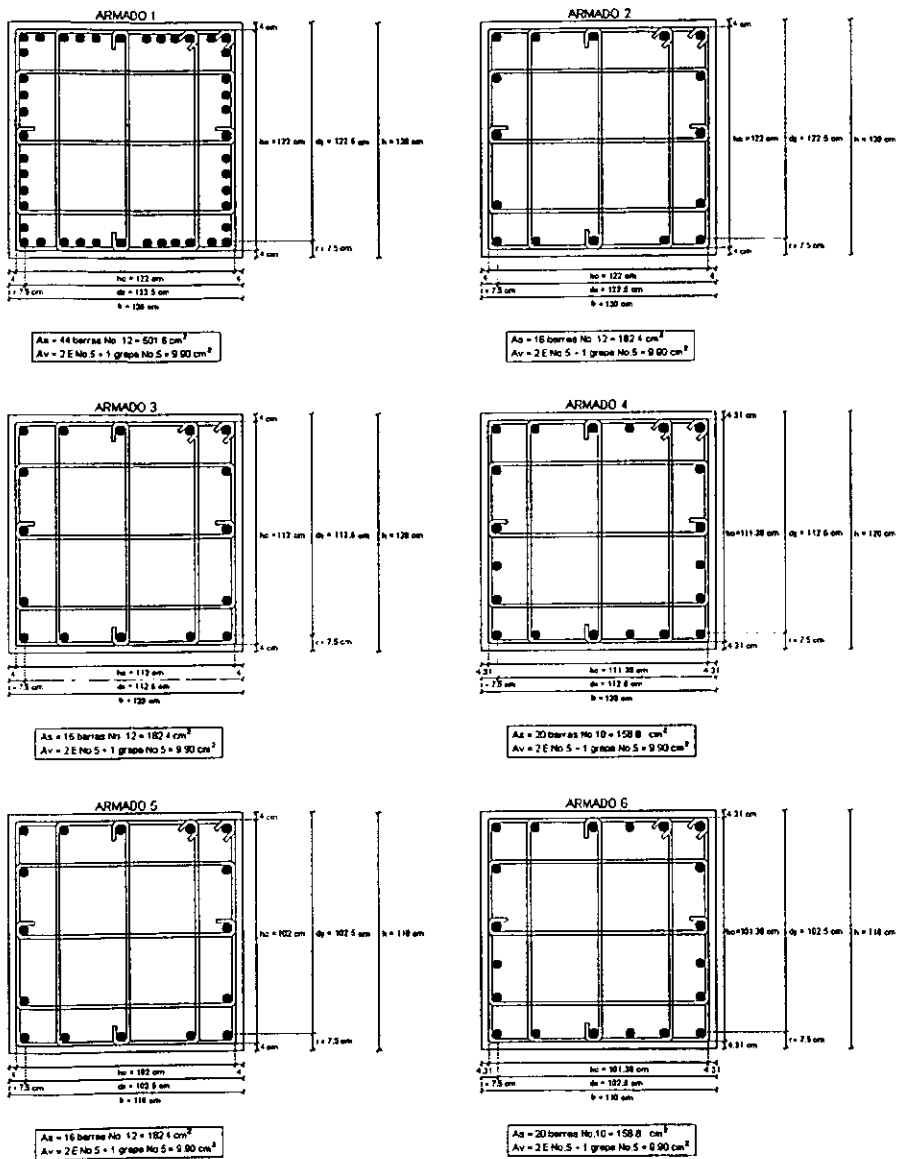


Fig. 2.53 Armados propuestos para columnas, eje 2, caso A

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

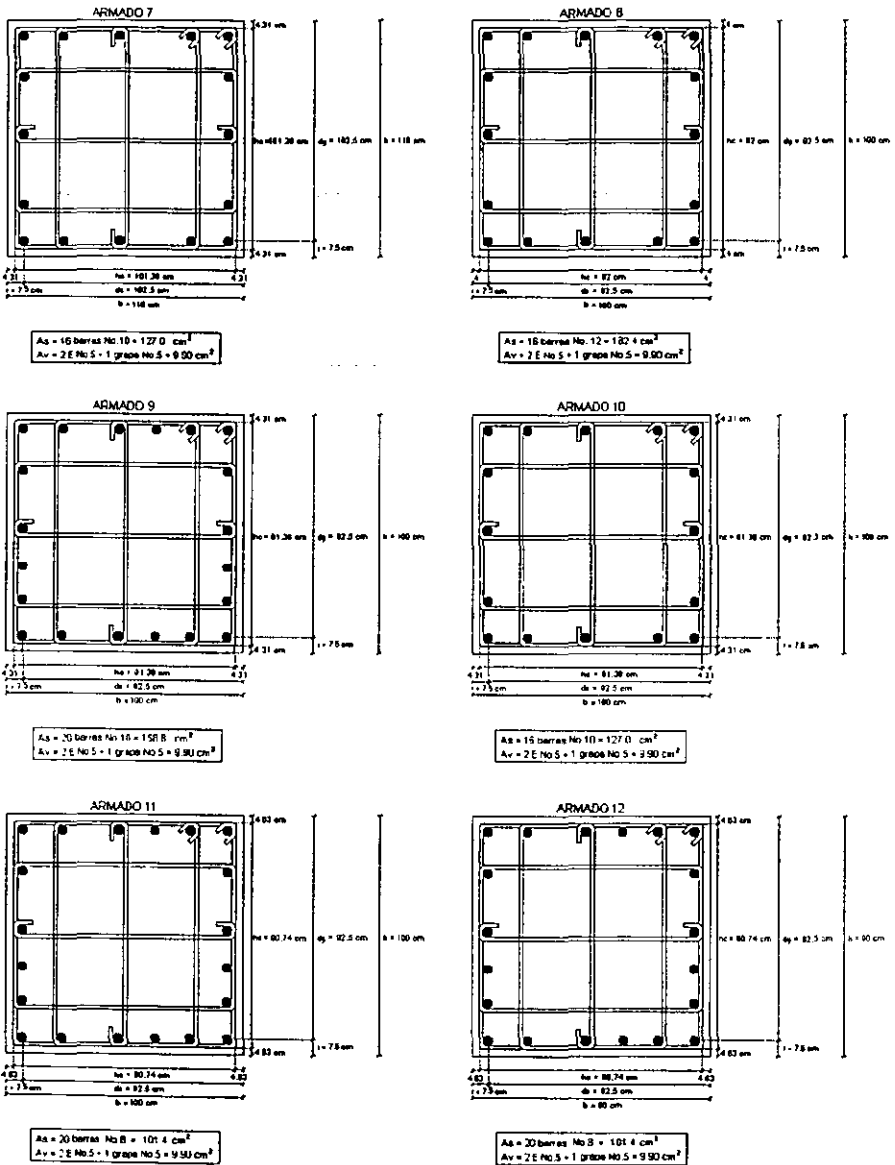


Fig. 2.53 Armados propuestos para columnas, eje 2, caso A (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

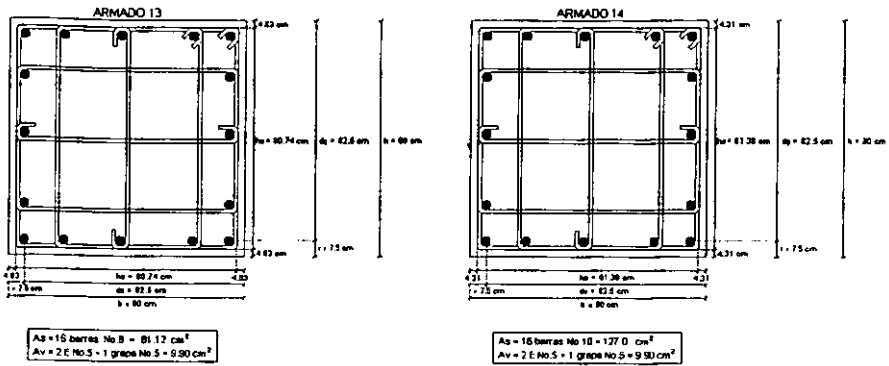


Fig. 2.53 Armados propuestos para columnas, eje 2, caso A (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.7.2 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas, columnas y muros:

caso B

A continuación se presentan los siguientes resultados correspondientes a los ejes 1 y 2 (dirección X), que son los ejes de interés, de la estructura caso B:

- Momentos flexionantes últimos y áreas de acero en vigas, ejes 1 y 2, caso B (figuras 2.54 y 2.55).
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de vigas, ejes 1 y 2, caso B (figuras 2.56 y 2.57).
- Distribución y detallado de armados propuestos en vigas, ejes 1 y 2, caso B (figuras 2.58, 2.59 y 2.60).
- Momentos flexionantes últimos, cargas axiales últimas y áreas de acero en columnas, eje 2, caso B (figura 2.61).
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de columnas, eje 2, caso B (figura 2.62).
- Distribución y detallado de armados propuestos en columnas, eje 2, caso B (figuras 2.63 y 2.64).
- Momentos flexionantes últimos, cargas axiales últimas y cortantes últimos en muros, eje 1, caso B (figura 2.65).
- Diseño de muros a cortante, eje 1, caso B (tabla 2.31).
- Áreas de acero en patines y separación del refuerzo horizontal y vertical en el alma de muros, eje 1, caso B (figura 2.66).
- Distribución y detallado de los armados propuestos en muros, eje 1, caso B (figuras 2.67 y 2.68).

En el caso de muros, los diseños se llevaron a cabo sin ayuda de ningún programa; para la obtención de la separación del refuerzo horizontal en el alma de muros se consideró el área de acero longitudinal que resultara más desfavorable (más grande) de la función de sus extremos como columnas o como patines (en la mayoría de las ocasiones rigió la primera, como se observa en la tabla 2.31). Conocidas las áreas de acero longitudinal en los extremos de los muros y las separaciones del refuerzo horizontal y vertical en el alma, se procedió a proponer armados para los muros.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

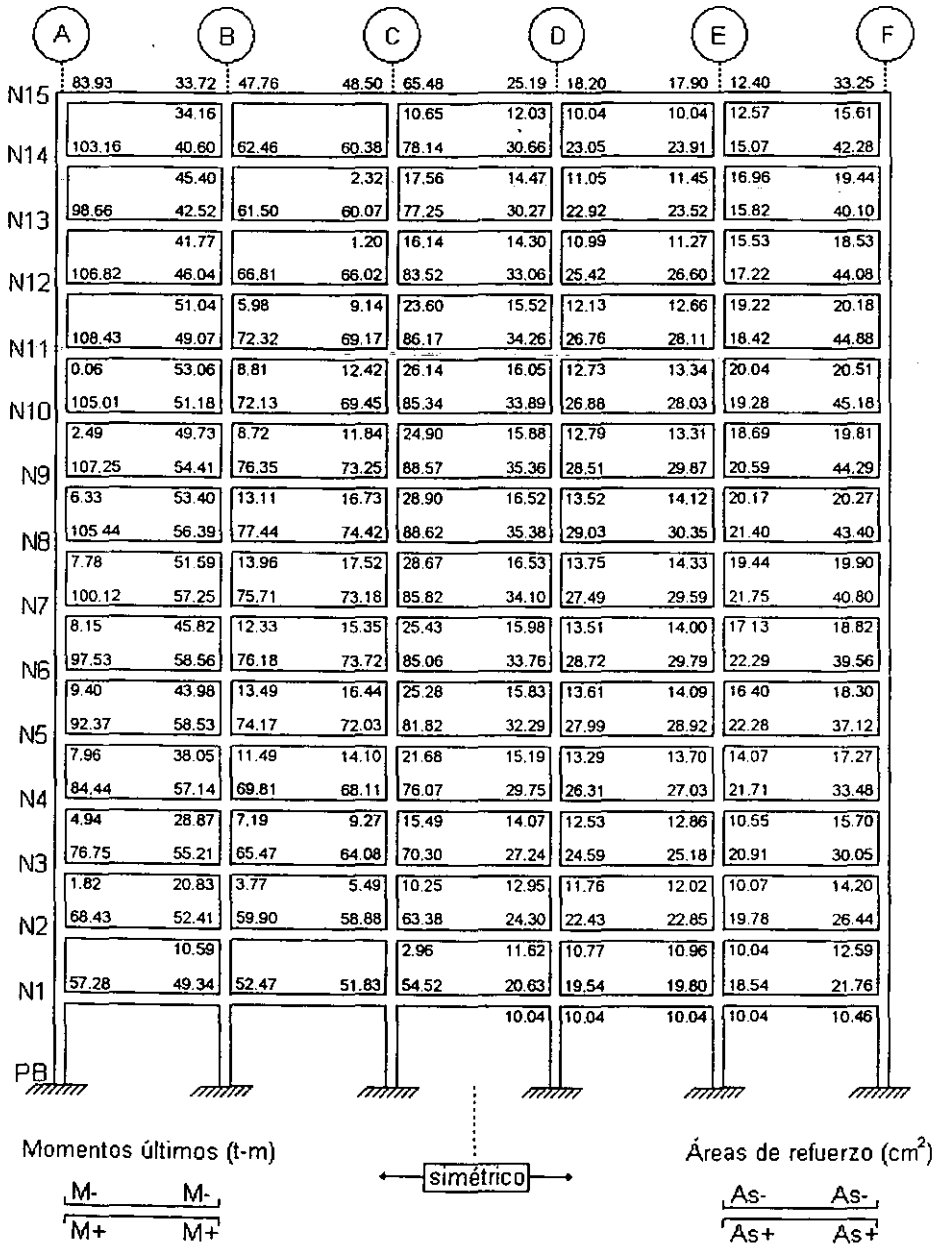


Fig. 2.55 Momentos flexionantes últimos y áreas de refuerzo longitudinal en vigas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

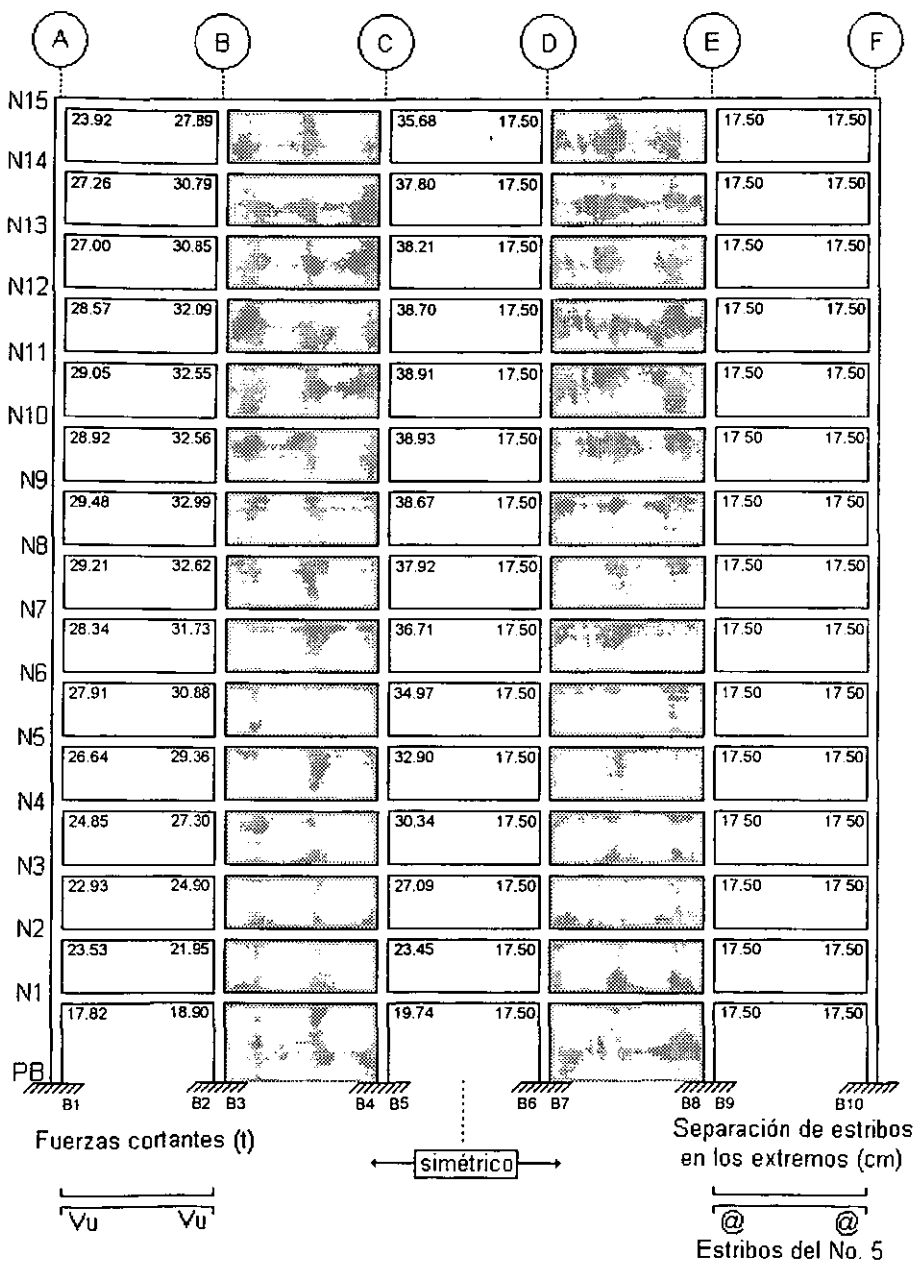


Fig. 2.56 Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en extremos de vigas, eje 1, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

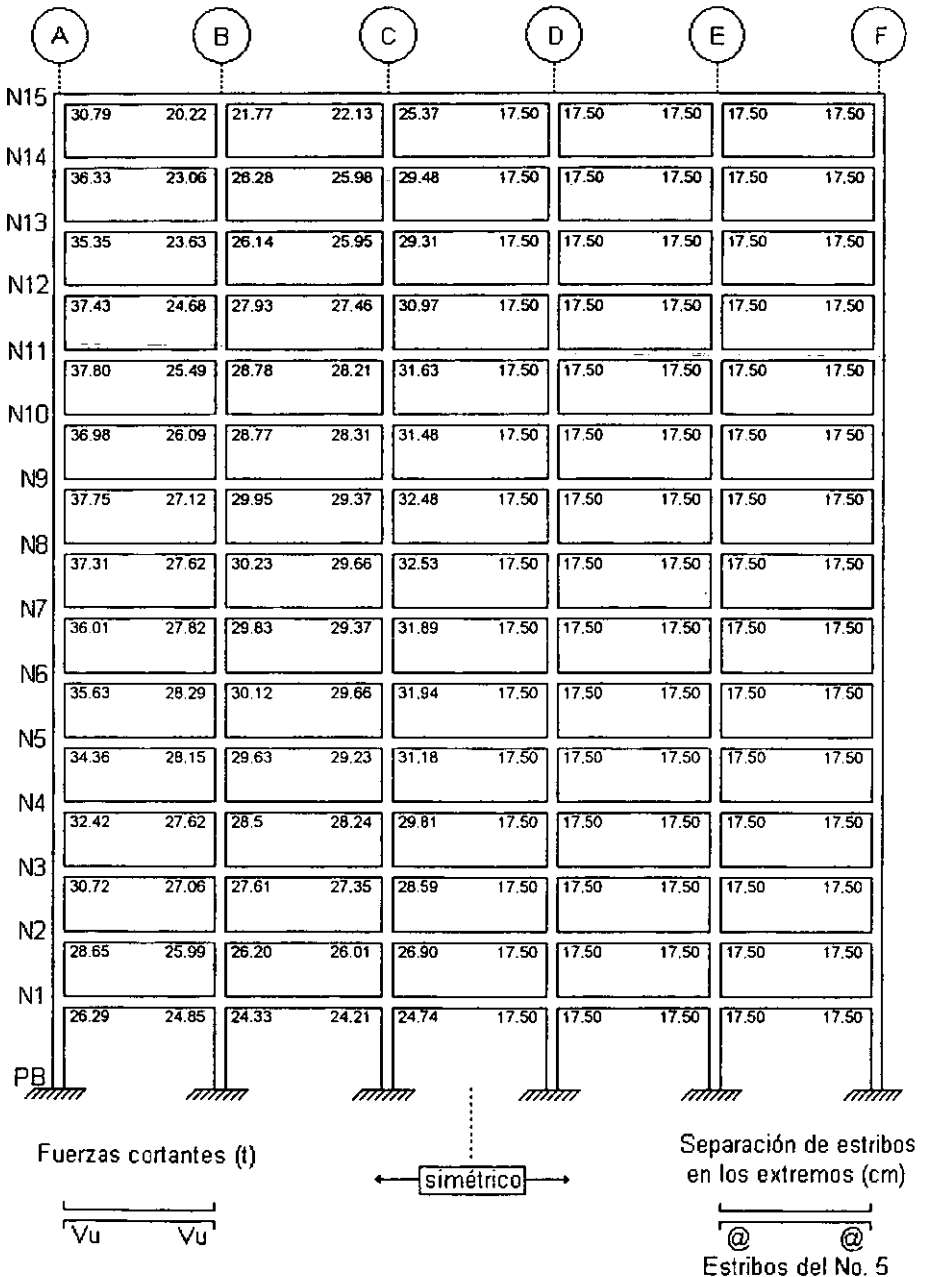


Fig. 2.57 Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en extremos de vigas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

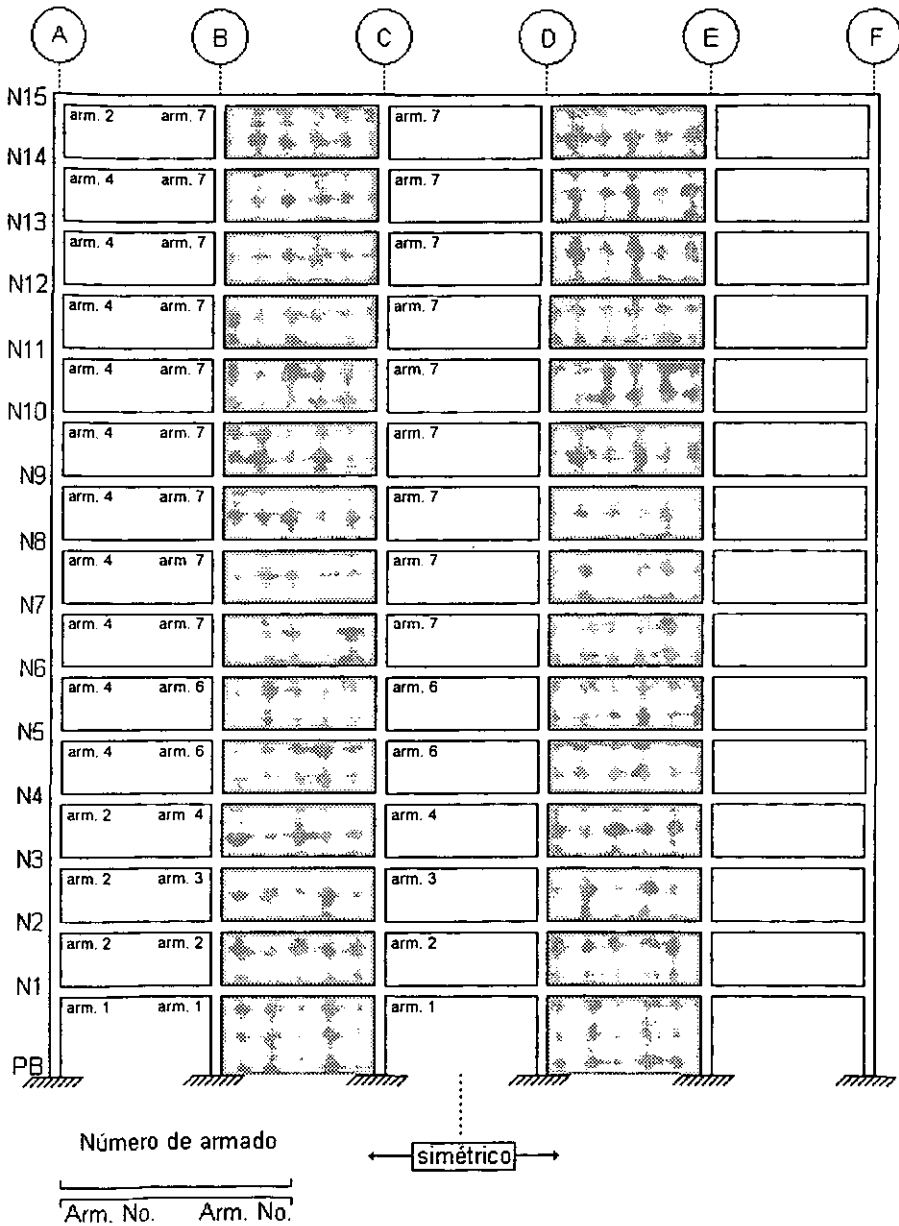


Fig. 2.58 Distribución de armados en vigas, eje 1, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

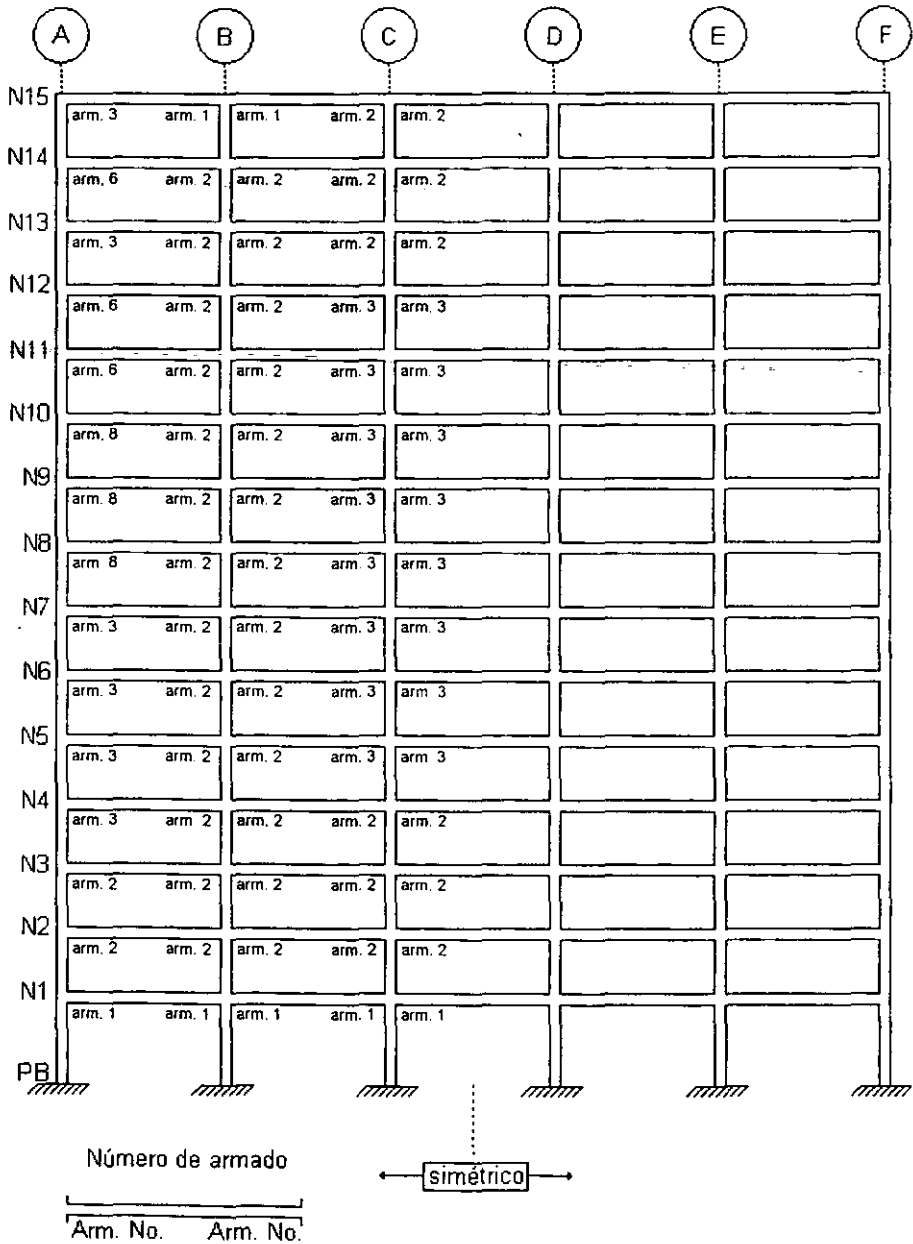


Fig. 2.59 Distribución de armados en vigas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

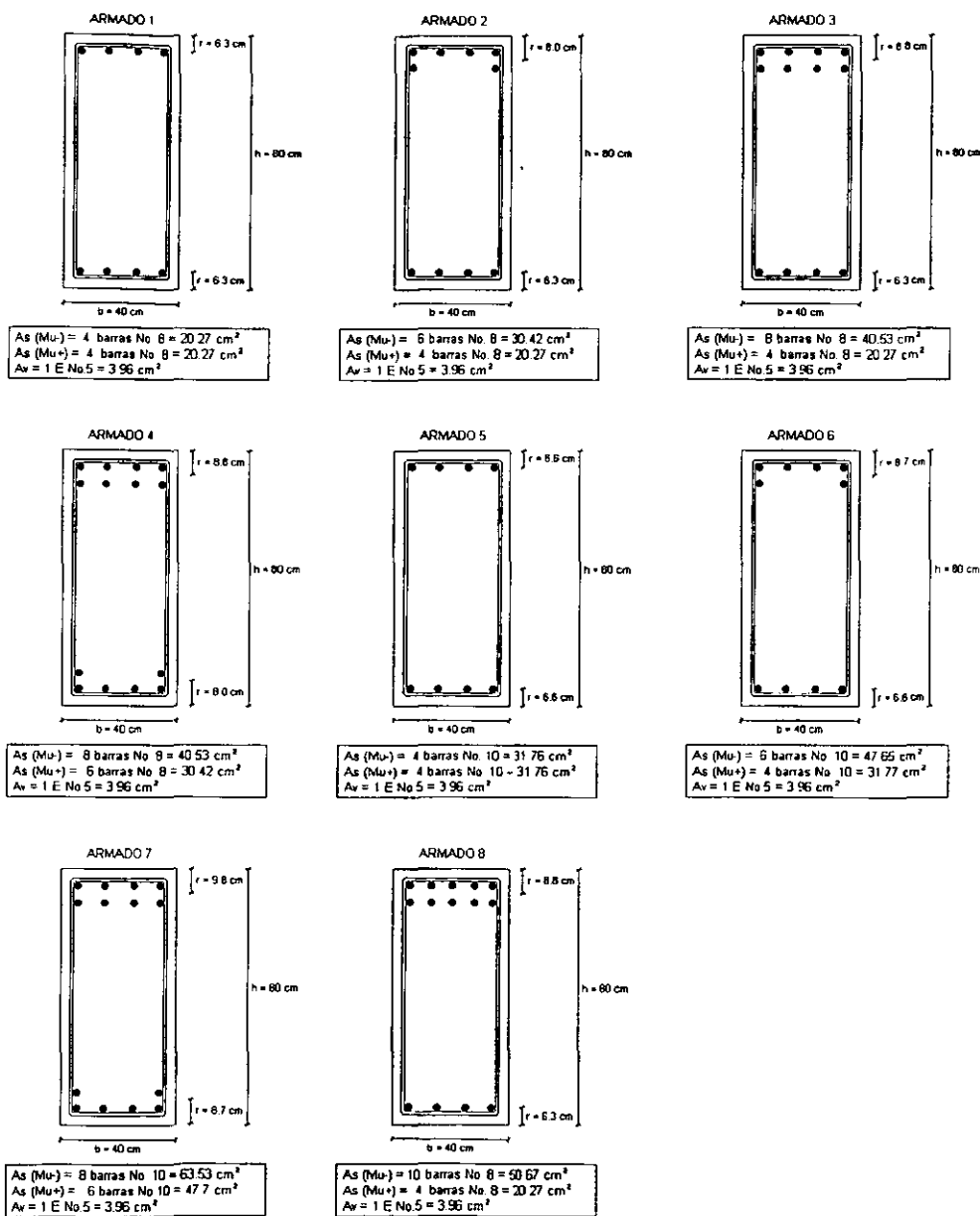


Fig. 2.60 Armados propuestos para vigas, ejes 1 y 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

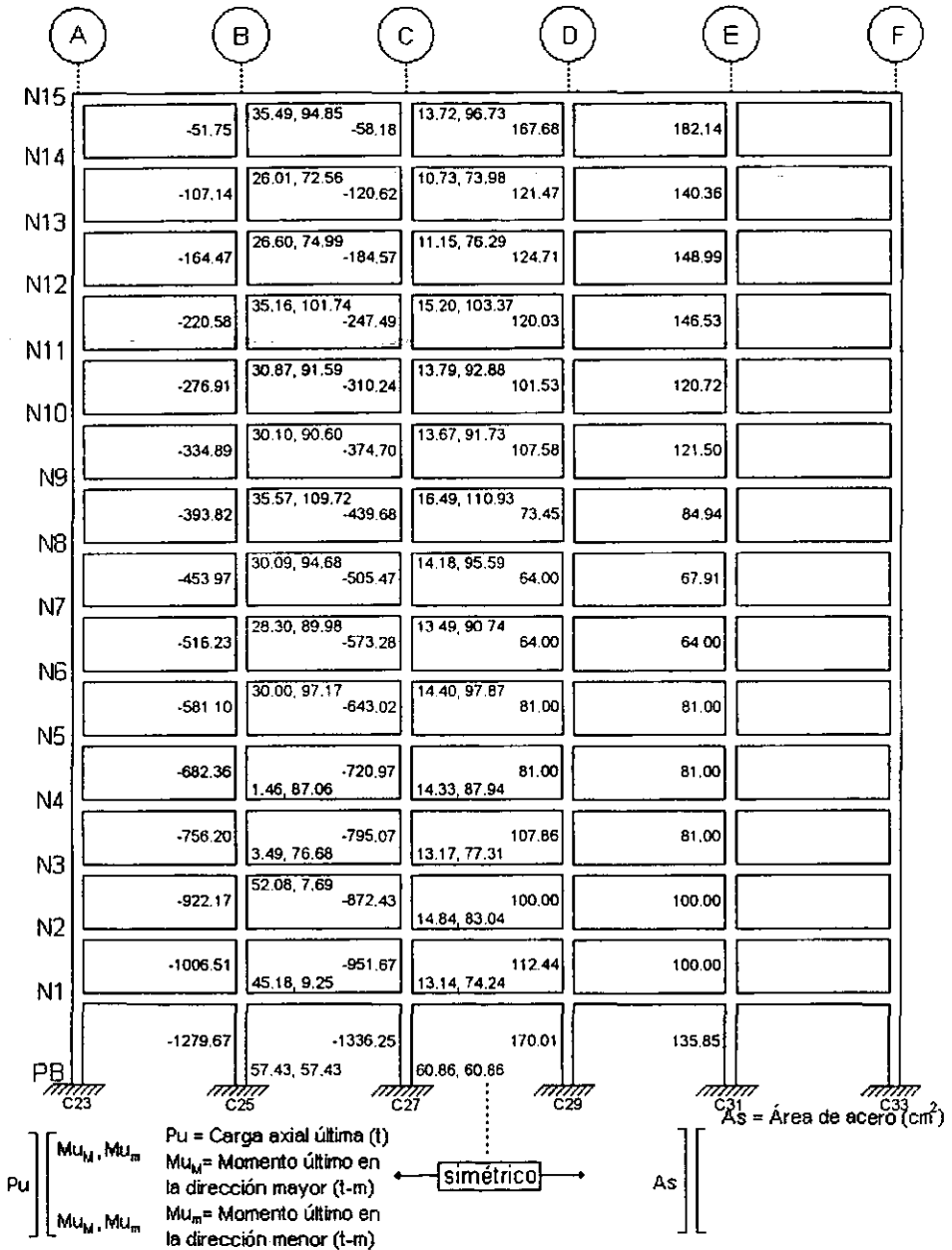


Fig. 2.61 Momentos últimos, cargas axiales últimas y áreas de acero en columnas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

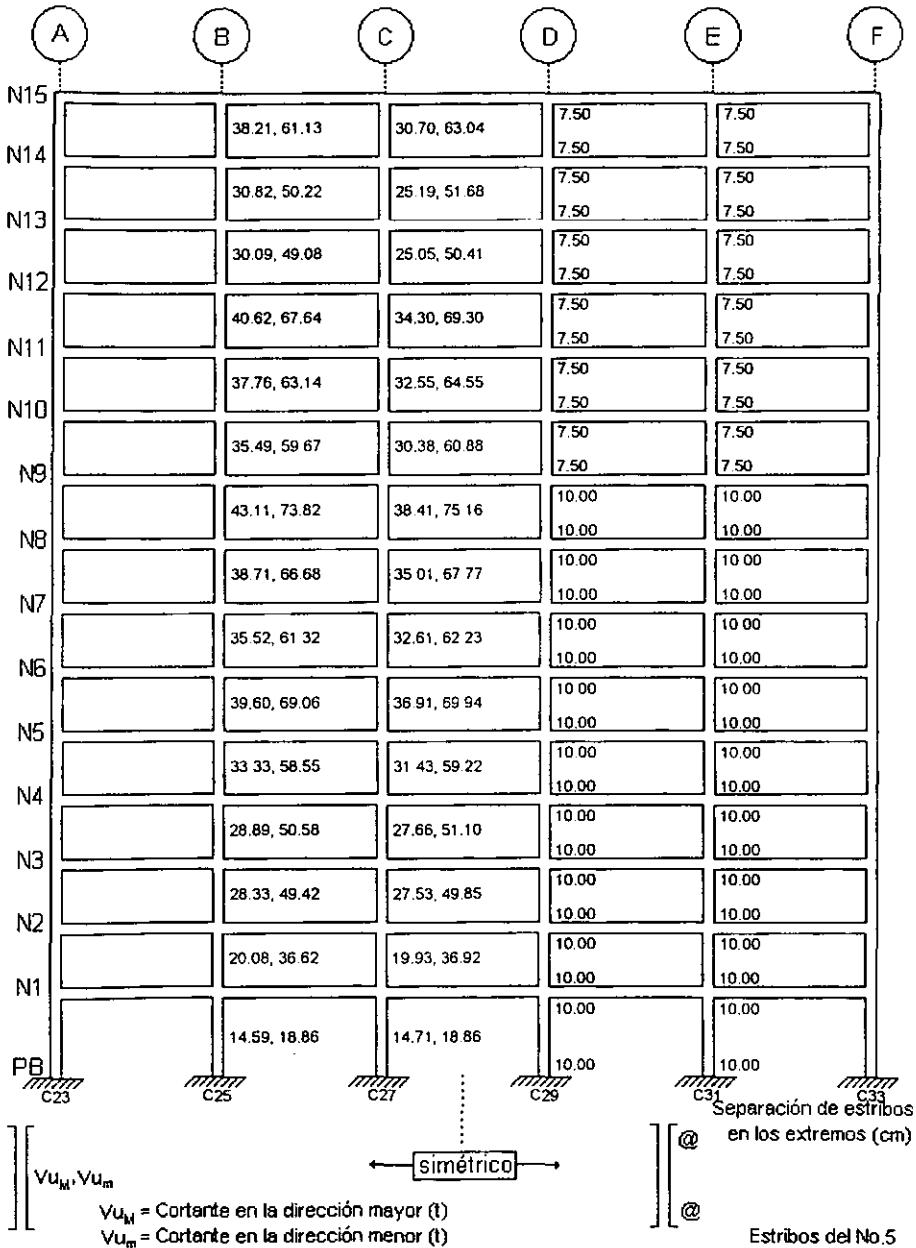


Fig. 2.62 Cortantes últimos y separación de estribos en extremos de columnas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

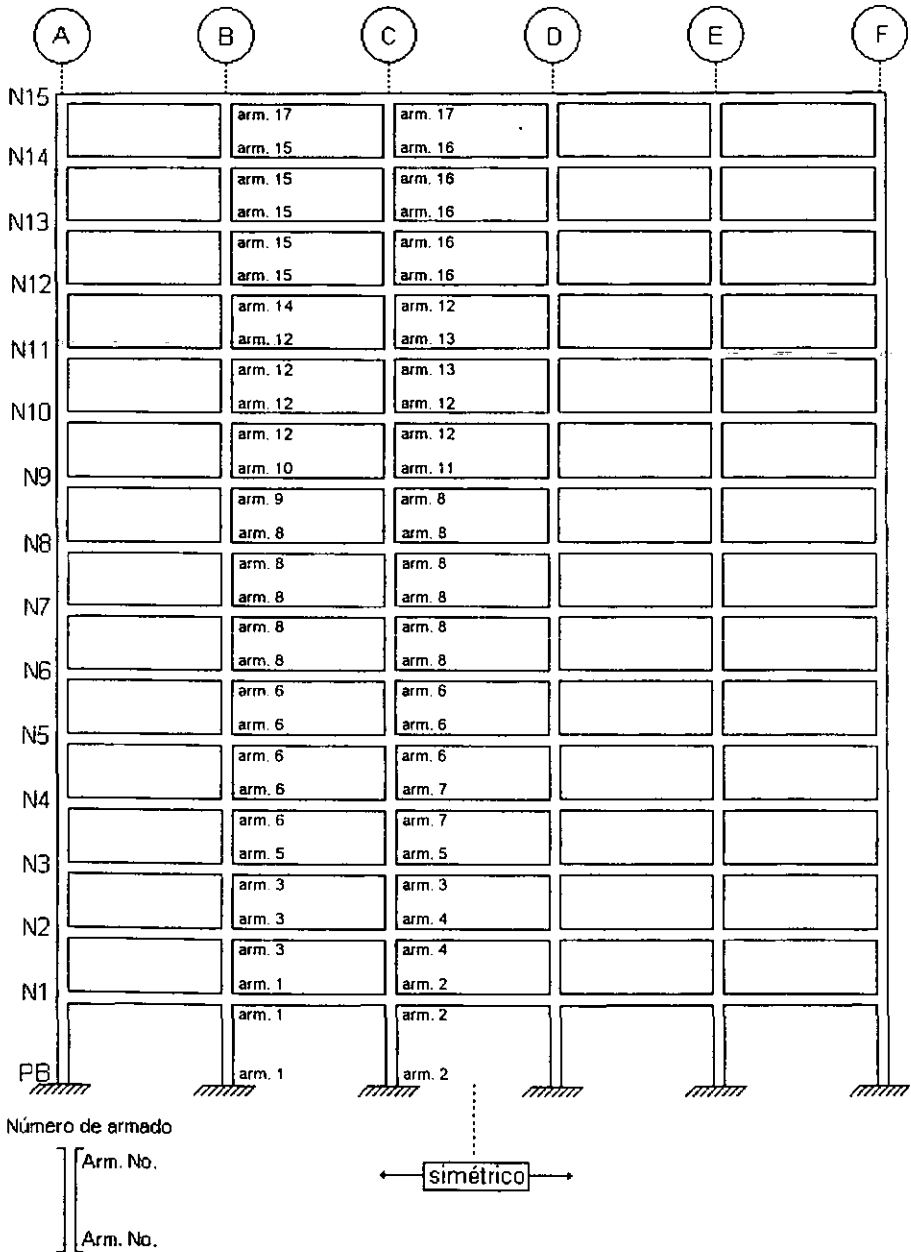


Fig. 2.63 Distribución de armados en columnas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

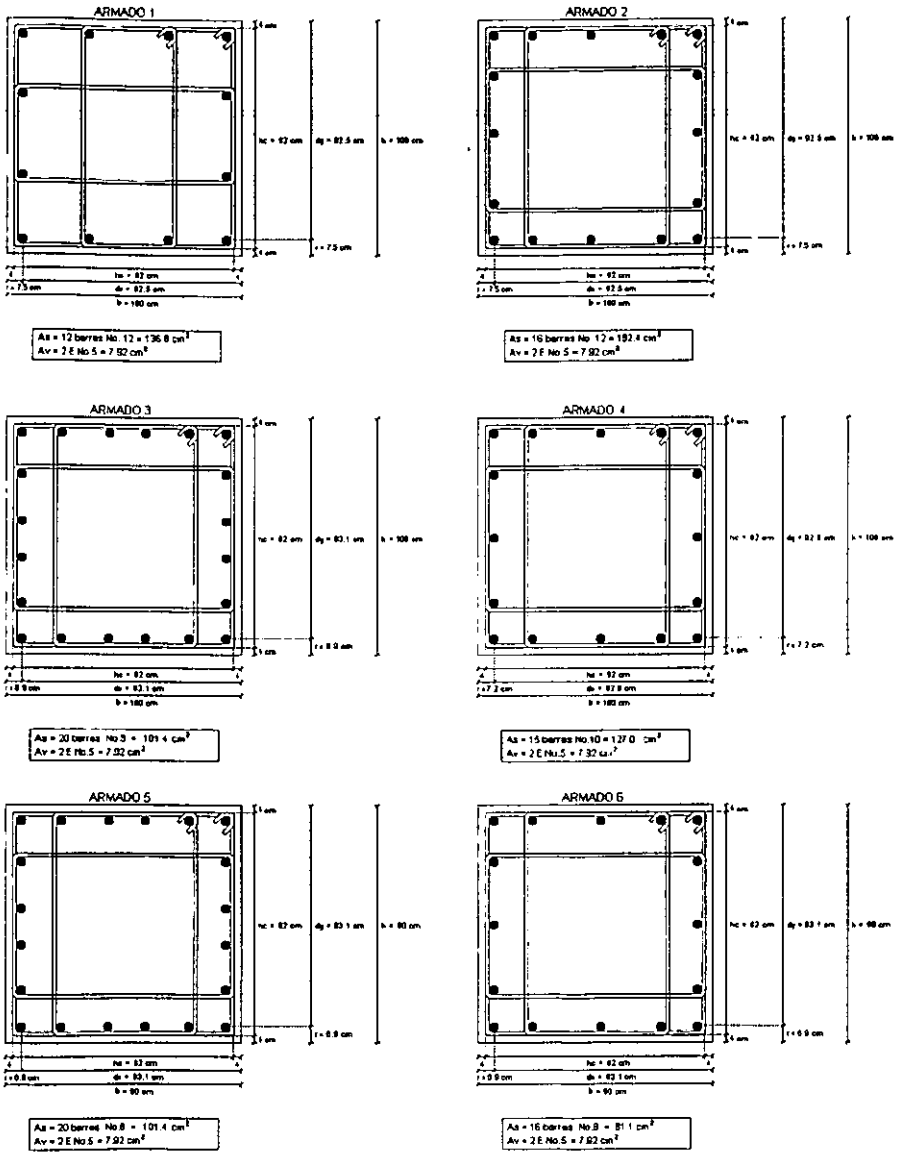


Fig. 2.64 Armados propuestos para columnas, eje 2, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

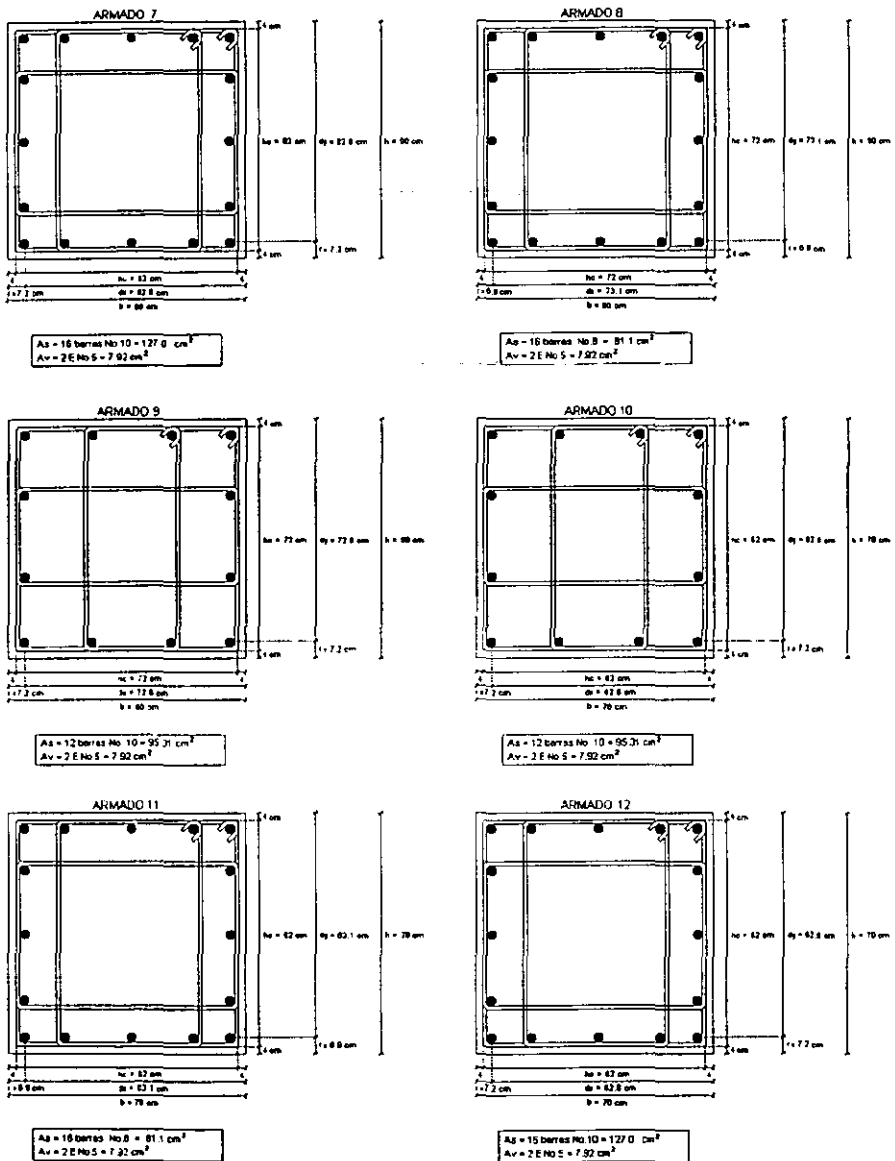
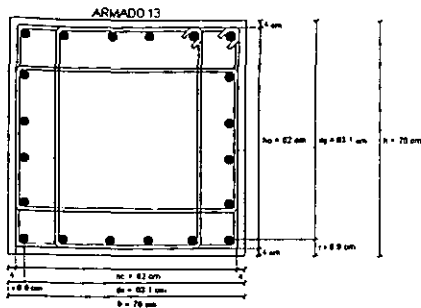


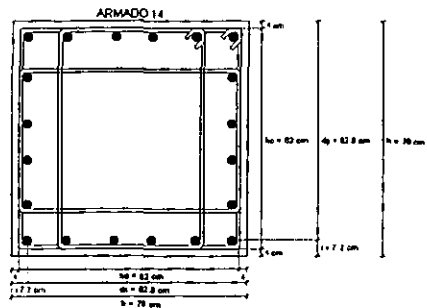
Fig. 2.64 Armados propuestos para columnas, eje 2, caso B (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



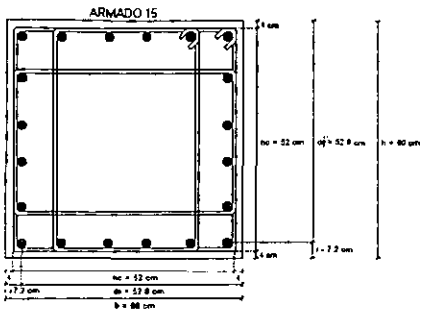
$$A_s = 20 \text{ barras No. 8} = 101.4 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \text{ E No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2$$



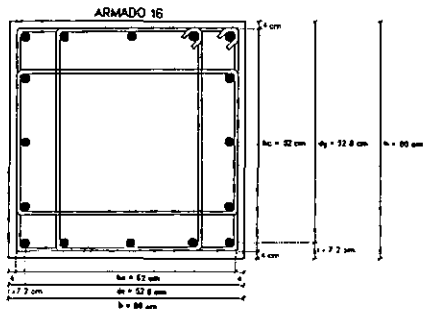
$$A_s = 20 \text{ barras No. 10} = 159.85 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \text{ E No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2$$



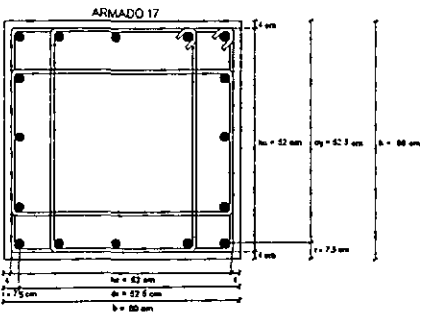
$$A_s = 20 \text{ barras No. 10} = 159.85 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \text{ E No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2$$



$$A_s = 16 \text{ barras No. 10} = 127.0 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \text{ E No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2$$



$$A_s = 16 \text{ barras No. 12} = 182.4 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \text{ E No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Fig. 2.64 Armados propuestos para columnas, eje 2, caso B (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

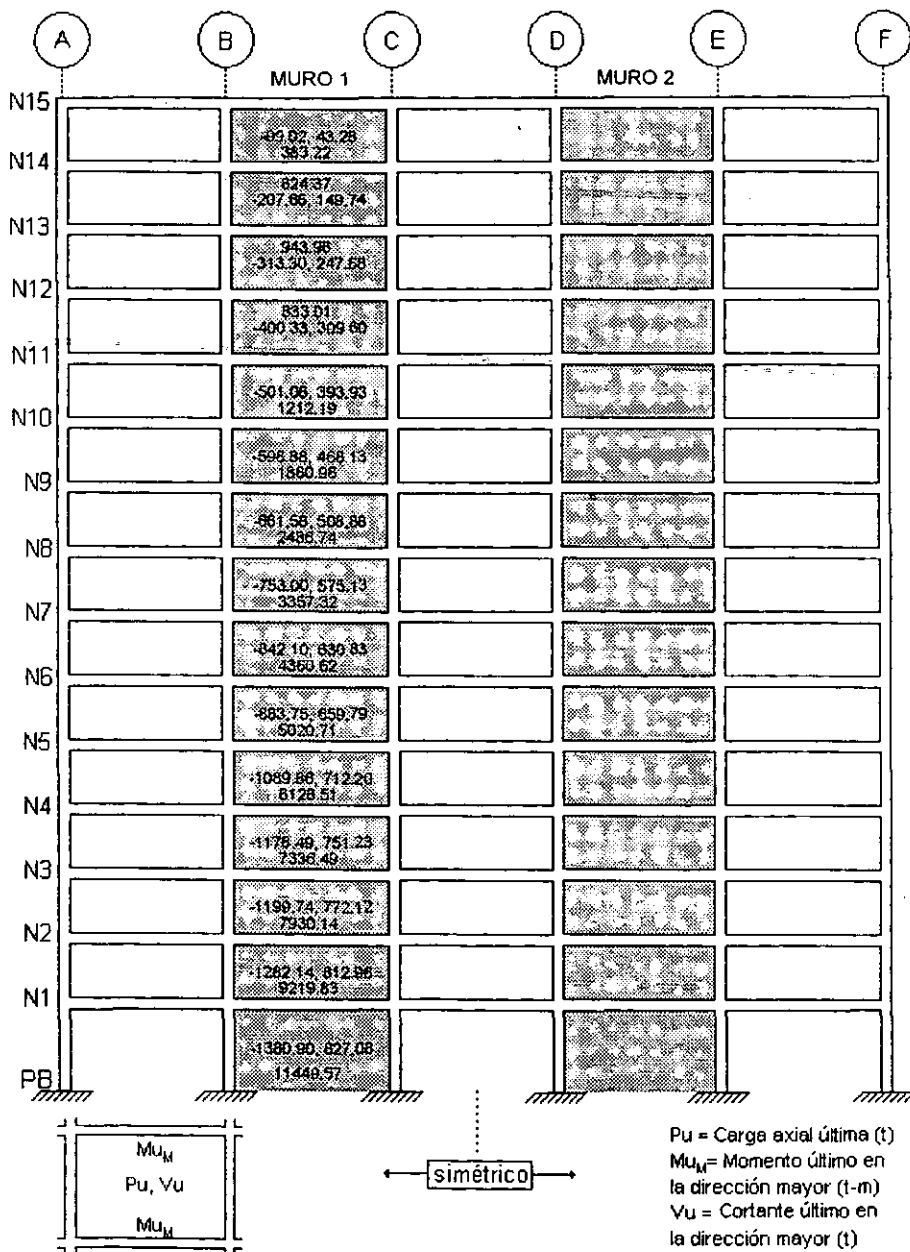


Fig 2.65 Momentos flexionantes, cargas axiales y fuerzas cortantes últimas en muros, eje 1, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

A continuación, en la siguiente tabla se muestra el diseño del muro 1 para cada uno de los entrepisos del eje 1. El objetivo es obtener la separación del refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro, y para ello se considera el área de acero en los extremos del muro que resulta más crítica de su función como columna y como patín. El área de acero como columna se obtiene con ayuda del programa CONKER, mientras que el área de acero como patín se determina sin ayuda del algún programa (más adelante, en el ejemplo del diseño manual de muros, se muestra el procedimiento para obtener dicha área de acero).

Tabla 2.31 Diseño del muro 1, eje 1, caso B

Entrepiso	Patines				Diseño por cortante			
	$A_{s\ nec}$ como columna (cm ²)	$A_{s\ nec}$ como patín (cm ²)	A_s propuesta (cm ²)	Varilla No.	Separación de estribos, s_1 (cm)	Varilla No.	Separación horizontal (cm)	Separación vertical (cm)
15-14	141.64	36.00	141.96	8	7.50	6	70.00	69.17
14-13	98.96	36.00	101.40	8	7.50	6	70.00	69.17
13-12	102.59	36.00	101.40	8	7.50	6	70.00	69.17
12-11	95.09	49.00	101.40	8	8.75	6	57.50	68.33
11-10	81.44	49.00	81.10	8	8.75	6	42.50	68.33
10-9	78.14	49.00	81.10	8	8.75	6	35.00	68.33
9-8	73.05	64.00	81.10	8	10.00	6	30.00	67.50
8-7	65.95	64.00	81.10	8	10.00	6	27.50	67.50
7-6	76.38	64.00	81.10	8	10.00	6	22.50	67.50
6-5	95.89	81.00	101.40	8	10.00	6	22.50	66.67
5-4	113.29	81.00	121.70	8	10.00	6	20.00	66.67
4-3	132.37	93.92	158.80	10	10.00	6	20.00	66.67
3-2	170.24	100.00	182.52	8	10.00	6	17.50	65.83
2-1	204.48	100.00	202.80	8	10.00	6	17.50	65.83
1-PB	275.23	186.92	285.80	10	10.00	6	17.50	65.83

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

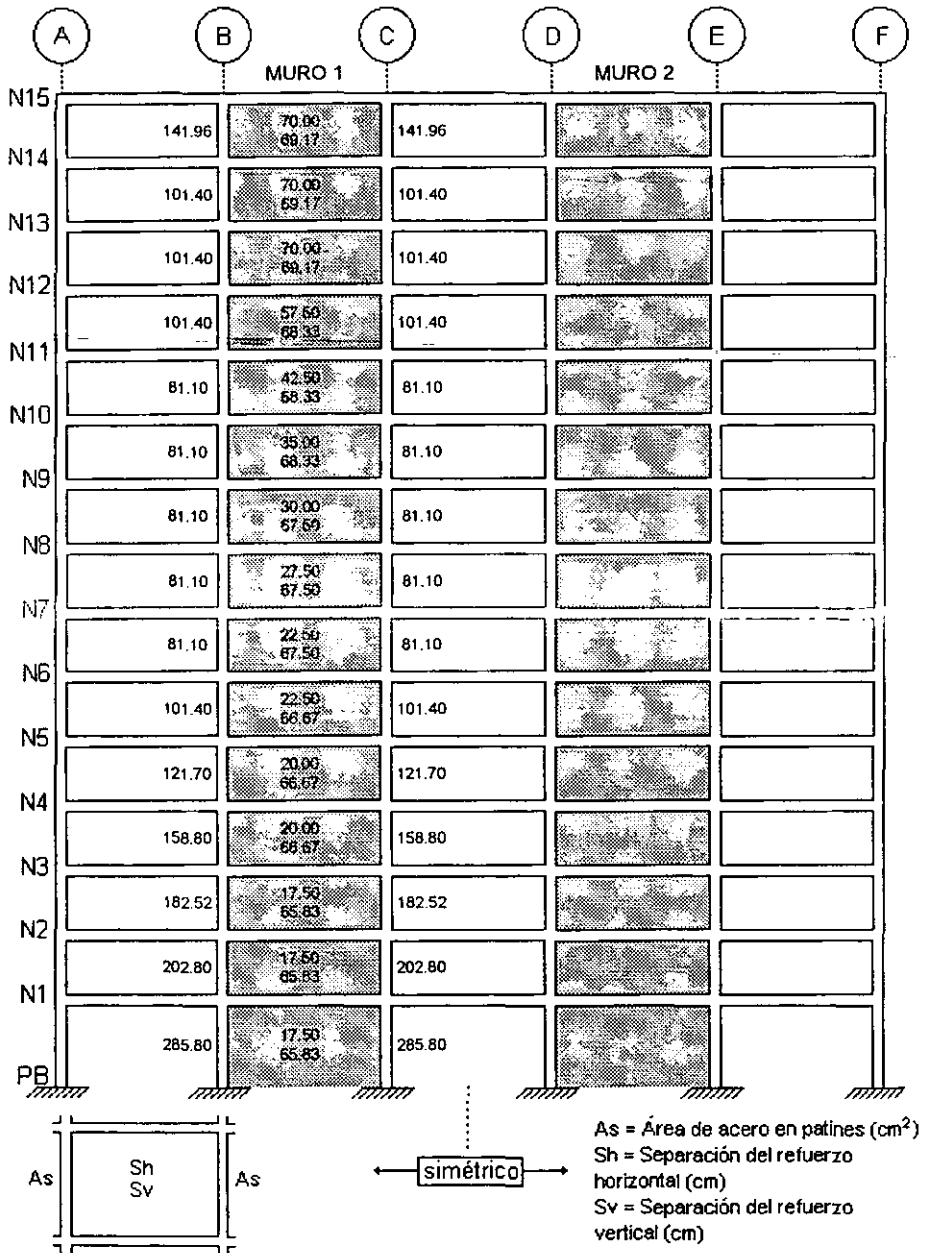


Fig. 2.66 Acero en patines y separación del refuerzo horizontal y vertical en muros, eje 1, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

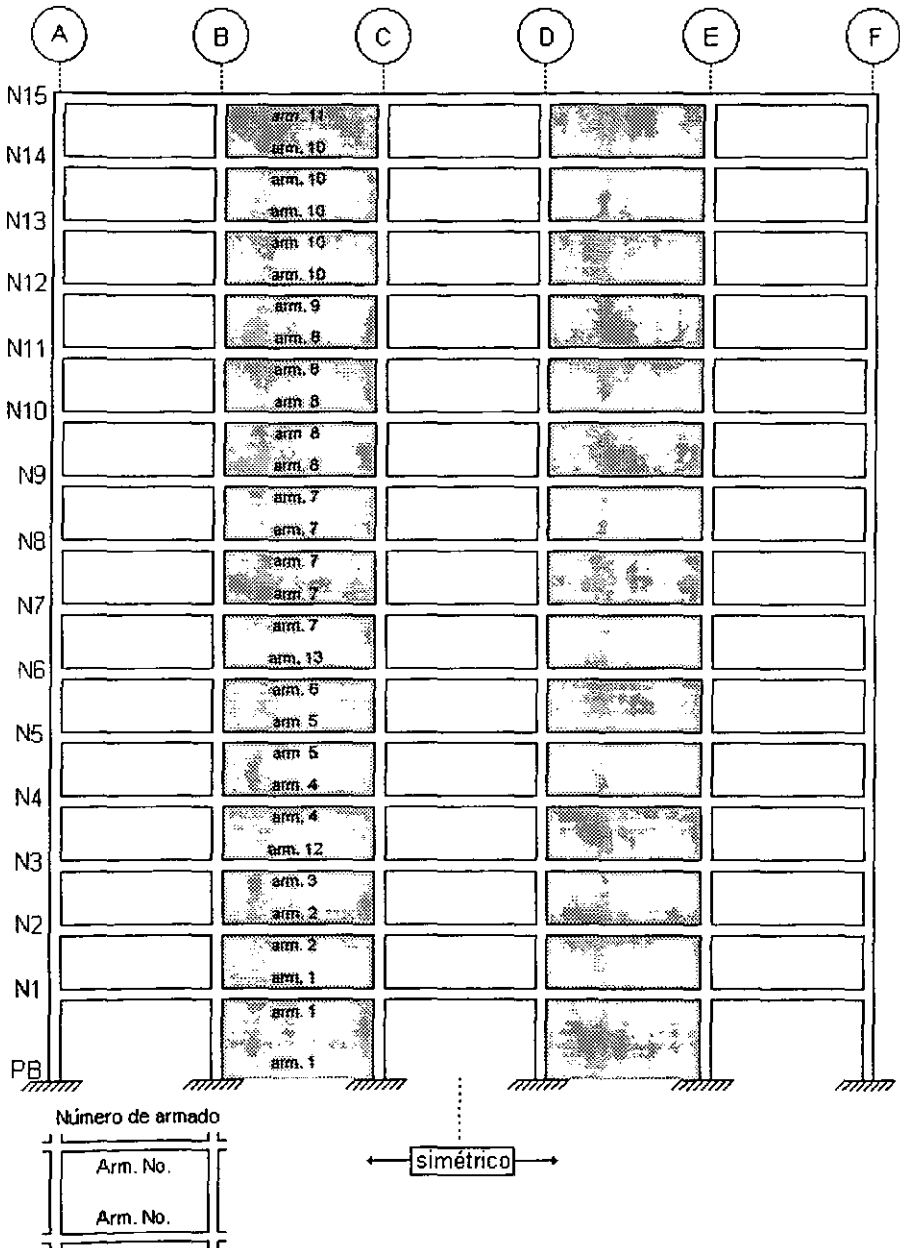


Fig. 2.67 Distribución de armados en muros, eje 1, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

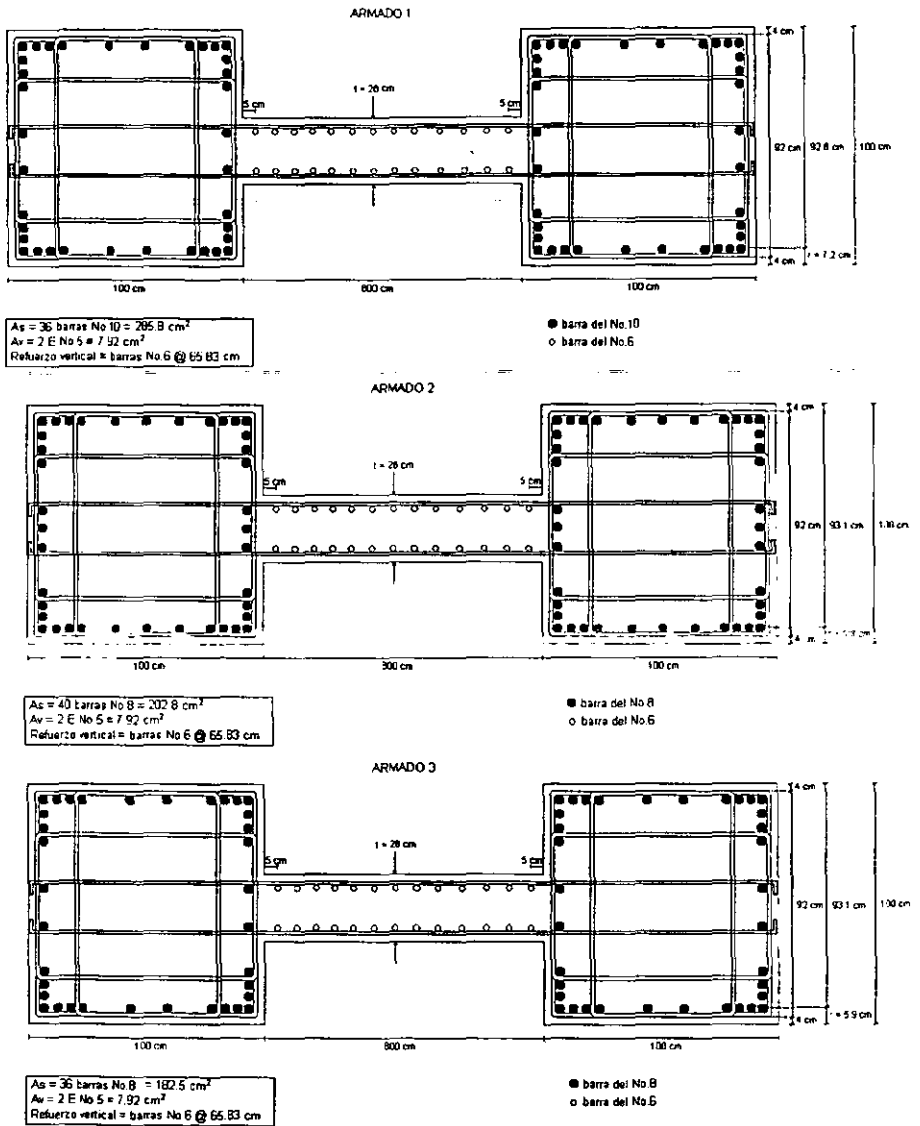
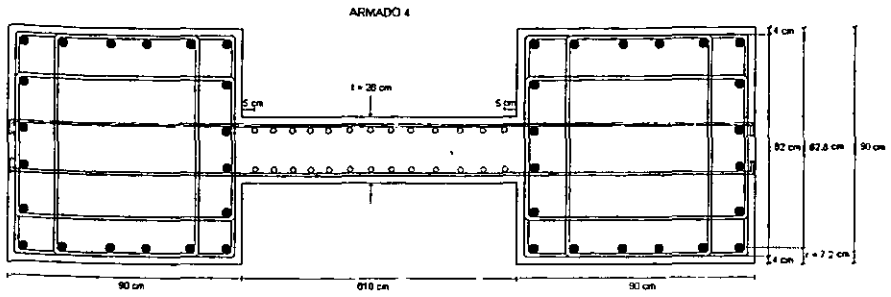


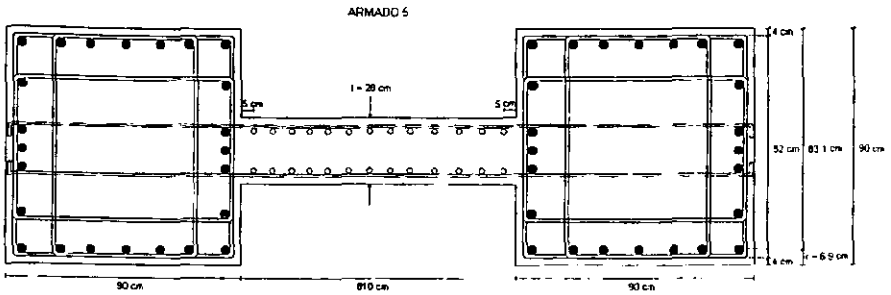
Fig. 2.68 Armados propuestos para muros, eje 1, caso B

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



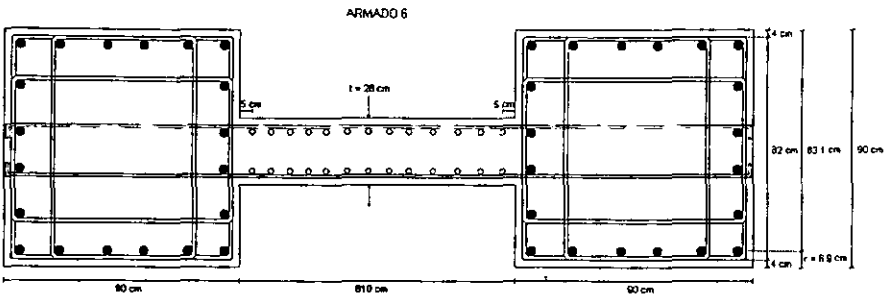
As = 20 barras No 10 = 158.8 cm²
 Av = 2 E No 5 = 7.92 cm²
 Refuerzo vertical = barras No 6 @ 66.67 cm

● barra del No 10
 ○ barra del No 6



As = 24 barras No 8 = 121.6 cm²
 Av = 2 E No 5 = 7.92 cm²
 Refuerzo vertical = barras No 6 @ 66.67 cm

● barra del No 8
 ○ barra del No 6



As = 20 barras No 8 = 101.4 cm²
 Av = 2 E No 5 = 7.92 cm²
 Refuerzo vertical = barras No 6 @ 66.67 cm

● barra del No 8
 ○ barra del No 6

Fig. 2.68 Armados propuestos para muros, eje 1, caso B (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

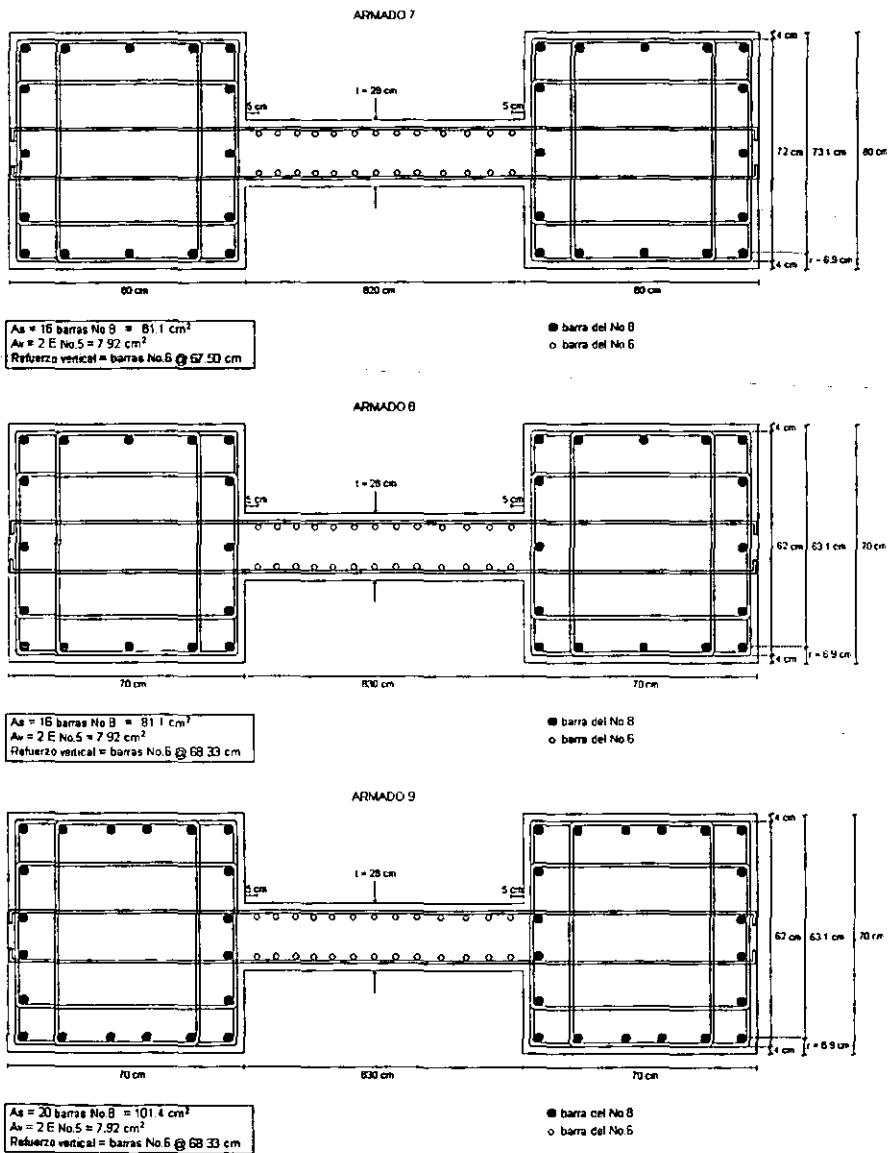


Fig. 2.68 Armados propuestos para muros, eje 1, caso B (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

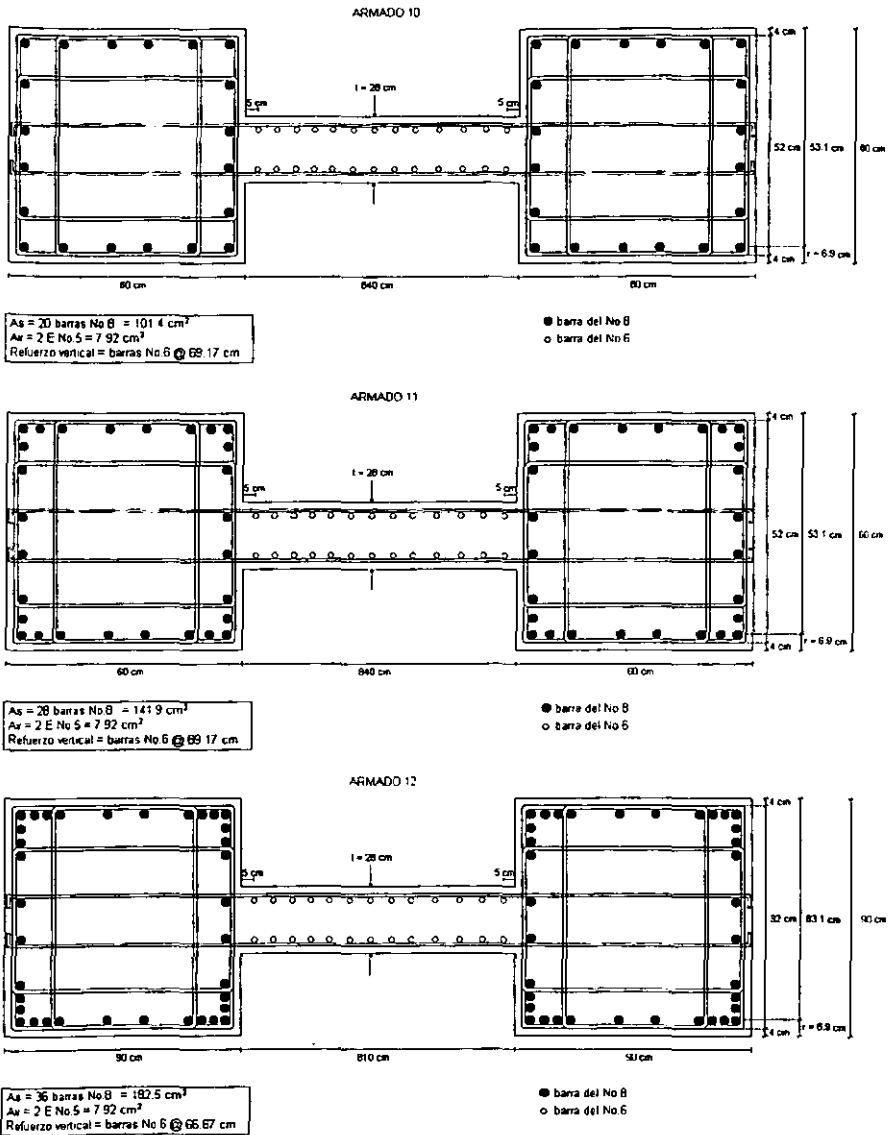


Fig. 2.68 Armados propuestos para muros, eje 1, caso B (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

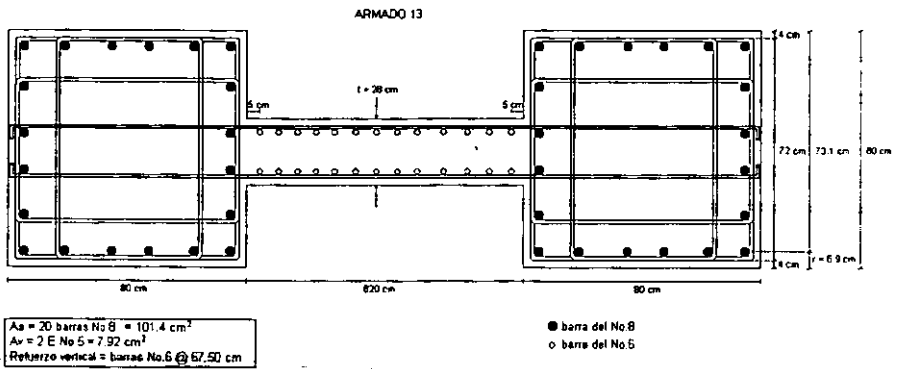


Fig. 2.68 Armados propuestos para muros, eje 1, caso B (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.7.3 Elementos mecánicos últimos y diseños de vigas y muros: caso C

A continuación se presentan los resultados correspondientes a los ejes 1 y 2 (dirección X), que son los ejes de interés, de la estructura caso C:

- Momentos flexionantes últimos y áreas de acero en vigas, ejes 1 y 2, caso C (figuras 2.69 y 2.70).
- Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en los extremos de vigas, ejes 1 y 2, caso C (figuras 2.71 y 2.72).
- Distribución y detallado de armados propuestos en vigas, ejes 1 y 2, caso C (figuras 2.73, 2.74 y 2.75).
- Momentos flexionantes últimos, cargas axiales últimas y cortantes últimos en muros, ejes 1 y 2, caso C (figuras 2.76 y 2.77).
- Diseño de muros a cortante, ejes 1 y 2, caso C (tablas 2.32, 2.33 y 2.34).
- Áreas de acero en patines y separación del refuerzo horizontal y vertical en el alma de muros, ejes 1 y 2, caso C (figuras 2.78, 2.79 y 2.80).
- Distribución y detallado de los armados propuestos en muros, ejes 1 y 2, caso C (figuras 2.81, 2.82 y 2.83).

Al igual que en el caso B, el diseño de los muros a cortante se llevó a cabo considerando el área de acero longitudinal que resulta más desfavorable (más grande) de la función de sus extremos como columnas o como patines. Conocidas las áreas de acero longitudinal en los extremos de los muros y las separaciones del refuerzo horizontal y vertical en el alma, se procedió a proponer armados para los muros.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

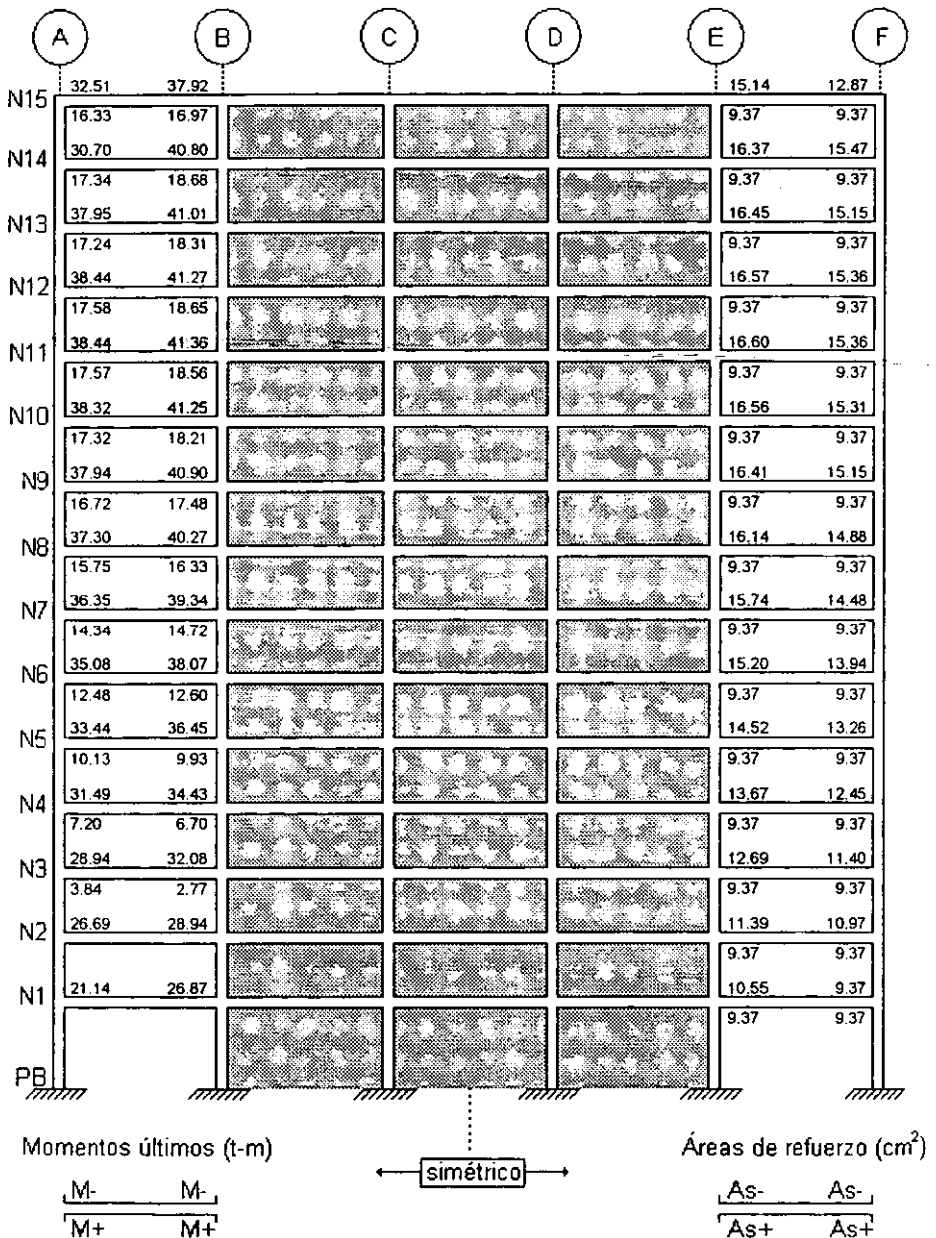


Fig. 2.69 Momentos flexionantes últimos y áreas de refuerzo longitudinal en vigas, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

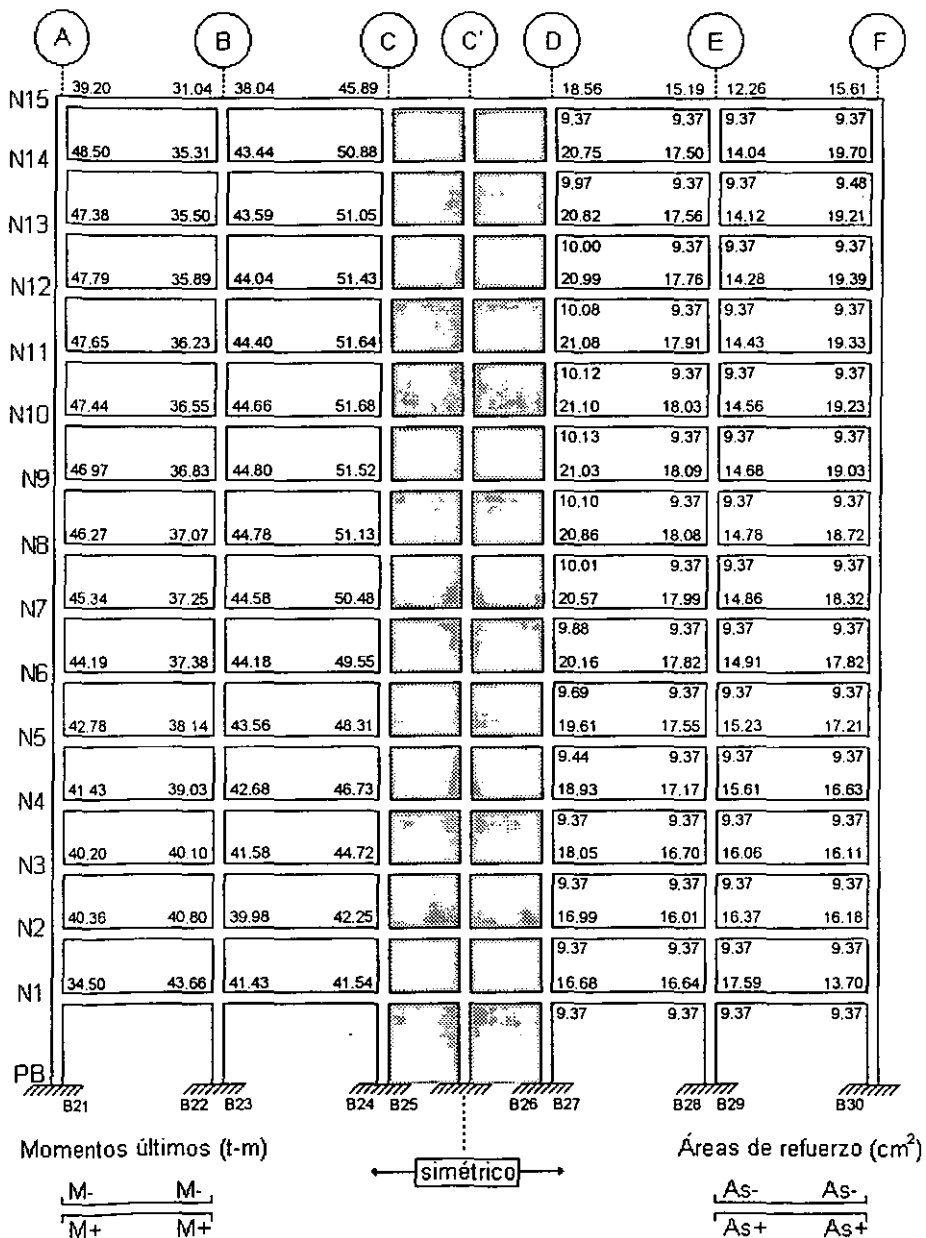


Fig. 2.70 Momentos flexionantes últimos y áreas de refuerzo longitudinal en vigas, eje 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

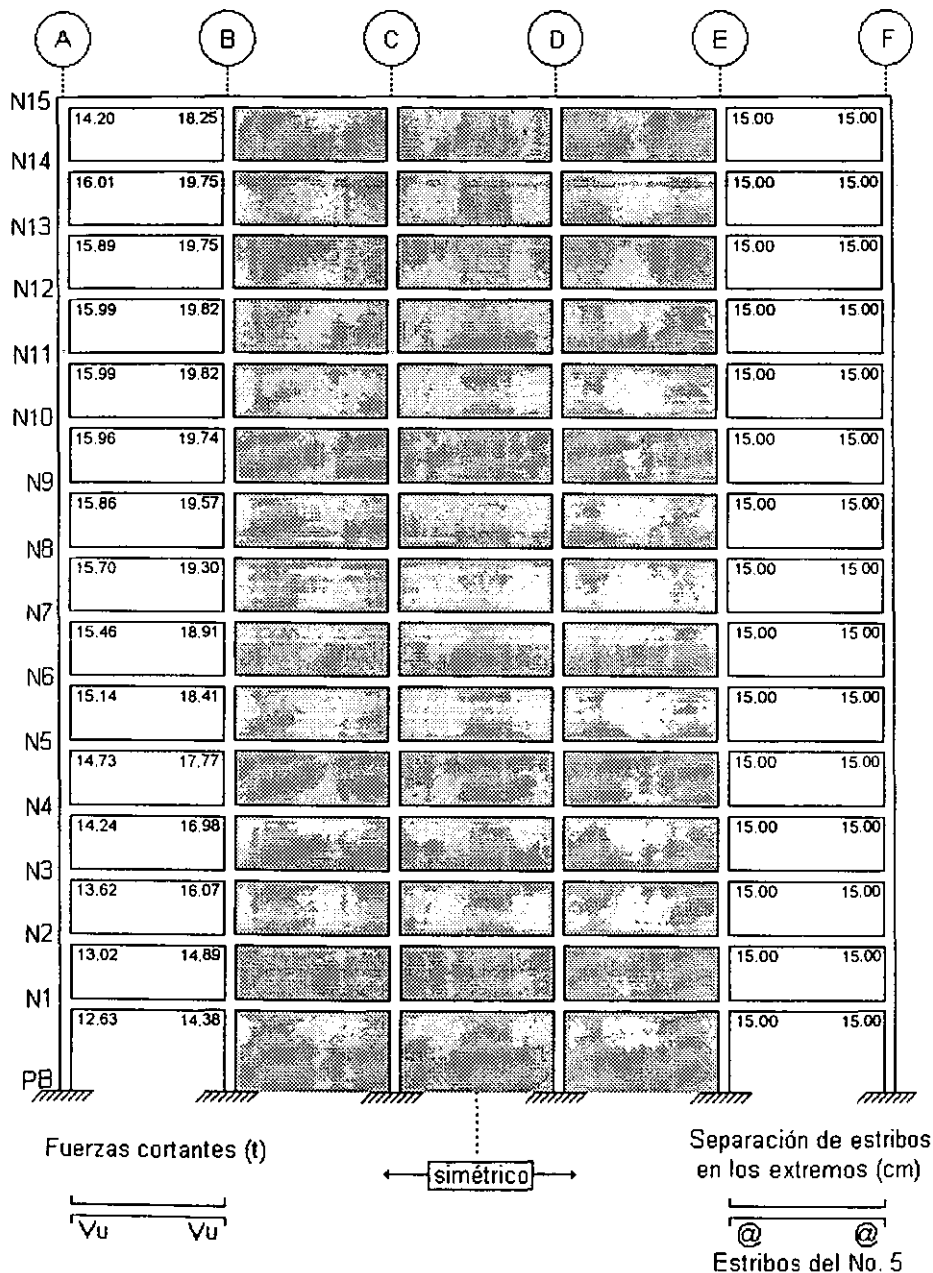


Fig. 2.71 Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en extremos de vigas, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

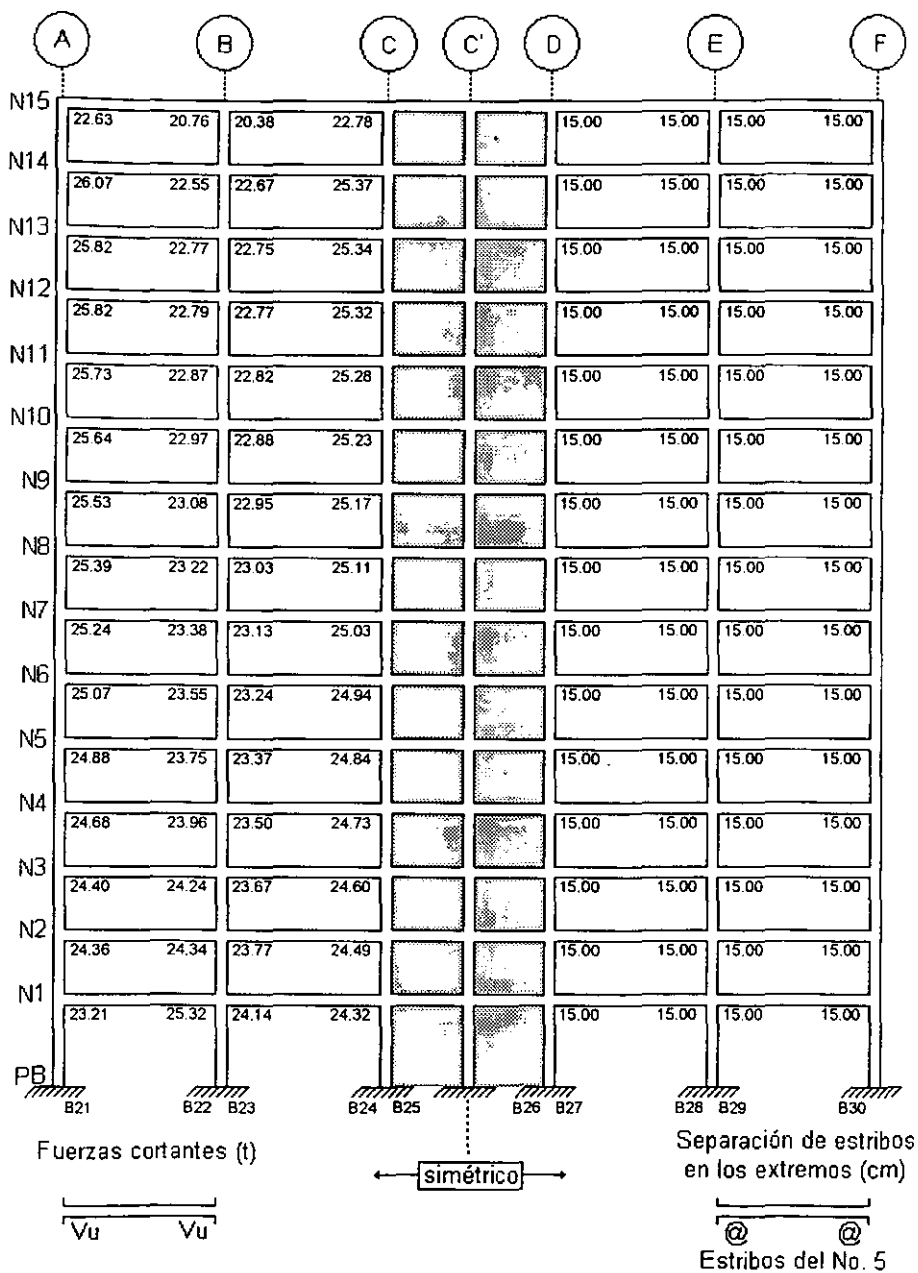


Fig. 2.72 Fuerzas cortantes últimas y separación de estribos en extremos de vigas, eje 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

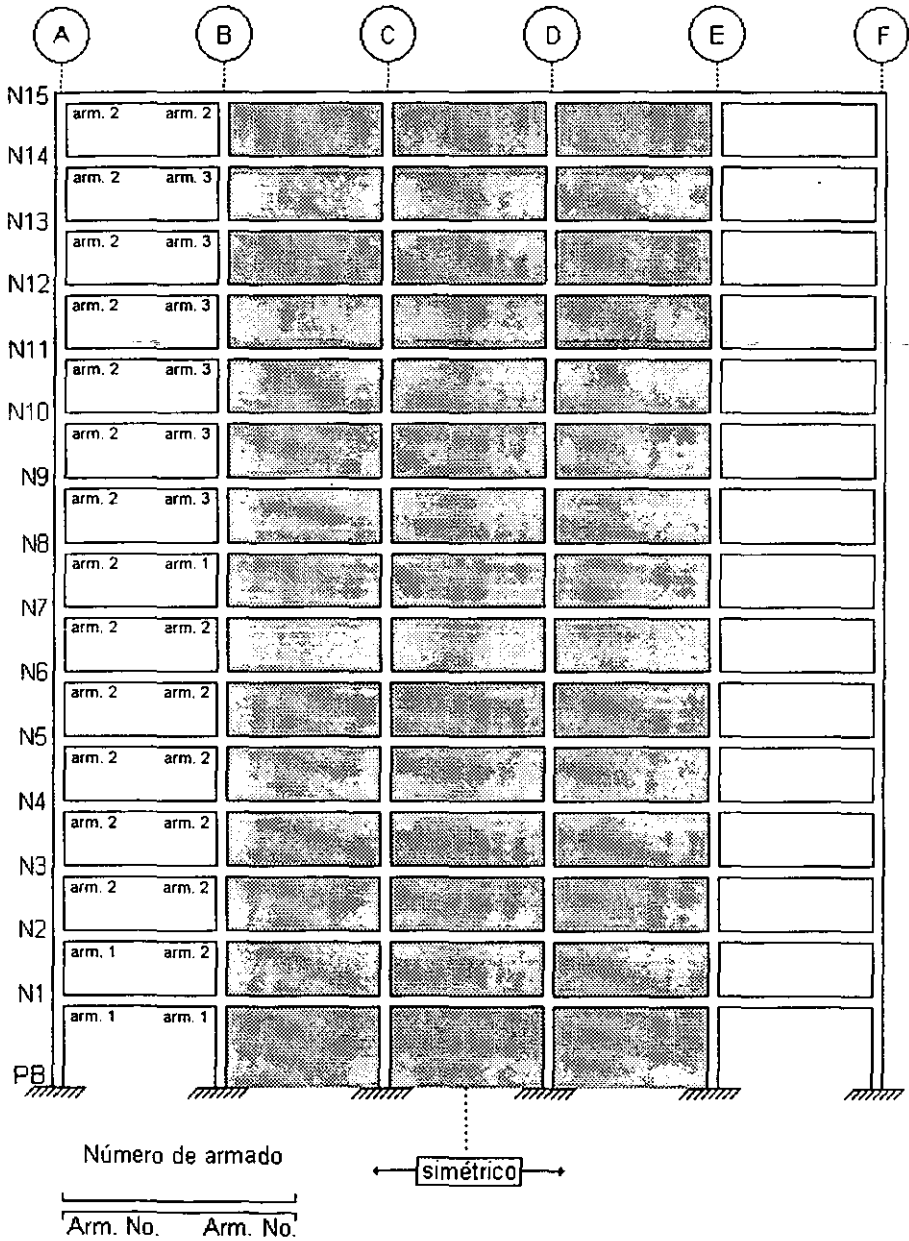


Fig. 2.73 Distribución de armados en vigas, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

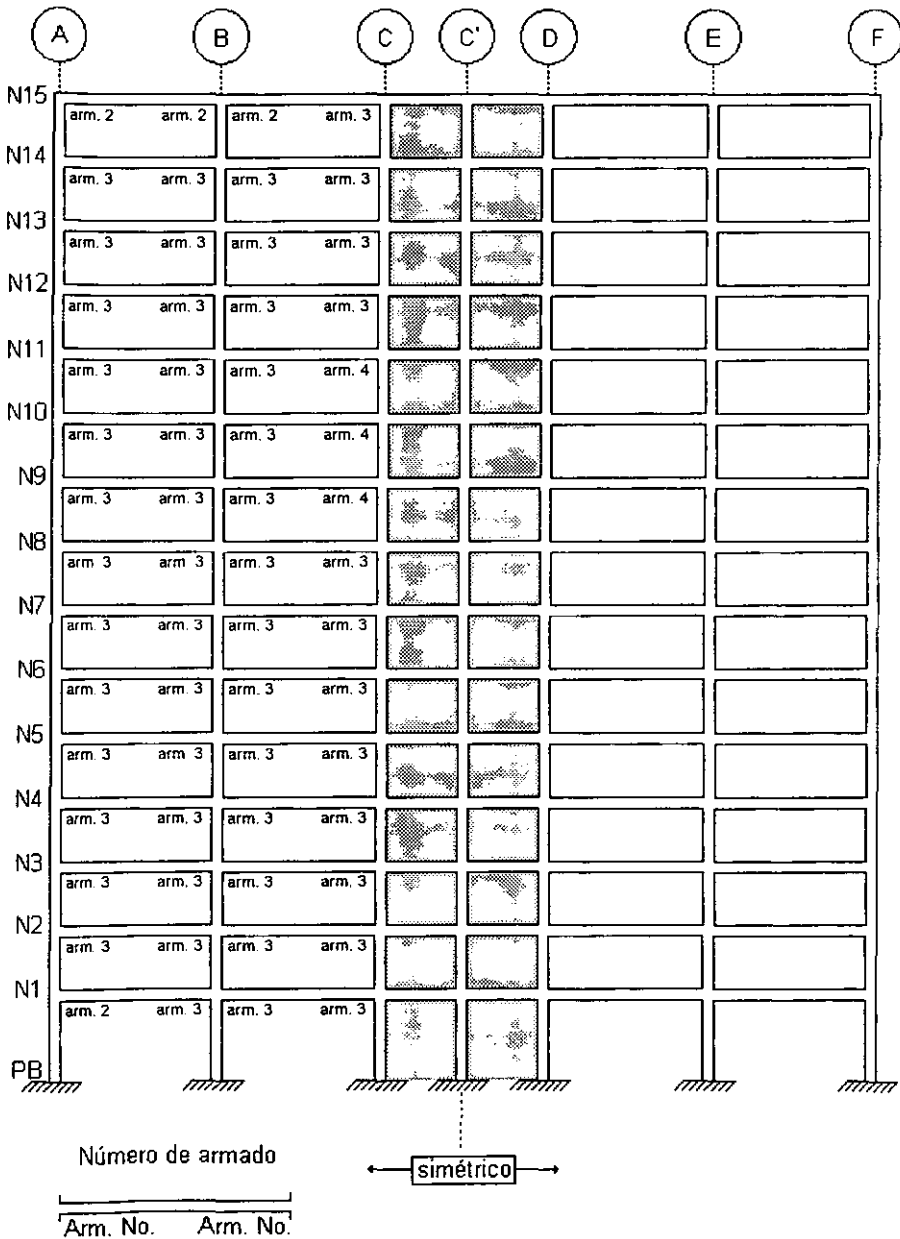


Fig. 2.74 Distribución de armados en vigas, eje 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

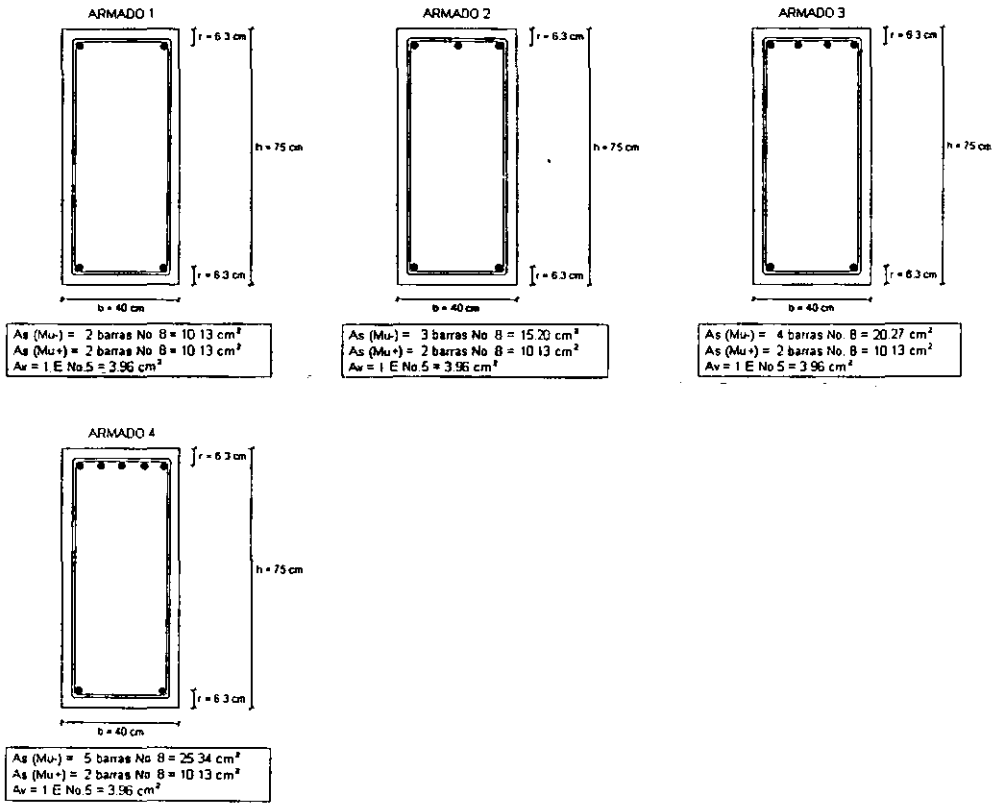


Fig. 2.75 Armados propuestos para vigas, ejes 1 y 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

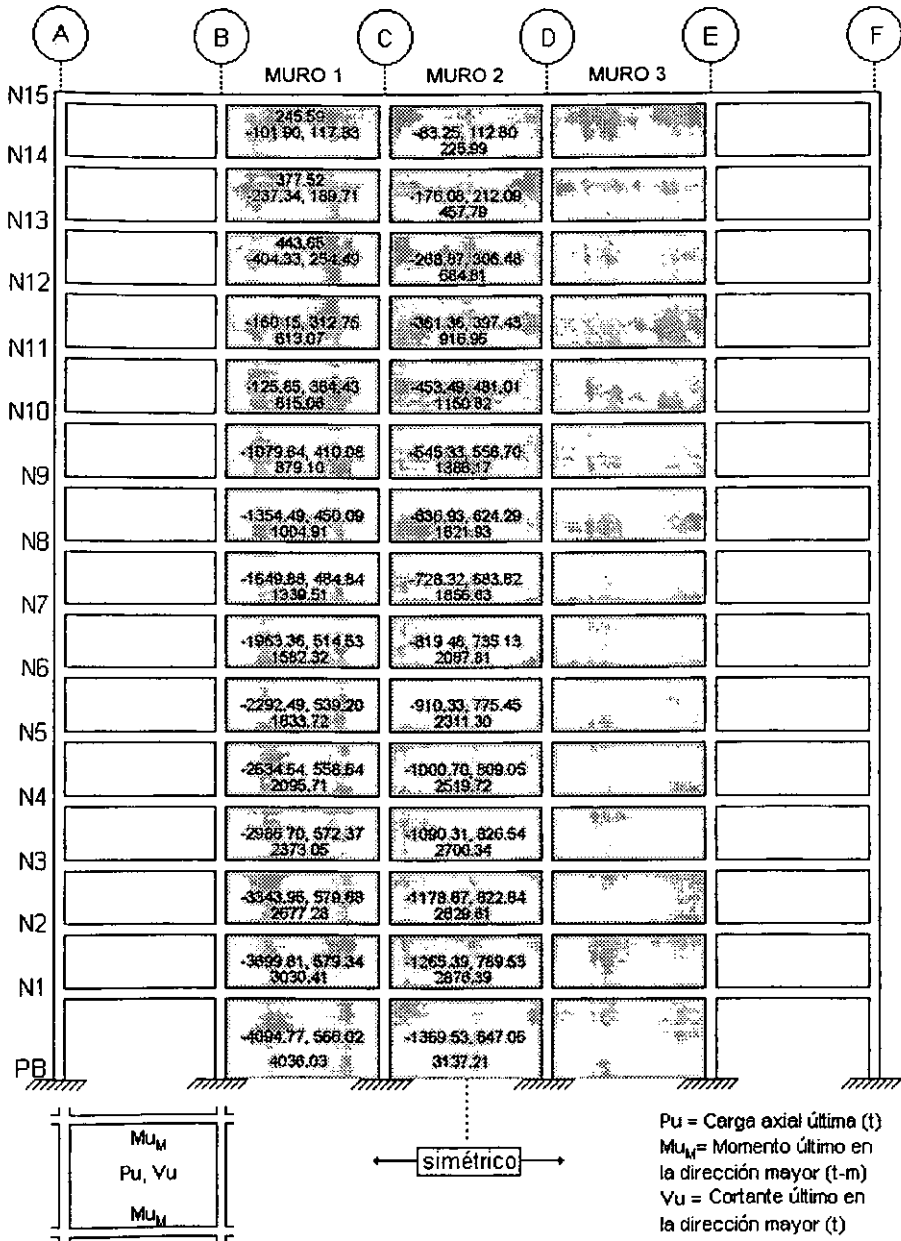


Fig 2.76 Momentos flexionantes, cargas axiales y fuerzas cortantes últimas en muros, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

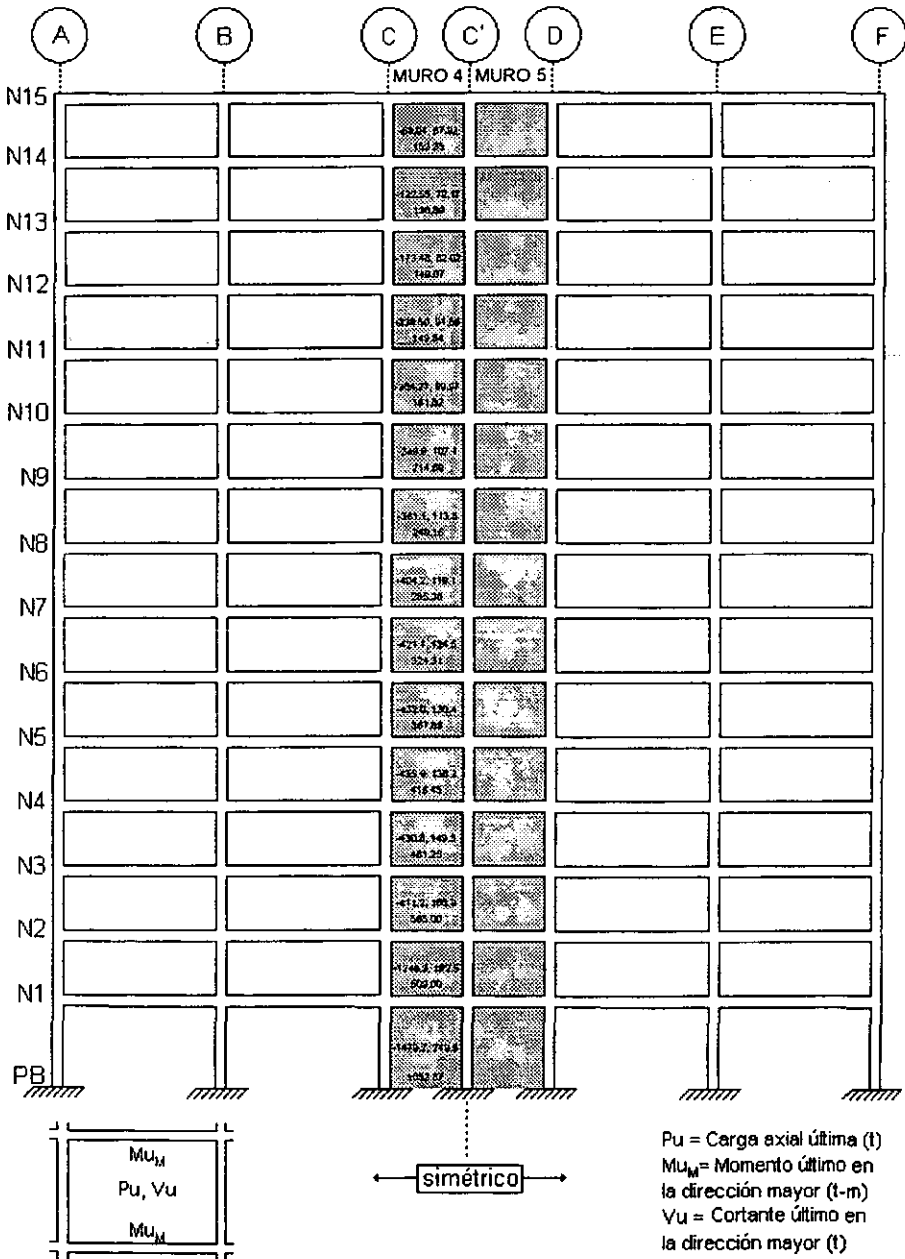


Fig 2.77 Momentos flexionantes, cargas axiales y fuerzas cortantes últimas en muros, eje 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

A continuación, en las siguientes tablas se muestran los diseños de los muros 1, 2 y 4 para cada uno de los entresijos de los ejes 1 y 2 respectivamente. El objetivo es obtener la separación del refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro, y para ello se considera el área de acero en los extremos del muro que resulta más crítica de su función como columna y como patín. El área de acero como columna se obtiene con ayuda del programa CONKER, mientras que el área de acero como patín se determina sin ayuda del algún programa (más adelante, en el ejemplo del diseño manual de muros, se muestra el procedimiento para obtener dicha área de acero).

Tabla 2.32 Diseño del muro 1, eje 1, caso C

Entresijo	Patines					Diseño por cortante		
	A_s nec como columna (cm ²)	A_s nec como patín (cm ²)	A_s propuesta (cm ²)	Varilla No.	Separación de estribos, s_1 (cm)	Varilla No.	Separación horizontal (cm)	Separación vertical (cm)
15-14	76.44	36.00	81.10	8	7.50	8	70.00	69.17
14-13	41.60	36.00	45.60	12	7.50	8	70.00	69.17
13-12	42.51	36.00	45.60	12	7.50	8	70.00	69.17
12-11	41.50	36.00	45.60	12	7.50	8	70.00	69.17
11-10	43.07	36.00	45.60	12	7.50	8	70.00	69.17
10-9	45.23	45.87	45.60	12	7.50	8	70.00	69.17
9-8	47.77	92.84	95.30	10	7.50	8	70.00	69.17
8-7	50.65	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	69.17
7-6	53.80	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	69.17
6-5	56.93	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	69.17
5-4	60.20	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	69.17
4-3	63.80	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	69.17
3-2	67.96	144.00	136.80	12	7.50	8	67.50	69.17
2-1	73.14	144.00	136.80	12	7.50	8	67.50	69.17
1-PB	91.48	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	69.17

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.33 Diseño del muro 2, eje 1, caso C

Entrepiso	Patines					Diseño por cortante		
	A_s nec como columna (cm ²)	A_s nec como patín (cm ²)	A_s propuesta (cm ²)	Varilla No.	Separación de estribos, s_1 (cm)	Varilla No.	Separación horizontal (cm)	Separación vertical (cm)
15-14	71.96	36.00	81.10	8	7.50	8	70.00	69.17
14-13	40.38	36.00	40.50	8	7.50	8	70.00	69.17
13-12	38.44	36.00	40.50	8	7.50	8	70.00	69.17
12-11	38.16	36.00	40.50	8	7.50	8	70.00	69.17
11-10	37.40	36.00	40.50	8	7.50	8	70.00	69.17
10-9	36.66	36.00	40.50	8	7.50	8	60.00	69.17
9-8	36.00	36.00	40.50	8	7.50	8	50.00	69.17
8-7	36.00	36.00	40.50	8	7.50	8	45.00	69.17
7-6	36.00	47.18	45.60	12	7.50	8	45.00	69.17
6-5	36.00	68.98	81.10	8	7.50	8	42.50	69.17
5-4	36.00	90.17	91.20	12	7.50	8	40.00	69.17
4-3	36.00	110.30	121.60	8	7.50	8	40.00	69.17
3-2	36.00	128.45	136.80	12	7.50	8	40.00	69.17
2-1	36.00	143.52	136.80	12	7.50	8	42.50	69.17
1-PB	36.00	144.00	136.80	12	7.50	8	57.50	69.17

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Tabla 2.34 Diseño del muro 4, eje 2, caso C

Entrepiso	Patines					Diseño por cortante		
	$A_{s\ nec}$ como columna (cm ²)	$A_{s\ nec}$ como patín (cm ²)	A_s propuesta (cm ²)	Varilla No.	Separación de estribos, s_1 (cm)	Varilla No.	Separación horizontal (cm)	Separación vertical (cm)
15-14	101.90	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
14-13	101.70	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
13-12	101.08	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
12-11	100.68	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
11-10	100.46	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
10-9	100.28	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
9-8	100.04	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
8-7	99.67	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
7-6	99.10	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
6-5	98.30	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
5-4	97.23	36.00	101.30	8	7.50	8	70.00	63.33
4-3	95.84	36.00	95.30	10	7.50	8	70.00	63.33
3-2	93.99	36.00	95.30	10	7.50	8	70.00	63.33
2-1	92.06	76.50	95.30	10	7.50	8	70.00	63.33
1-PB	116.41	144.00	136.80	12	7.50	8	70.00	63.33

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

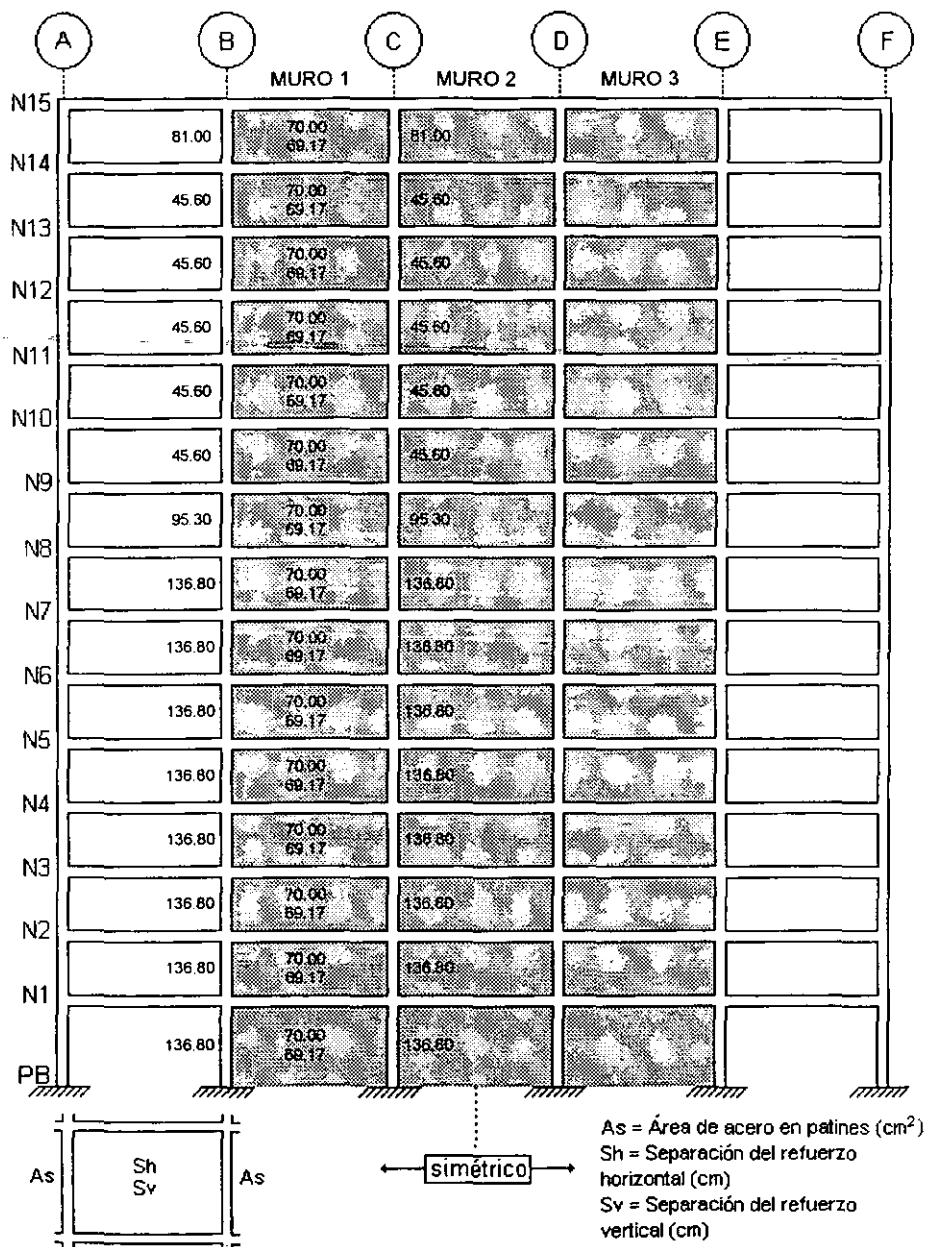


Fig. 2.78 Acero en patines y separación del refuerzo horizontal y vertical en muro 1, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

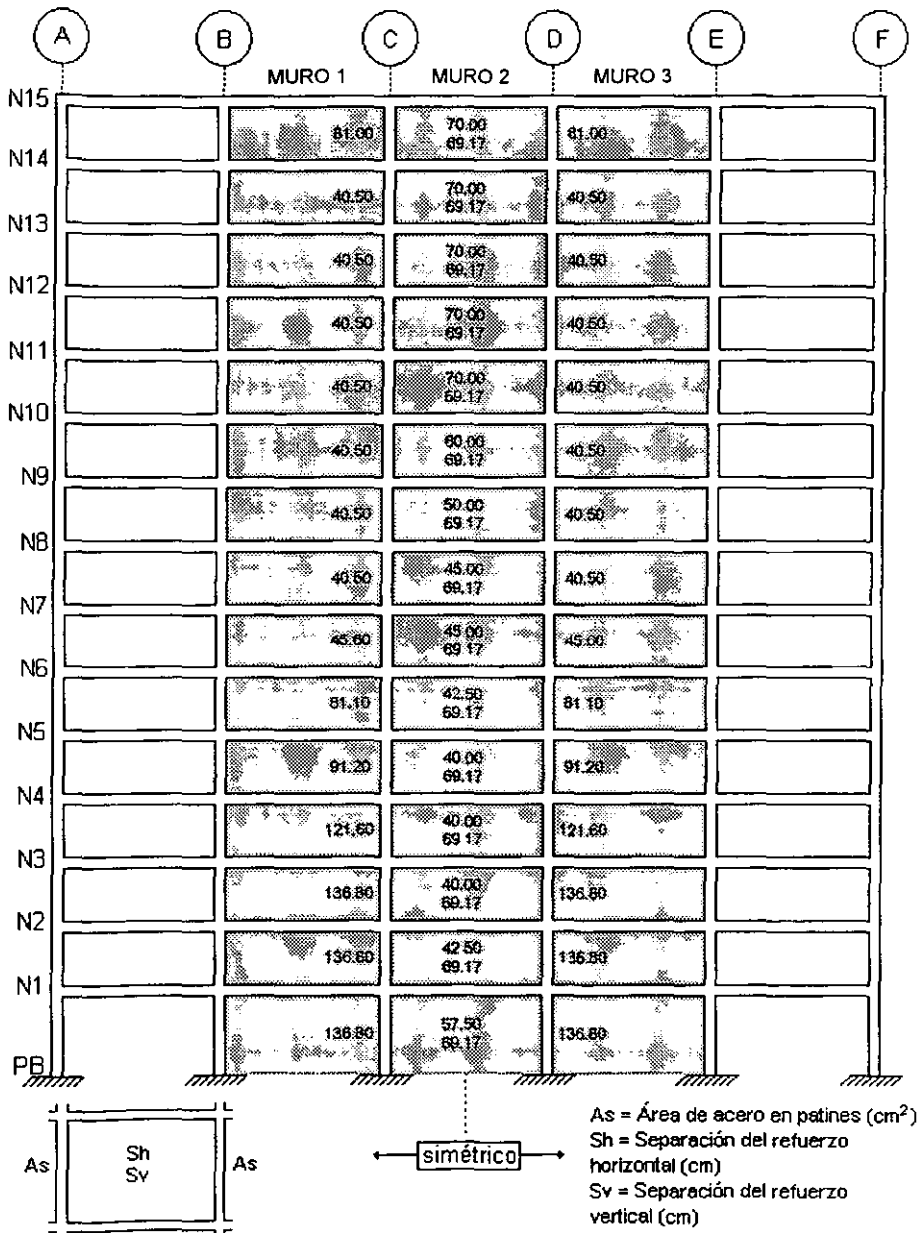


Fig. 2.79 Acero en patines y separación del refuerzo horizontal y vertical en muro 2, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

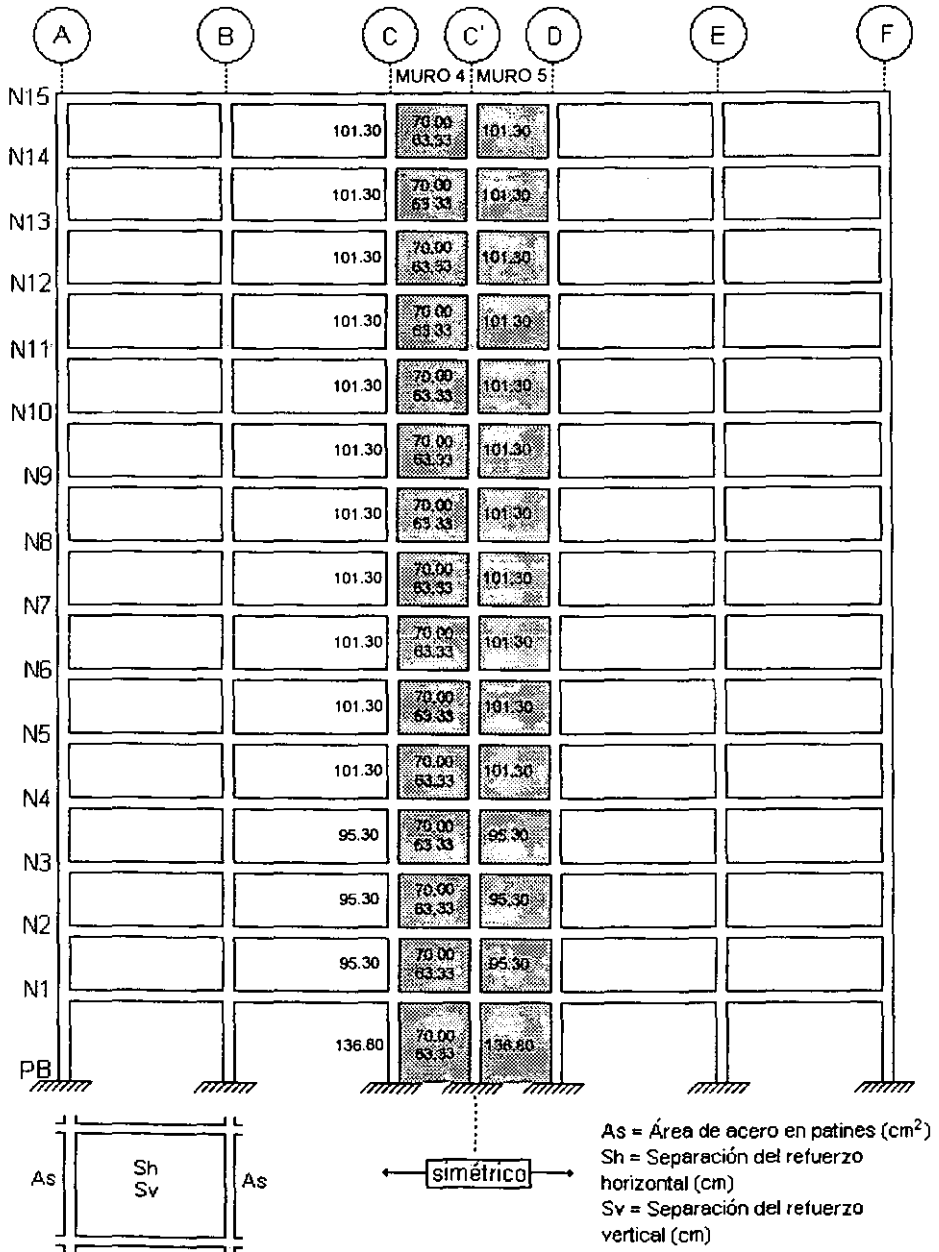


Fig. 2.80 Acero en patines y separación del refuerzo horizontal y vertical en muro 4, eje 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

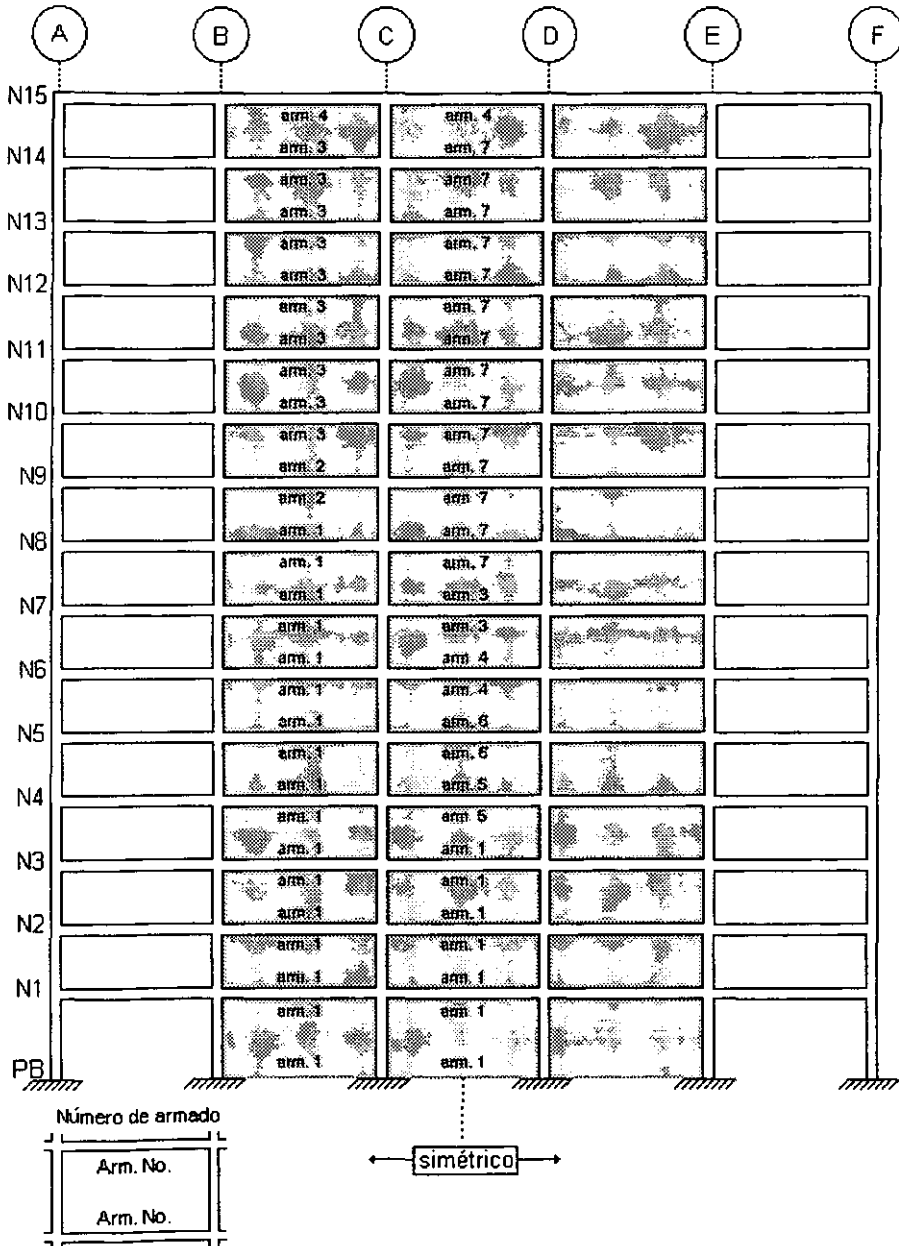


Fig. 2.81 Distribución de armados en muros, eje 1, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

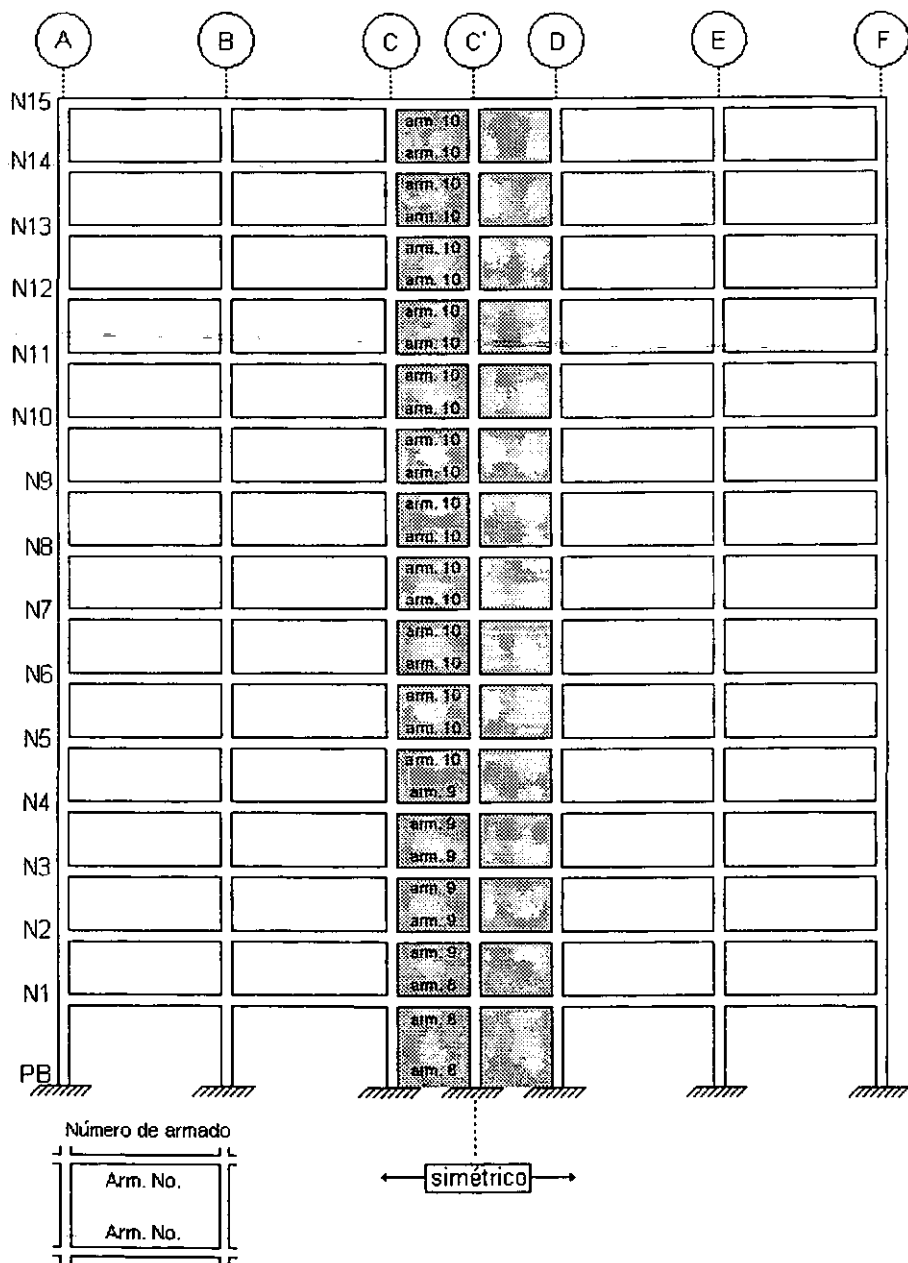


Fig. 2.82 Distribución de armados en muros, eje 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

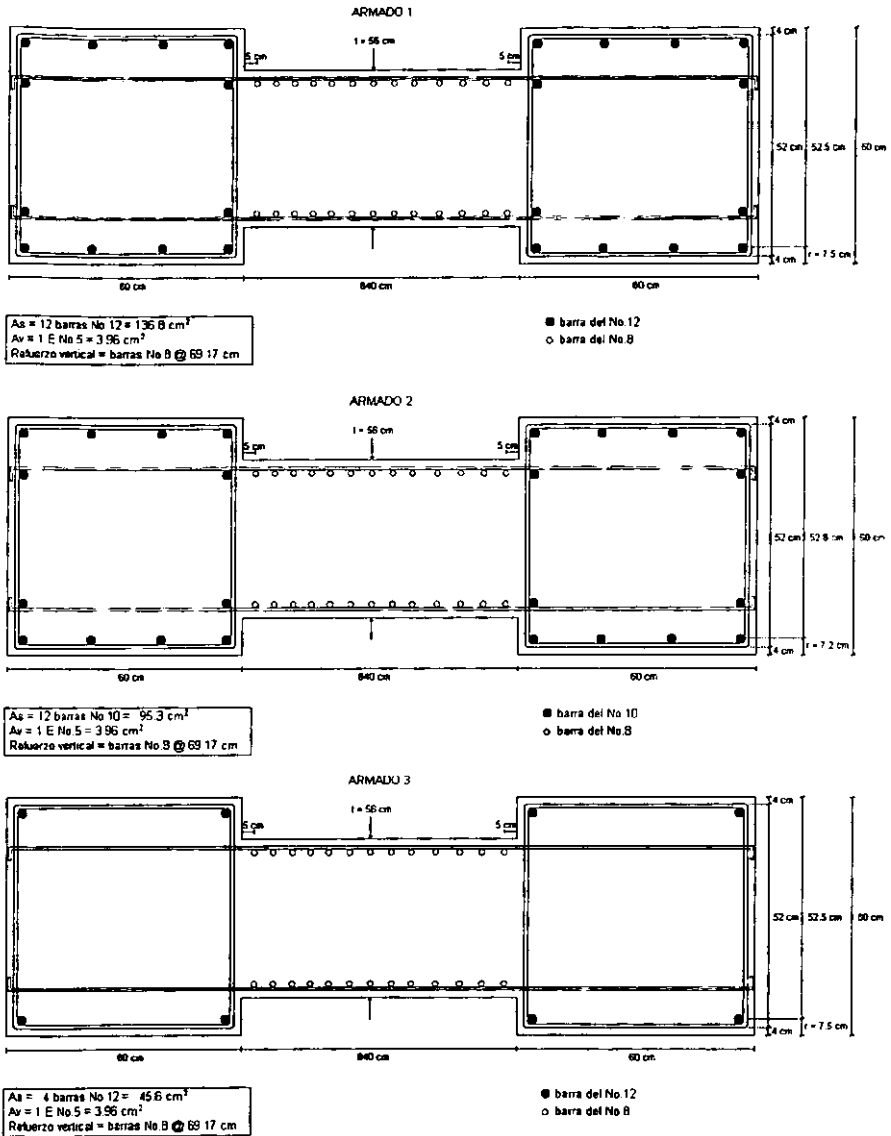


Fig. 2.83 Armados propuestos para muros, ejes 1 y 2, caso C

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

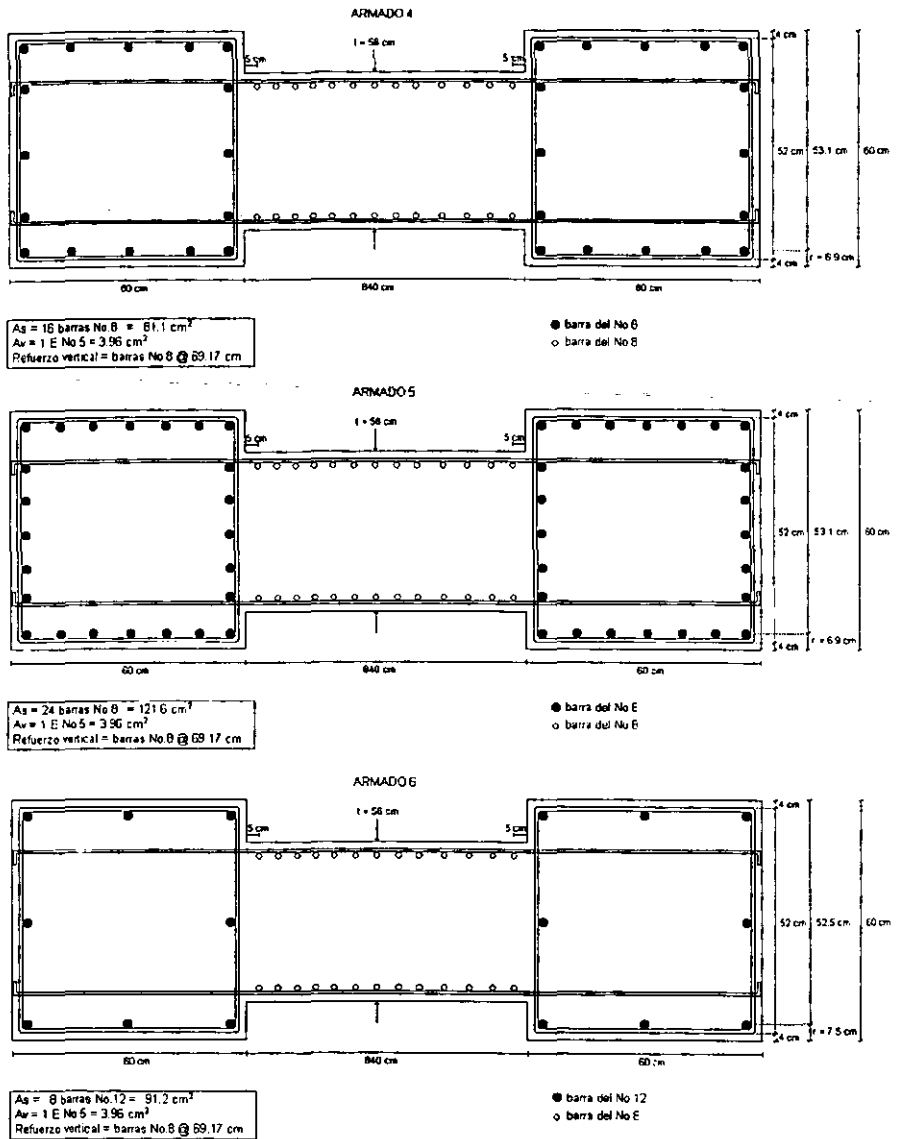
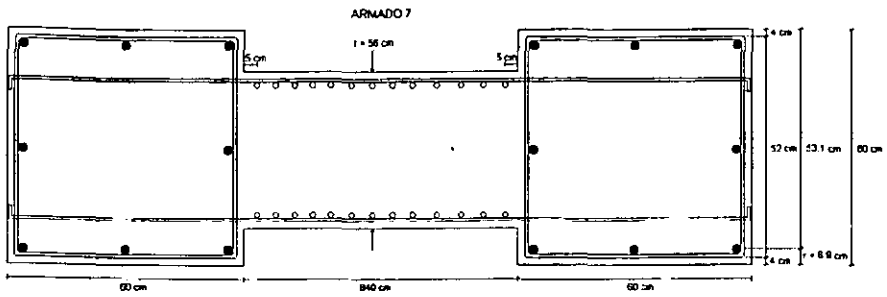


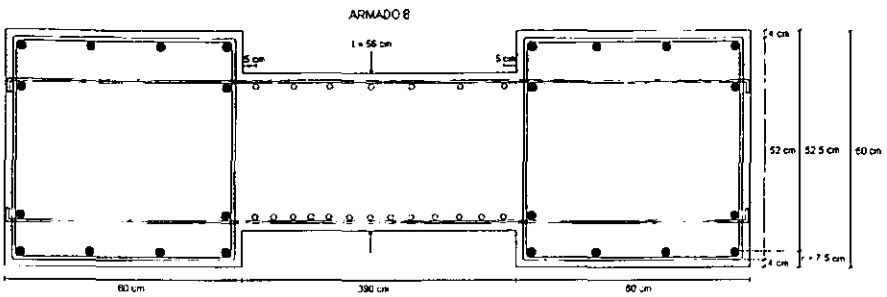
Fig. 2.83 Armados propuestos para muros, ejes 1 y 2, caso C (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



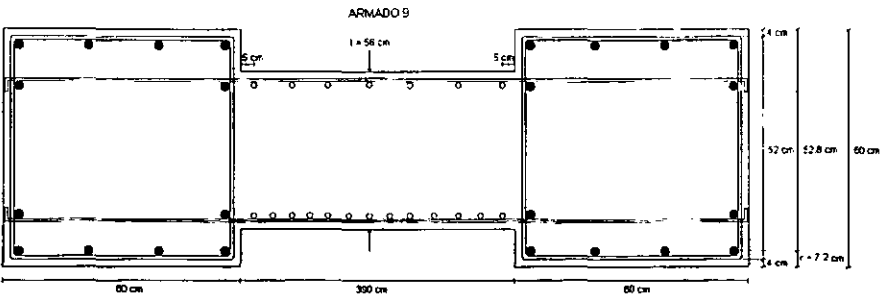
$A_s = 8 \text{ barras No 8} = 40.5 \text{ cm}^2$
 $A_v = 1 \text{ E No 5} = 3.96 \text{ cm}^2$
 Refuerzo vertical = barras No 8 @ 63.17 cm

● barra del No 8
 ○ barra del No 5



$A_s = 12 \text{ barras No 12} = 126.8 \text{ cm}^2$
 $A_v = 1 \text{ E No 5} = 3.96 \text{ cm}^2$
 Refuerzo vertical = barras No 8 @ 63.33 cm

● barra del No 12
 ○ barra del No 5



$A_s = 12 \text{ barras No 10} = 95.3 \text{ cm}^2$
 $A_v = 1 \text{ E No 5} = 3.96 \text{ cm}^2$
 Refuerzo vertical = barras No 8 @ 63.33 cm

● barra del No 10
 ○ barra del No 5

Fig. 2.83 Armados propuestos para muros, ejes 1 y 2, caso C (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

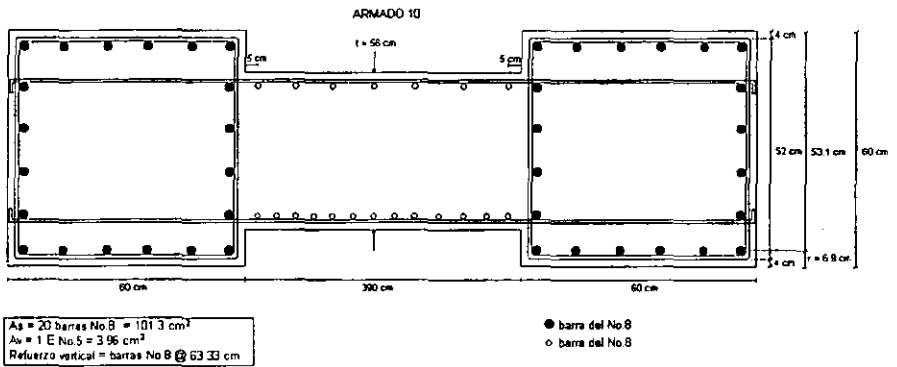


Fig. 2.83 Armados propuestos para muros, ejes 1 y 2, caso C (continuación)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.7.4 Diseño manual de vigas: caso A

En esta parte se comparan los diseños obtenidos por medio del postprocesador CONKER con los diseños obtenidos manualmente (sin ayuda de computadora) para mostrar la validez del programa de cómputo utilizado en este trabajo. La viga a diseñar manualmente junto con sus elementos mecánicos se puede identificar en las figuras 2.46 y 2.47

Viga B25 del nivel 1, extremo i, eje 2

Datos:

$$M_{u(i)} = 368.63 \text{ t-m} = 368.63 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{u(i')} = 314.33 \text{ t-m} = 314.33 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = 106.23 \text{ t} = 106.23 \times 10^3 \text{ kg}$$

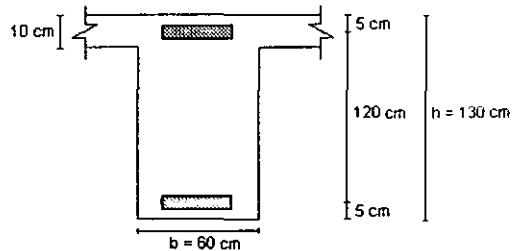
$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 130 \text{ cm}$$

$$d = 125 \text{ cm}$$

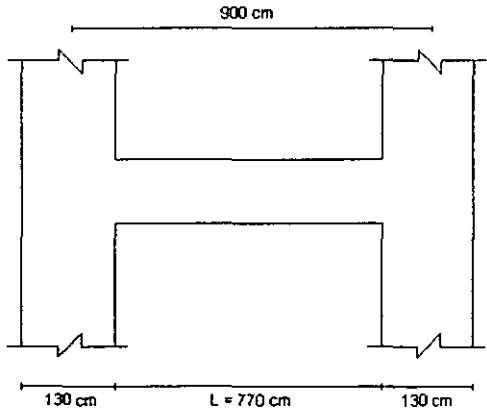
$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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



Requisitos geométricos (sección 5.2.1 NTC-C):

- $L \geq 4d$
 $770 \text{ cm} \geq 4(125 \text{ cm})$
 $770 \text{ cm} \geq 500 \text{ cm}$, cumple
- $\frac{\text{Separación de apoyos}}{b} \leq 30$
 $\frac{900 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} \leq 30$
 $15 \leq 30$, cumple
- $b \geq 25 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$, cumple
- $b \leq \text{ancho de la columna a la que llega}$
 $60 \text{ cm} \leq 130 \text{ cm}$, cumple
- Excentricidad (e) entre los ejes de viga y columna $\leq \frac{c}{10}$
Como los ejes coinciden, $e = 0 \text{ cm}$



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$0 \text{ cm} \leq \frac{130 \text{ cm}}{10}$$

$$0 \text{ cm} \leq 13 \text{ cm, cumple}$$

∴ La viga cumple con todos los requisitos geométricos.

Constantes:

$$f'_c = 0.8f_c \text{ (sección 1.4.1 NTC-C)}$$

$$f'_c = 0.8(250 \text{ kg/cm}^2) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \leq 250 \text{ kg/cm}^2,$$

entonces:

$$f''_c = 0.85f'_c \text{ (sección 2.1.2 b) NTC-C)}$$

$$f''_c = 0.85(200 \text{ kg/cm}^2) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ (secciones 2.1.2 a) y 5.2.2 NTC-C)}$$

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0026$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = (0.0026)(60 \text{ cm})(125 \text{ cm}) = 19.76 \text{ cm}^2$$

$$q_{\min} = \rho_{\min} \frac{f_y}{f'_c} \text{ (sección 2.1.2 d) NTC-C)}$$

$$q_{\min} = 0.0026 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{170 \text{ kg/cm}^2} = 0.0651$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$\rho_b = \frac{170}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0190$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.0190) = 0.0143$$

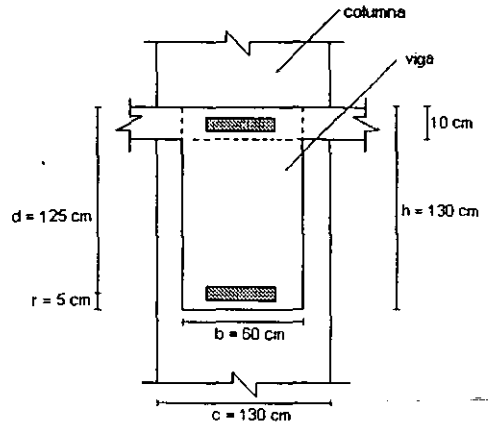
$$A_{s \max} = \rho_{\max} b d = (0.0143)(60 \text{ cm})(125 \text{ cm}) = 107.14 \text{ cm}^2$$

$$q_{\max} = \rho_{\max} \frac{f_y}{f'_c}$$

$$q_{\max} = 0.0143 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{170 \text{ kg/cm}^2} = 0.3529$$

Cálculo del momento resistente mínimo:

$$M_{R \min} = F_R b d^2 f'_c q_{\min} (1 - 0.5 q_{\min})$$



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$M_{R \min} = (0.9)(60)(125)^2(170)(0.0651)(1 - 0.5(0.0651)) = 90.34 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del momento resistente máximo:

$$M_{R \max} = F_R b d^2 f'_c q_{\max} (1 - 0.5 q_{\max})$$

$$M_{R \max} = (0.9)(60)(125)^2(170)(0.3529)(1 - 0.5(0.3529)) = 416.87 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

Determinación del área de acero necesaria para resistir a $M_{u(-)}$:

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] b d, \text{ si } M_{R \min} < M_u < M_{R \max}$$

$$M_{R \min} = 90.34 \times 10^5 \text{ kg-cm} < M_u = 368.63 \times 10^5 \text{ kg-cm} < M_{R \max} = 416.87 \times 10^5 \text{ kg-cm}, \text{ cumple}$$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(368.63 \times 10^5)}{(0.9)(60)(125)^2(170)}} \right] (60)(125) = 91.94 \text{ cm}^2$$

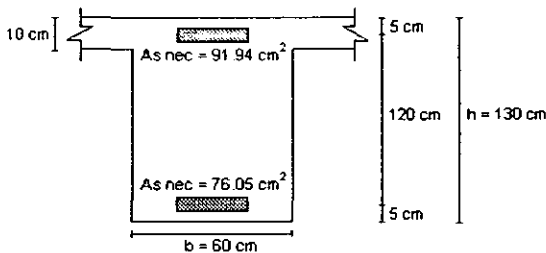
Determinación del área de acero necesaria para resistir a $M_{u(+)}$:

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] b d, \text{ si } M_{R \min} < M_u < M_{R \max}$$

$$M_{R \min} = 90.34 \times 10^5 \text{ kg-cm} < M_u = 314.33 \times 10^5 \text{ kg-cm} < M_{R \max} = 416.87 \times 10^5 \text{ kg-cm}, \text{ cumple}$$

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(314.33 \times 10^5)}{(0.9)(60)(125)^2(170)}} \right] (60)(125) = 76.05 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado para las áreas de acero de tensión necesarias y se procede a revisar la viga como doblemente armada.



Para $A_{s \text{ nec}} = 91.94 \text{ cm}^2$ se propone utilizar barras del No.10, $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$, $\phi = 3.18 \text{ cm}$

$$\text{Número de barras} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{a_s} = \frac{91.94 \text{ cm}^2}{7.92 \text{ cm}^2} = 11.6$$

$$A_{s \text{ propuesta}} = 12 \text{ barras No.10} = 12(7.92 \text{ cm}^2) = 95.28 \text{ cm}^2$$

Para $A_{s \text{ nec}} = 76.05 \text{ cm}^2$ se propone utilizar barras del No.10, $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$, $\phi = 3.18 \text{ cm}$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$\text{Número de barras} = \frac{A_{s,nec}}{a_s} = \frac{76.05 \text{ cm}^2}{7.92 \text{ cm}^2} = 9.6$$

$$A_{s,propuesta} = 10 \text{ barras No.10} = 10(7.92 \text{ cm}^2) = 79.4 \text{ cm}^2$$

La viga debe cumplir los siguientes requisitos:

Según la sección 3.4 NTC-C:

- Recubrimiento libre $\geq \phi_{\text{barra longitudinal}} = 3.18 \text{ cm}$
- Recubrimiento libre $\geq 2 \text{ cm}$

Rige recubrimiento libre $\geq 3.18 \text{ cm}$

Como recubrimiento libre propuesto = $3.4 \text{ cm} \geq 3.18 \text{ cm}$, cumple

Según la sección 3.6.1 NTC-C:

- Separación entre barras individuales $\geq \phi_{\text{barra}} = 3.18 \text{ cm}$
- Separación entre barras individuales $\geq 1.5 \text{ TMA} = 1.5(3/4") = 2.86 \text{ cm}$

Rige separación entre barras individuales $\geq 3.18 \text{ cm}$

Como separación propuesta entre barras individuales = $6.18 \text{ cm} \geq 3.18 \text{ cm}$, cumple

También, en la sección anterior se indica que:

- Separación vertical libre entre barras $\geq \phi_{\text{barra}} = 3.18 \text{ cm}$
- Separación vertical libre entre barras $\geq 2 \text{ cm}$

Rige separación vertical libre entre barras $\geq 3.18 \text{ cm}$

Como separación vertical libre propuesta = $3.2 \text{ cm} \geq 3.18 \text{ cm}$, cumple

Revisión de la viga doblemente armada

Cálculo de $M_{R(i)}$

Datos:

$$M_{u(i)} = 368.63 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$A_g = 95.28 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 79.4 \text{ cm}^2$$

$$d = 121.3 \text{ cm}$$

$$d' = 9.1 \text{ cm}$$

Revisión de que el acero de compresión fluye:

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f'_c}{d f_y}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{95.28 \text{ cm}^2}{(60 \text{ cm})(121.3 \text{ cm})} = 0.0131$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{79.4 \text{ cm}^2}{(60 \text{ cm})(121.3 \text{ cm})} = 0.0109$$

$$(0.0131 - 0.0109) \geq \frac{4800}{6000 - 4200} \frac{9.1}{121.3} \frac{170}{4200}$$

0.0022 \geq 0.0081, no cumple

\therefore El acero de compresión no fluye y el $M_{R(-)}$ se tiene que calcular por compatibilidad de deformaciones y equilibrio interno o con las siguientes expresiones:

$$M_R = F_R [C_c (d - 0.5a) + C_s (d - d')]$$

donde,

M_R : Momento resistente

F_R : Factor de reducción

C_c : Compresión en el concreto

C_s : Compresión en el acero

d : Peralte efectivo

d' : Recubrimiento del acero de compresión

a : Profundidad del bloque de compresiones

Para determinar el valor de a se resuelve la siguiente ecuación cuadrática y se toma la raíz positiva:

$$(f'_c b) a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - (0.0024 E_s d' A'_s) = 0$$

$$(170)(60) a^2 + ((0.003)(2 \times 10^6)(79.4) - (95.28)(4200)) a - ((0.0024)(2 \times 10^6)(9.1)(79.4)) = 0$$

$$a = 15.08 \text{ cm}$$

$$C_c = f'_c ab$$

$$C_c = (170)(15.08)(60) = 153816.0 \text{ kg}$$

$$C_s = 0.003 E_s A'_s \left(1 - \frac{0.8d'}{a} \right)$$

$$C_s = (0.003)(2 \times 10^6)(79.4) \left[1 - \frac{0.8(9.1)}{15.08} \right] = 246413.79 \text{ kg}$$

$$M_R = 0.9 [153816.0(121.3 - 0.5(15.08)) + 246413.79(121.3 - 9.1)]$$

$$M_{R(-)} = 406.31 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Como } M_{R(-)} = 406.31 \times 10^5 \text{ kg-cm} > M_{U(-)} = 368.63 \times 10^5 \text{ kg-cm, cumple}$$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Cálculo de $M_{R(+)}$

Datos:

$$M_{u(+)} = 314.33 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 79.4 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 95.28 \text{ cm}^2$$

$$d = 120.9 \text{ cm}$$

$$d' = 8.7 \text{ cm}$$

Revisión de que el acero de compresión fluye:

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f'_c}{d f_y}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{79.4 \text{ cm}^2}{(60 \text{ cm})(120.9 \text{ cm})} = 0.0109$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{95.28 \text{ cm}^2}{(60 \text{ cm})(120.93 \text{ cm})} = 0.0131$$

$$(0.0109 - 0.0131) \geq \frac{4800}{6000 - 4200} \frac{8.7}{120.9} \frac{170}{4200}$$

$$-0.0022 \geq 0.0078, \text{ no cumple}$$

∴ El acero de compresión no fluye y el $M_{R(+)}$ se tiene que calcular por compatibilidad de deformaciones y equilibrio interno o con las siguientes expresiones:

$$M_R = F_R [C_c (d - 0.5a) + C_s (d - d')]$$

Para determinar el valor de a se resuelve la siguiente ecuación cuadrática y se toma la raíz positiva:

$$(f'_c b) a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - (0.0024 E_s d' A'_s) = 0$$

$$(170)(60) a^2 + ((0.003)(2 \times 10^6)(95.28) - (79.4)(4200)) a - ((0.0024)(2 \times 10^6)(8.7)(95.28)) = 0$$

$$a = 11.26 \text{ cm}$$

$$C_c = f'_c ab$$

$$C_c = (170)(11.26)(60) = 114852.0 \text{ kg}$$

$$C_s = 0.003 E_s A'_s \left(1 - \frac{0.8d'}{a} \right)$$

$$C_s = (0.003)(2 \times 10^6)(95.28) \left[1 - \frac{0.8(8.7)}{11.26} \right] = 218314.74 \text{ kg}$$

$$M_R = 0.9 [114852.0(120.93 - 0.5(11.26)) + 218314.74(120.93 - 8.7)]$$

$$M_{R(+)} = 339.70 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Como } M_{R(+)} = 339.70 \times 10^5 \text{ kg-cm} > M_{u(+)} = 314.33 \times 10^5 \text{ kg-cm}, \text{ cumple}$$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Diseño a cortante

Cortante resistente en los extremos

Datos:

$$V_u = 106.23 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$A_s = 95.28 \text{ cm}^2$$

$$d = 121.3 \text{ cm}$$

$$f_{y \text{ estribos}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo transversal propuesto:

Se propone utilizar como refuerzo transversal 2 estribos del No.5

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 1.59 \text{ cm}$$

$$A_v = 4a_s = 4(1.98 \text{ cm}^2) = 7.92 \text{ cm}^2 \text{ (4 ramas verticales de refuerzo)}$$

Separación de estribos por confinamiento (sección 5.2.3 NTC-C):

- $s \leq 8\phi_{\text{barra más delgada}} = 8(3.18 \text{ cm}) = 25.44 \text{ cm}$
- $s \leq 30 \text{ cm}$
- $s \leq 24\phi_{\text{estribo}} = 24(1.59 \text{ cm}) = 38.16 \text{ cm}$
- $s \leq \frac{d}{4} = \frac{121.3 \text{ cm}}{4} = 30.33 \text{ cm}$

Rige $s \leq 25.44 \text{ cm}$

Como $s_{\text{propuesta}} = 25.4 \text{ cm} \leq 25.44 \text{ cm}$, cumple

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} \text{ (sección 2.1.5 NTC-C)}$$

Como $h = 130 \text{ cm}$, V_{CR} debe reducirse 30%

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{95.28 \text{ cm}^2}{(60)(121.3 \text{ cm})} = 0.0131$$

como $\rho = 0.0131 \geq 0.01$, entonces:

$$V_{CR} = 0.7F_R(0.5bd\sqrt{f'_c})$$

$$V_{CR} = (0.7)(0.6)(0.5)(60)(121.3)(\sqrt{200}) = 21614.56 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s}$$

$$V_{SR} = \frac{(0.6)(7.92)(4200)(121.3)}{25.4} = 95313.15 \text{ kg}$$

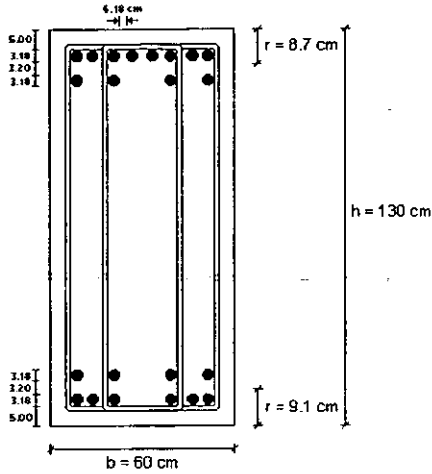
$$V_R = V_{CR} + V_{SR} = 21614.56 \text{ kg} + 95313.15 \text{ kg} = 116.93 \times 10^3 \text{ kg}$$

Como $V_R = 116.93 \times 10^3 \text{ kg} > V_u = 106.23 \times 10^3 \text{ kg}$, la separación de estribos es correcta

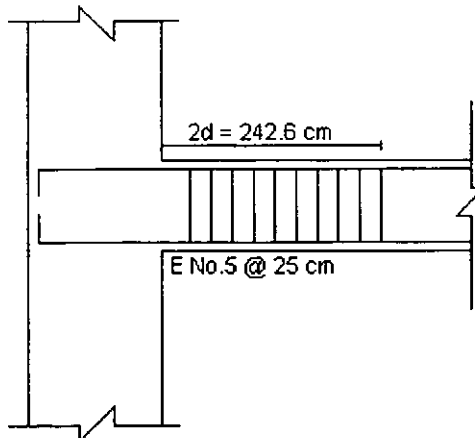
2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Se puede usar una separación práctica de estribos de $s = 25$ cm

Finalmente, la viga se arma de la siguiente manera:



$$\begin{aligned} A_s (M_u-) &= 12 \text{ barras No. 10} = 95.28 \text{ cm}^2 \\ A_s (M_u+) &= 10 \text{ barras No. 10} = 79.4 \text{ cm}^2 \\ A_v &= 2 \text{ E No. 5} = 7.92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

En la tabla 2.35 se presenta una comparación de las áreas de acero necesarias para la viga calculadas manualmente y las que se obtienen con ayuda del postprocesador CONKER. Nótese que las áreas de acero son bastante parecidas.

Tabla 2.35 Comparación los diseños de vigas obtenidos a mano y con el CONKER

Viga	Características $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Elementos mecánicos		Área de acero longitudinal calculada a mano según NTC-C		Área de acero longitudinal según CONKER		Área de acero longitudinal ajustada a tamaños comerciales	
		$M_{u(-)}$ (t-m)	$M_{u(+)}$ (t-m)	$A_{s(-)}$ (cm ²)	$A_{s(+)}$ (cm ²)	$A_{s(-)}$ (cm ²)	$A_{s(+)}$ (cm ²)	$A_{s(-)}$ (cm ²)	$A_{s(+)}$ (cm ²)
B1	Eje 2 nivel 1 b = 60 cm h = 130 cm	368.63	314.33	91.94	76.05	88.29	73.68	95.28 (12 ϕ No.10)	79.4 (10 ϕ No.10)

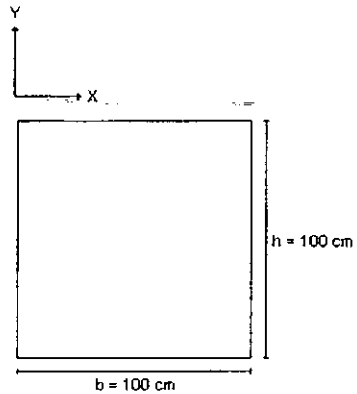
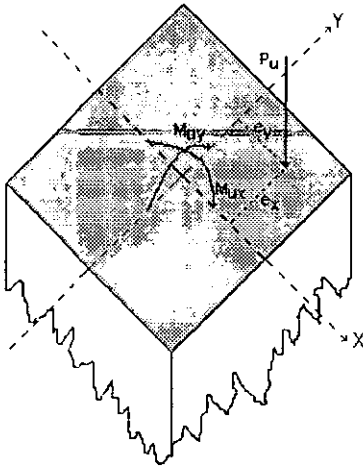
2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.7.5 Diseño manual de columnas: caso B

De la misma manera que en vigas, se realiza el diseño manual de una columna, de acuerdo las NTC-C, para comparar los resultados con los que ofrece el postprocesador CONKER.

Se diseña la columna C25 del eje 2 y sus elementos mecánicos se pueden identificar en las figuras 2.61 y 2.62

Columna C25, nivel 1, eje 2



Datos:

$$P_u = 1280.0 \text{ t} = 1280.0 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 57.43 \text{ t-m} = 57.43 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{uy} = 57.43 \text{ t-m} = 57.43 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = 18.86 \text{ t} = 18.86 \times 10^3 \text{ kg}$$

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

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

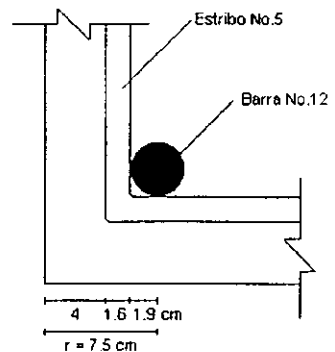
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\text{propuesto}} = 7.5 \text{ cm}$$

Comprobación de que $P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$

$$1280.0 \times 10^3 \text{ kg} > \frac{(100 \text{ cm})^2 (250 \text{ kg/cm}^2)}{10}$$

Recubrimiento propuesto



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$1280.0 \times 10^3 \text{ kg} > 250.0 \times 10^3 \text{ kg, cumple}$$

Requisitos geométricos (sección 5.3.1 NTC-C):

- Dimensión transversal mínima $\geq 30 \text{ cm}$

$$100 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm, cumple}$$

- $A_g \geq \frac{P_u}{0.5f_c}$

$$(100 \text{ cm})^2 \geq \frac{1280.0 \times 10^3 \text{ kg}}{0.5(250 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$10000 \text{ cm}^2 \approx 10240 \text{ cm}^2, \text{ cumple}$$

- $\frac{\text{Dimensión transversal menor}}{\text{Dimensión transversal mayor}} \geq 0.4$

$$\frac{100 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} \geq 0.4$$

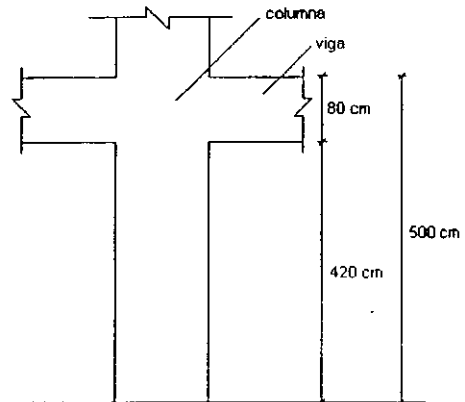
$$1.0 \geq 0.4, \text{ cumple}$$

- $\frac{\text{Altura libre de columna}}{\text{Dimensión transversal menor}} \leq 15$

$$\frac{420 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} \leq 15$$

$$4.2 \leq 15, \text{ cumple}$$

∴ La columna cumple con todos los requisitos geométricos.



Porcentajes de acero longitudinal (sección 5.3.3 NTC-C):

$$\rho_{\min} = 0.01$$

$$\rho_{\max} = 0.04$$

Diseño por flexocompresión biaxial

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{57.43 \times 10^5}{1280.0 \times 10^3} = 4.47 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{57.43 \times 10^5}{1280.0 \times 10^3} = 4.47 \text{ cm}$$

En la sección 2.1.3 a) NTC-C se especifica que:

- $e_{\min} \geq 0.05h = 0.05(100 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$
- $e_{\min} \geq 2 \text{ cm}$

Rige $e_{\min} \geq 5 \text{ cm}$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

∴ Se tomarán:

$$e_x = 5 \text{ cm}$$

$$e_y = 5 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{b} = \frac{5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.05$$

$$\frac{d_x}{b} = \frac{92.5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.93 \approx 0.95 \text{ (para flexión biaxial)}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.05$$

$$\frac{d_y}{h} = \frac{92.5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.93 \approx 0.95 \text{ (para flexión uniaxial)}$$

Se revisa que $\frac{e_x}{b} < \frac{e_y}{h}$

$0.05 \leq 0.05$, cumple

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{e_x/b}{e_y/h} = \frac{0.05}{0.05} = 1.0$$

Se utilizarán los diagramas de interacción publicados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM correspondientes a una distribución uniforme de acero, $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$, $d/b = 0.95$ y $R_x/R_y = 1.0$

Se entra al diagrama 49 correspondiente a $\frac{d}{b} = 0.95$ y $\frac{R_x}{R_y} = 1.0$

$$K = \frac{P_u}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{1280.0 \times 10^3}{(0.6)(100)(100)(170)} = 1.25$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{57.43 \times 10^5}{(0.6)(100)(100)^2(170)} = 0.056$$

Con los dos parámetros anteriores se determina un valor de $q = 0.41$

$$q = 0.41$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c}$$

$$p = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$$p = 0.41 \frac{(170)}{4200} = 0.0166$$

Se revisa que:

$$0.01 \leq p \leq 0.04$$

$$0.01 \leq 0.0166 \leq 0.04, \text{ cumple}$$

$$A_{s \text{ nec}} = p b h = (0.0166)(100)(100) = 166.0 \text{ cm}^2$$

Revisión mediante la fórmula de Bresler (sección 2.1.3 b) NTC-C):

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}}; \text{ aplicable si } \frac{P_R}{P_{Ro}} \geq 0.1$$

$$A_s = 166.0 \text{ cm}^2$$

$$p = 0.0165$$

$$q = 0.41$$

- Cálculo de P_{Ro} :

$$P_{Ro} = F_R [f''_c (A_g - A_s) + A_s f_y]$$

$$P_{Ro} = 0.6[170(10000 - 166.0) + 166.0(4200)] = 1421388 \text{ kg}$$

- Cálculo de P_{Rx} :

$$\frac{d_x}{b} = \frac{92.5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.93 \approx 0.95$$

Se entra al diagrama 9 correspondiente a $\frac{d}{h} = 0.95$ y flexión en una dirección.

$$\frac{e_x}{b} = \frac{5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.05$$

$$q = 0.41$$

Con los dos parámetros anteriores se determina un valor de $K_x = 1.30$

$$P_{Rx} = K_x F_R b h f''_c$$

$$P_{Rx} = (1.30)(0.6)(100)(100)(170) = 1326000 \text{ kg}$$

- Cálculo de P_{Ry} :

$$\frac{d_y}{h} = \frac{92.5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.93 \approx 0.95$$

Se entra al diagrama 9 correspondiente a $\frac{d}{h} = 0.95$ y flexión en una dirección.

$$\frac{e_y}{h} = \frac{5 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 0.05$$

$$q = 0.41$$

Con los dos parámetros anteriores se determina un valor de $K_y = 1.30$

$$P_{Ry} = K_y F_R b h f''_c$$

$$P_{Ry} = (1.30)(0.6)(100)(100)(170) = 1326000 \text{ kg}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{1326000} + \frac{1}{1326000} - \frac{1}{1421388}} = 1242609.6 \text{ kg}$$

Como $P_R = 1242.61 \times 10^3 \text{ kg} \approx P_u = 1280.0 \times 10^3 \text{ kg}$, pasa la revisión

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Armado propuesto:

$$A_{s \text{ nec}} = 166.0 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar barras del No.12, $a_s = 11.4 \text{ cm}^2$, $\phi = 3.81 \text{ cm}$

$$\text{Número de barras} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{a_s} = \frac{166.0 \text{ cm}^2}{11.4 \text{ cm}^2} = 14.6$$

$$A_{s \text{ propuesta}} = 16 \text{ barras No.12} = 16(11.4 \text{ cm}^2) = 182.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{Número de barras}}{\text{lado}} = \frac{16}{4} + 1 = 5$$

La columna debe cumplir los siguientes requisitos:

Según la sección 3.4 NTC-C:

- Recubrimiento libre $\geq \phi_{\text{barra longitudinal}} = 3.81 \text{ cm}$
- Recubrimiento libre $\geq 2 \text{ cm}$

Rige recubrimiento libre $\geq 3.81 \text{ cm}$

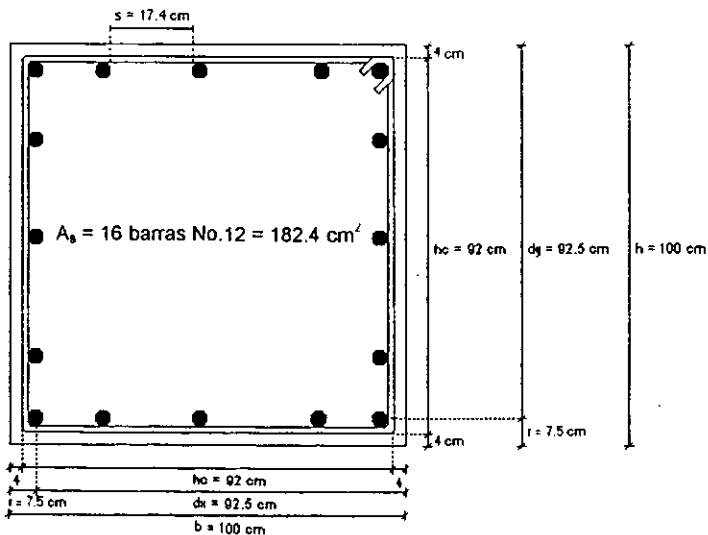
Como recubrimiento libre propuesto = $4.0 \text{ cm} \geq 3.81 \text{ cm}$, cumple

Según la sección 3.6.1 NTC-C:

- Separación entre barras de refuerzo $\geq 1.5 \text{ TMA} = 1.5(3/4") = 2.86 \text{ cm}$
- Separación entre barras de refuerzo $\geq 1.5\phi_{\text{barra}} = 1.5(3.81 \text{ cm}) = 5.72 \text{ cm}$
- 4 cm

Rige separación entre barras de refuerzo $\geq 5.72 \text{ cm}$

Como separación propuesta entre barras de refuerzo = $17.4 \text{ cm} \geq 5.72 \text{ cm}$, cumple



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Diseño a cortante:

$$V_u = 18.86 \times 10^3 \text{ kg}$$

Separación de estribos

Separación intermedia:

La separación intermedia de estribos, s_2 , no debe exceder los siguientes valores:

- Requerida por confinamiento:

$$\triangleright \frac{\text{Dimensión menor de la columna}}{4} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\triangleright 8\phi_{\text{barra más delgada}} = 8(3.81 \text{ cm}) = 30.48 \text{ cm}$$

$$\triangleright 24\phi_{\text{estribo}} = 24(1.59 \text{ cm}) = 38.16 \text{ cm}$$

$$\triangleright 30 \text{ cm}$$

- Requerida por pandeo:

$$\triangleright \frac{850d_b}{\sqrt{f_y}} = \frac{850(3.81 \text{ cm})}{\sqrt{4200}} = 49.97 \text{ cm}$$

$$\triangleright 48\phi_{\text{estribo}} = 48(1.59 \text{ cm}) = 76.32 \text{ cm}$$

$$\triangleright \frac{\text{Dimensión menor de la columna}}{2} = \frac{100 \text{ cm}}{2} = 50.0 \text{ cm}$$

- Requerida por cortante:

$$\triangleright \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{(0.5)(7.92)(4200)}{3.5(100)} = 47.52 \text{ cm}$$

$$(\text{suponiendo 2 E No.5, } A_v = 4a_s = 4(1.98 \text{ cm}^2) = 7.92 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Rige } s_2 \leq 25 \text{ cm}$$

$$\therefore s_2 = 25.0 \text{ cm}$$

Separación en los extremos:

La separación de estribos en los extremos de la columna, s_1 , no debe exceder los siguientes valores:

- $\frac{s_2}{2} = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12.5 \text{ cm}$

- 10 cm

$$\text{Rige } s_1 \leq 10 \text{ cm}$$

$$\therefore s_1 = 10 \text{ cm}$$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Longitud confinada:

La longitud confinada, l_c , de estribos no debe ser menor que los siguientes valores:

- $\frac{\text{Altura libre}}{6} = \frac{420 \text{ cm}}{6} = 70 \text{ cm}$
- 60 cm
- Dimensión mayor de la columna = 100 cm

Rige $l_c \geq 100 \text{ cm}$

$\therefore l_c = 100 \text{ cm}$

Refuerzo transversal mínimo:

El refuerzo transversal, A_{sh} , no debe ser menor que los siguientes valores:

- $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} sh_c = 0.3 \left(\frac{10000}{8464} - 1 \right) \frac{250}{4200} (10)(92) = 2.98 \text{ cm}^2$
- $0.12 \frac{f_c}{f_y} sh_c = 0.12 \frac{(250)}{(4200)} (10)(92) = 6.57 \text{ cm}^2$

Rige $A_{sh} \geq 6.57 \text{ cm}^2$

Como $A_{v \text{ propuesto}} = 7.92 \text{ cm}^2 \geq A_{sh} = 6.57 \text{ cm}^2$, cumple

Cálculo del cortante resistente en los extremos de la columna:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Cálculo de V_{CR} :

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

A_s = Área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o la de compresión mínima (sección 2.1.5 a) III NTC-C)

A_s = Área de una capa = 5 barras No.12 = 57.0 cm²

$$\rho = \frac{(57.0 \text{ cm}^2)}{(100 \text{ cm})(92.5 \text{ cm})} = 0.006$$

Como $\rho = 0.006 < 0.01$, V_{CR} debe determinarse con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R bd [(0.20 + 30\rho) \sqrt{f_c}]$$

Como $h = 100 \text{ cm} > 70 \text{ cm}$, V_{CR} debe reducirse 30%

Y como:

$$P_u \leq (0.7 f_c A_g + 2000 A_s)$$

$1280.0 \times 10^3 \text{ kg} \leq [(0.7)(200)(10000) + (2000)(57.0)] = 1514.0 \times 10^3 \text{ kg}$, se cumple

Entonces, V_{CR} también debe afectarse por el factor:

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$\left[1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right] = \left[1 + 0.007 \frac{(1280.0 \times 10^3)}{(10000)} \right] = 1.90$$

V_{CR} se calcula como:

$$V_{CR} = (0.7)(1.90)F_R b d \left[(0.20 + 30\rho) \sqrt{f'_c} \right]$$

$$V_{CR} = (0.7)(1.90)(0.5)(100)(92.5) \left[0.20 + 30(0.006) \right] \sqrt{200} = 33056.89 \text{ kg}$$

Cálculo de V_{SR} :

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S_1}$$

$$V_{SR} = \frac{(0.5)(7.92)(4200)(92.5)}{10} = 153846.0 \text{ kg}$$

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_R = 33056.89 \text{ kg} + 153846.0 \text{ kg} = 186902.89 \text{ kg}$$

Como $V_R = 186.90 \times 10^3 \text{ kg} > V_u = 18.86 \times 10^3 \text{ kg}$, cumple

Cálculo del cortante resistente intermedio:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_{CR} = 33056.89 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S_2}$$

$$V_{SR} = \frac{(0.5)(7.92)(4200)(92.5)}{25} = 61538.4 \text{ kg}$$

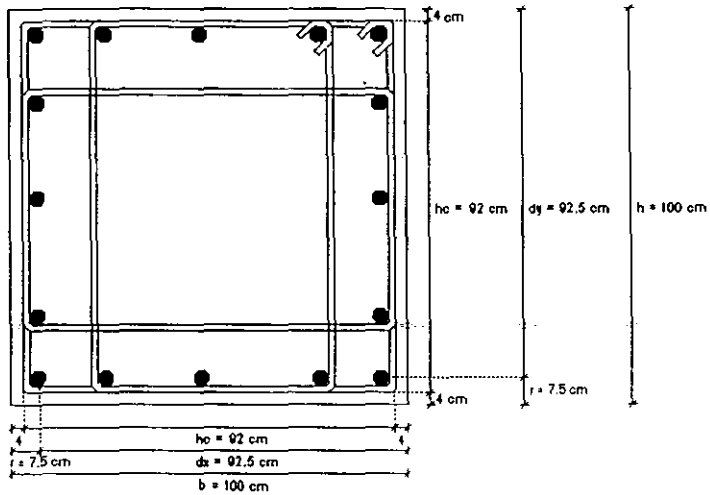
$$V_R = 33056.89 \text{ kg} + 61538.4 \text{ kg} = 94595.29 \text{ kg}$$

Como $V_R = 94.6 \times 10^3 \text{ kg} > V_u = 18.86 \times 10^3 \text{ kg}$, cumple

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Como $V_R = 94.6 \times 10^3 \text{ kg} > V_u = 18.86 \times 10^3 \text{ kg}$, cumple

Finalmente, la columna se arma de la siguiente manera:



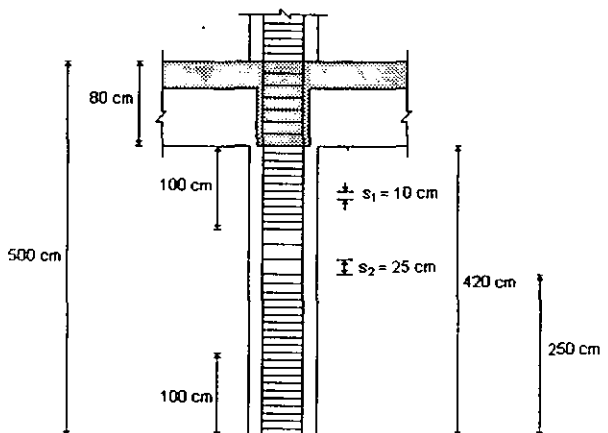
$$A_s = 16 \text{ barras No } 12 = 1824 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 \text{ E No } 5 = 7.92 \text{ cm}^2$$

La columna también cumple los siguientes requisitos:

- La distancia libre entre una barra sin soporte lateral y una con soporte lateral $\leq 15 \text{ cm}$ (sección 4.2.3 NTC-C).
- La distancia centro a centro entre ramas de estribos sobrepuestos $\leq 45 \text{ cm}$ (sección 5.3.4 NTC-C).
- La distancia centro a centro entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos $\leq 25 \text{ cm}$ (sección 5.3.4 NTC-C).

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS



En la parte inferior de columnas de planta baja el refuerzo transversal con la separación s_1 debe prolongarse hasta media altura de la columna (sección 5.3.4 NTC-C).

En la tabla 2.36 se presenta una comparación del área de acero necesaria para la columna calculada manualmente y la que se obtiene con ayuda del postprocesador CONKER. En dicha tabla se puede observar que hay una diferencia, no muy grande, entre ambas áreas; tal diferencia se debe principalmente a la precisión con la que se interpreten los diagramas de interacción al realizar el diseño manual de la columna, ya que décimas de más o de menos en los parámetros obtenidos de los diagramas pueden hacer variar el área de acero necesaria para la columna.

Tabla 2.36 Comparación los diseños de columnas obtenidos a mano y con el CONKER

Columna	Características $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Elementos mecánicos			Área de acero longitudinal calculada a mano según NTC-C (cm^2)	Área de acero longitudinal según CONKER (cm^2)	Área de acero longitudinal ajustada a tamaños comerciales (cm^2)
		P_u (t)	M_{ux} (t-m)	M_{uy} (t-m)			
C25	Eje 2 nivel 1 $b = 100 \text{ cm}$ $h = 100 \text{ cm}$	1280.0	57.43	57.43	166.00	135.85	182.4 (16 ϕ No.12)

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

2.4.7.6 Diseño manual de muros: caso C

Se diseña el muro 1 del nivel 1. Los elementos mecánicos del muro se pueden identificar en la figura 2.76. En esta parte no hay punto de comparación entre el diseño realizado de forma manual y con ayuda del postprocesador CONKER, salvo la comparación que se hace del área de acero en los extremos de los muros trabajando como patines o como columnas. En la tabla 2.32 se muestra el diseño del muro en cada nivel.

Muro 1, nivel 1, eje 1

Datos:

$$P_u = 4094.8 \text{ t} = 4094.8 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$M_u = 4036.03 \text{ t-m} = \\ = 4036.03 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

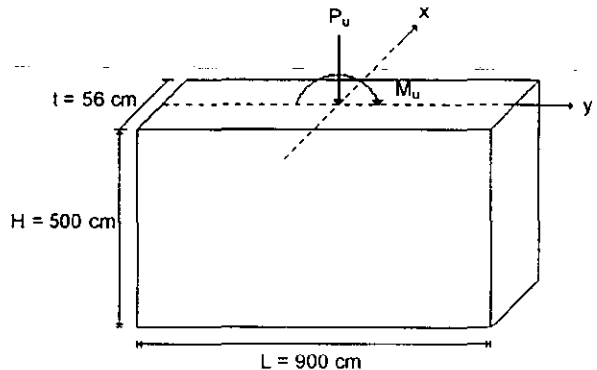
$$V_u = 566.02 \text{ t} = 566.02 \times 10^3 \text{ kg}$$

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

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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



Requisitos generales (sección 4.5.2 NTC-C):

$$P_u > 0.2F_R t L f'_c$$

$$4094.8 \times 10^3 \text{ kg} > (0.2)(0.8)(56)(900)(250) = 2016.00 \times 10^3 \text{ kg, cumple}$$

∴ El muro está sujeto a carga vertical de consideración

Para muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano y cargas verticales importantes se tienen que cumplir los siguientes requisitos:

- $\frac{L}{t} < 40$

$$\frac{900 \text{ cm}}{56 \text{ cm}} = 16.07 < 40, \text{ cumple}$$

El espesor del muro, t , no debe ser menor que los siguientes valores:

- 13 cm
- $0.06H^* = 0.06(500 \text{ cm} - 75 \text{ cm}) = 25.5 \text{ cm}$

Rige $t \geq 25.5 \text{ cm}$

Como $t_{\text{propuesto}} = 56 \text{ cm} \geq 25.5 \text{ cm}$, cumple

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Elementos extremos en muros (sección 4.5.2 b) NTC-C):

Se revisa si son necesarios los patines en los muros

Si $f_{c\text{máx}} > 0.2f'_c$, son necesarios estos elementos de refuerzo en las orillas de los muros

$$f_{c\text{máx}} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} y_{\text{máx}}$$

$$f_{c\text{máx}} = \frac{4094.8 \times 10^3}{(56)(900)} + \frac{4036.03 \times 10^5}{(56)(900)^3} \left(\frac{900}{2} \right) = 134.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.2f'_c = 0.2(250 \text{ kg/cm}^2) = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c\text{máx}} = 134.63 \text{ kg/cm}^2 > 0.2f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2, \text{ cumple}$$

∴ Son necesarios los patines en los muros

Acero de refuerzo vertical por flexión en los patines (sección 4.5.2 b) NTC-C):

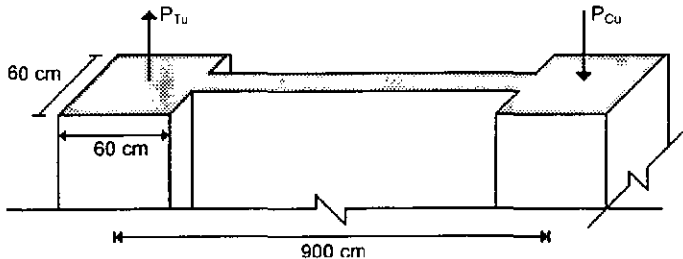
Las columnas que confinan al muro lateralmente realizarán la función de patines.

El diseño del acero longitudinal de los patines se obtiene considerando la resistencia axial de éstos ante la fuerza de compresión que resulta de aplicar el momento último de volteo (sismo + carga gravitacional).

Las cargas axiales a las que está sometido un patín son:

$$P_{Cu} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L} = \frac{4094.8 \times 10^3}{2} + \frac{4036.03 \times 10^5}{900} = 2495832.78 \text{ kg}$$

$$P_{Tu} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{L} = \frac{4094.8 \times 10^3}{2} - \frac{4036.03 \times 10^5}{900} = 1598937.22 \text{ kg}$$



Para el diseño se toma la carga axial más desfavorable, que resulta ser la de compresión (P_{Cu}).

La resistencia a carga axial de un patín está dada por la expresión:

$$P_u = F_R [f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y]$$

Igualando P_u y P_{Cu} se obtiene:

$$2495832.78 = (0.8)[(170)(3600 - A_s) + A_s(4200)]$$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$3119970.975 = (170)(3600 - A_s) + 4200A_s$$

$$3119970.975 = 612000 - 170A_s + 4200A_s$$

$$3119970.975 = 612000 + 4030A_s$$

$$A_{s \text{ patin}} = 622.28 \text{ cm}^2$$

Se revisa que:

$$P_{\min} \leq \rho \leq P_{\max}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{622.28}{(60)(60)} = 0.1729$$

$$0.01 \leq 0.1729 \leq 0.04, \text{ no cumple}$$

$$\therefore \text{ Se tomará } \rho = \rho_{\max} = 0.04$$

$$A_s = \rho bh = (0.04)(60)(60) = 144.0 \text{ cm}^2$$

En la tabla 2.32 se puede observar que el área necesaria del extremo del muro trabajando como columna es:

$$A_{s \text{ columna}} = 91.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } A_{s \text{ columna}} = 91.48 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ patin}} = 144.0 \text{ cm}^2, \text{ se toma } A_{s \text{ nec}} = 144.0 \text{ cm}^2$$

Armado propuesto para patines:

$$A_{s \text{ nec}} = 144.0 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar barras del No.12, $a_s = 11.4 \text{ cm}^2$, $\phi = 3.81 \text{ cm}$

$$\text{Número de barras} \therefore \frac{A_{s \text{ nec}}}{a_s} = \frac{144.0 \text{ cm}^2}{11.4 \text{ cm}^2} = 12.6$$

$$A_{s \text{ propuesta}} = 12 \text{ barras No.12}$$

$$A_{s \text{ propuesta}} = 12(11.4 \text{ cm}^2) = 136.8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\text{Número de barras}}{\text{lado}} = \frac{12}{4} + 1 = 4$$

De acuerdo con la sección 5.3.3 NTC-C:

$$P_{\min} \leq \rho \leq P_{\max}$$

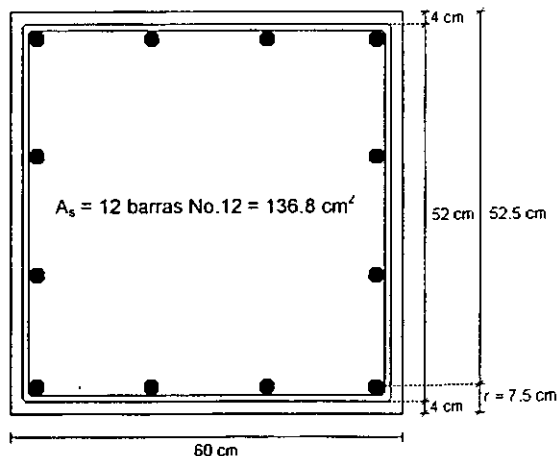
$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{136.8}{(60)(60)} = 0.038$$

$$0.01 \leq 0.038 \leq 0.04, \text{ cumple}$$

Reinzo transversal en los patines:

El reinzo transversal para patines

debe cumplir los requisitos de la sección 5.3.4 NTC-C:



2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Separación intermedia:

La separación intermedia de estribos, s_2 , no debe exceder los siguientes valores:

- Requerida por confinamiento:
 - > $\frac{\text{Dimensión menor del patín}}{4} = \frac{60 \text{ cm}}{4} = 15 \text{ cm}$
 - > $8\phi_{\text{barra más delgada}} = 8(3.81 \text{ cm}) = 30.48 \text{ cm}$
 - > $24\phi_{\text{estribo}} = 24(1.59 \text{ cm}) = 38.16 \text{ cm}$
 - > 30 cm
- Requerida por pandeo:
 - > $\frac{850d_b}{\sqrt{f_v}} = \frac{850(3.81 \text{ cm})}{\sqrt{4200}} = 49.97 \text{ cm}$
 - > $48\phi_{\text{estribo}} = 48(1.59 \text{ cm}) = 76.32 \text{ cm}$
 - > $\frac{\text{Dimensión menor del patín}}{2} = \frac{60 \text{ cm}}{2} = 30.0 \text{ cm}$
- Requerida por cortante:
 - > $\frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{(0.5)(3.96)(4200)}{3.5(60)} = 39.6 \text{ cm}$

(suponiendo 1 E No.5, $A_v = 2a_s = 2(1.98 \text{ cm}^2) = 3.96 \text{ cm}^2$)

Rige $s_2 \leq 15 \text{ cm}$

$\therefore s_2 = 15.0 \text{ cm}$

Separación en los extremos:

La separación de estribos en los extremos del patín, s_1 , no debe exceder los siguientes valores:

- $\frac{s_2}{2} = \frac{15 \text{ cm}}{2} = 7.5 \text{ cm}$

- 10 cm

Rige $s_1 \leq 7.5 \text{ cm}$

$\therefore s_1 = 7.5 \text{ cm}$

Longitud confinada:

La longitud confinada, l_c , de estribos no debe ser menor que los siguientes valores:

- $\frac{\text{Altura libre}}{6} = \frac{425 \text{ cm}}{6} = 70.83 \text{ cm}$

- 60 cm

- Dimensión mayor de la columna = 60 cm

Rige $l_c \geq 70.83 \text{ cm}$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

$$\therefore t_c = 70.8 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal mínimo:

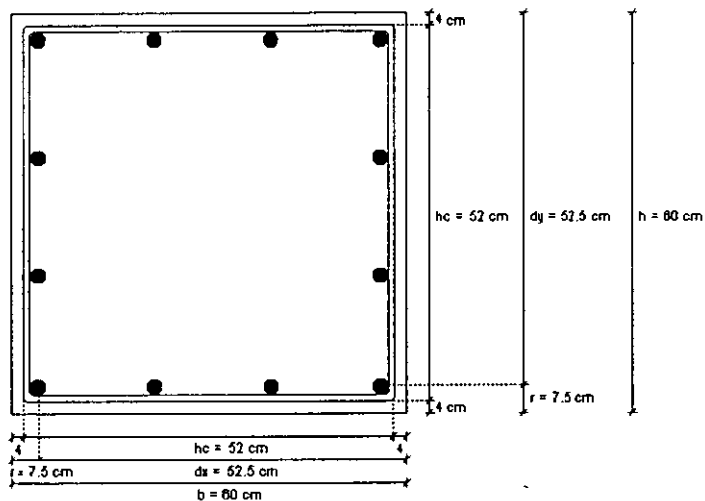
El refuerzo transversal, A_{sh} , no debe ser menor que los siguientes valores:

- $0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y} sh_c = 0.3 \left(\frac{3600}{2704} - 1 \right) \frac{250}{4200} (7.5)(52) = 2.31 \text{ cm}^2$
- $0.12 \frac{f_c}{f_y} sh_c = 0.12 \frac{(250)}{(4200)} (7.5)(52) = 2.79 \text{ cm}^2$

Rige $A_{sh} \geq 2.79 \text{ cm}^2$

Como $A_{v \text{ propuesto}} = 3.96 \text{ cm}^2 \geq A_{sh} = 2.79 \text{ cm}^2$, cumple

Finalmente, el patín se arma de la siguiente manera:



El patín también cumple los siguientes requisitos:

- La distancia libre entre una barra sin soporte lateral y una con soporte lateral $\leq 15 \text{ cm}$ (sección 4.2.3 NTC-C).
- La distancia centro a centro entre ramas de estribos sobrepuestos $\leq 45 \text{ cm}$ (sección 5.3.4 NTC-C).
- La distancia centro a centro entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos $\leq 25 \text{ cm}$ (sección 5.3.4 NTC-C).

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Cuántia de refuerzo horizontal:

$$\bullet \quad \rho_h \geq \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y d} = \frac{566.02 \times 10^3 - 228.08 \times 10^3}{(0.8)(4200)(720)(56)} = 0.0025$$

$$\bullet \quad \rho_h \geq 0.0025$$

Rige $\rho_h \geq 0.0025$

$$\therefore \rho_h = 0.0025$$

Separación del refuerzo horizontal:

Proponiendo barras No.8, $A_{vh} = a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\bullet \quad s_h \leq \frac{A_{vh}}{\rho_h t} = \frac{5.07}{(0.0025)(56)} = 36.21 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad s_h \leq \frac{F_R A_{vh} f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{(0.8)(5.07)(4200)(720)}{566.02 \times 10^3 - 228.08 \times 10^3} = 36.21 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad s_h \leq 35 \text{ cm}$$

Rige $s_h \leq 35.0 \text{ cm}$

$$\therefore s_h = 35.0 \text{ cm}$$

El refuerzo horizontal del alma deberá estar anclado al núcleo confinado de cada patín (sección 4.5.2 b) NTC-C).

Cuántia de refuerzo vertical:

$$\bullet \quad \rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{5400}{900} \right) (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$\bullet \quad \rho_v \geq 0.0025$$

Rige $\rho_v \geq 0.0025$

$$\therefore \rho_v = 0.0025$$

Separación del refuerzo vertical:

Proponiendo barras No.8, $A_w = a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\bullet \quad s_v \leq \frac{A_w}{\rho_v t} = \frac{5.07}{(0.0025)(56)} = 36.21 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad s_v \leq 35 \text{ cm}$$

Rige $s_v \leq 35.0 \text{ cm}$

$$\therefore s_v = 35.0 \text{ cm}$$

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia (sección 4.5.2 c) NTC-C).

También se debe cumplir que:

$$V_u \leq 2F_R L t \sqrt{f'_c}$$

$$566.02 \times 10^3 \text{ kg} \leq (2)(0.8)(900)(56) \sqrt{200} = 1140.42 \times 10^3 \text{ kg}, \text{ cumple}$$

Si $t > 15 \text{ cm}$ ó $v_{u \text{ sismo}} > 0.6 \sqrt{f'_c}$, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a cada cara del muro.

$$t = 56 \text{ cm} > 15 \text{ cm}, \text{ cumple}$$

$$v_{u \text{ sismo}} = \frac{V_u}{L t} = \frac{566.02 \times 10^3}{(900)(56)} = 11.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 0.6 \sqrt{f'_c} = 0.6 \sqrt{200} = 8.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ cumple}$$

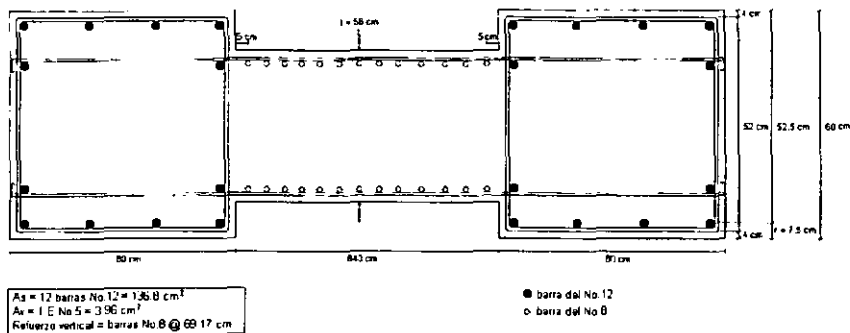
∴ Es necesario colocar el refuerzo por cortante en dos capas

Como el refuerzo por cortante se colocará en dos capas, la separación del refuerzo horizontal y vertical aumentan al doble, esto es, $s_h = 70 \text{ cm}$ y $s_v = 70 \text{ cm}$. Con el fin de lograr una separación práctica y uniforme del refuerzo por cortante se proponen las siguientes separaciones:

$$s_{h \text{ propuesta}} = 70.0 \text{ cm}$$

$$s_{v \text{ propuesta}} = 69.17 \text{ cm}$$

Finalmente, el armado del muro queda de la siguiente manera:



Es importante señalar que para la estructura C no se realizó el diseño manual de columnas debido a que cada una de ellas forma parte de algún muro (ver figura 2.11).

De los diseños realizados de manera manual y con el postprocesador CONKER, en los tres casos estudiados, se puede resumir lo siguiente:

- Las áreas de acero para vigas son prácticamente iguales.
- En columnas, existe una diferencia, no muy grande, de las áreas de acero obtenidas de ambas formas y que se debe principalmente a la precisión con la que se interpretan los diagramas de interacción al realizar el diseño manualmente.

2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

- En muros, el diseño se realiza totalmente de forma manual y solamente se revisa el área de acero que rige cuando los extremos de los muros trabajan como columnas o como patines.

Con lo anterior se demuestra que los diseños obtenidos con ayuda del postprocesador CONKER son válidos, y por tanto, los armados se propusieron a partir de tales resultados.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

3.1 Antecedentes

En la actualidad el diseño sísmico de una estructura se lleva a cabo mediante un análisis elástico empleando el espectro de diseño reducido; de esta manera, ya se está considerando un comportamiento inelástico por medio del factor Q . Este método es adecuado para fines de diseño, pero si se desea conocer el comportamiento real de una estructura es necesario realizar un análisis dinámico inelástico paso a paso, considerando como excitación el acelerograma de un sismo determinado.

El método de análisis inelástico más utilizado es el análisis paso a paso, el cual consiste en la integración directa de las ecuaciones de equilibrio, como se ha explicado en el capítulo 1.

Existen varios programas de cómputo para realizar este tipo de análisis, la mayoría son muy complicados y sus resultados no son muy confiables. Por otra parte, el DRAIN es el programa que en la actualidad se utiliza más en el área de investigación, razón por la cual sirvió de base para realizar los análisis inelásticos paso a paso en el presente trabajo. A continuación se presentan algunas características de dicho programa.

3.1.1 Características generales del programa DRAIN

El programa DRAIN se utiliza para determinar la respuesta sísmica dinámica inelástica de cualquier estructura plana. Es importante que los resultados obtenidos del programa se interpreten con especial cuidado y asociar las respuestas con respecto al comportamiento tridimensional real de la estructura. El programa tiene las siguientes características:

- La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos unidos por nodos. El análisis se realiza por el método directo de las rigideces.
- Cada nodo tiene un total de tres grados de libertad: horizontal, vertical y giro.
- Los desplazamientos de algunos nodos se pueden especificar como nulos. También se puede indicar que el desplazamiento de varios nodos sea idéntico, reduciendo, de esta manera, el número de ecuaciones por resolver y el tiempo de análisis.
- La masa de la estructura se concentra en los nodos, de modo que la matriz de masas resulta diagonal.
- Trabaja con cinco tipos de elementos estructurales: armadura, viga-columna, panel, conexión semi-rígida y viga. En este trabajo las columnas se modelan como elementos "viga-columna", en las que se permite tomar en cuenta la reducción de la resistencia a la flexión ante la acción de las cargas axiales; la resistencia de estos miembros se define como una superficie de fluencia en que se hace interactuar la flexión y carga

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

axial, como se muestra en la figura 3.1. Durante el análisis, cualquier combinación de momento flexionante y carga axial (M,P) que cae dentro de la curva de la figura 3.1, significa comportamiento elástico, si el punto (M,P) de la respuesta se encuentra fuera o sobre la curva significa que se ha formado una articulación plástica. Para cuando en un paso determinado la combinación (M,P) cae fuera del diagrama, en el siguiente paso se corrige mediante un momento que obliga al equilibrio. Para las vigas se usó el elemento "viga", que tiene las mismas características que el elemento "viga-columna", a excepción de que no incluye la influencia de la carga axial; su superficie de fluencia queda definida por los momentos positivo y negativo de cada extremo de la sección, (ver figura 3.2).

- La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en el tiempo (acelerogramas), las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical. En el presente trabajo solo se considera la componente horizontal del sismo. Se acepta que los apoyos se mueven en fase.
- Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las cargas dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras.
- El programa considera los efectos de segundo orden, $P-\Delta$.
- Las deformaciones pueden ser por flexión, cortante y axiales.
- Las articulaciones plásticas solamente se forman en los extremos de elementos "viga-columna" y "viga".
- El efecto de las cargas estáticas en el claro de vigas y columnas se considera mediante fuerzas de empotramiento aplicadas en los extremos.
- El programa considera los efectos causados por grandes desplazamientos mediante la rigidez geométrica.

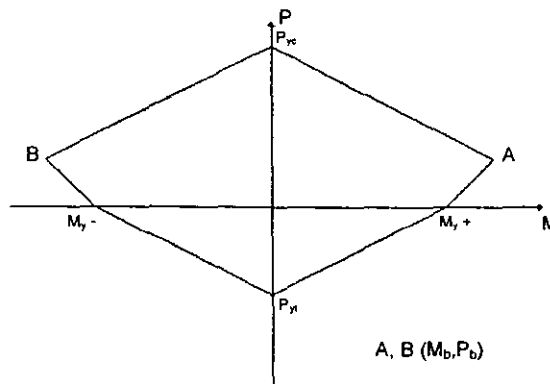


Fig. 3.1 Superficie de fluencia en columna

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

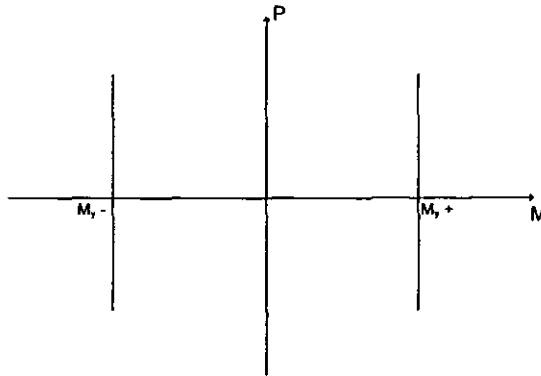


Fig. 3.2 Superficie de fluencia en viga

3.2 Modelado de los marcos planos en DRAIN

Los ejes de los marcos planos a modelar en el DRAIN son los siguientes:

- Para el caso A: eje 2
- Para el caso B: ejes 1 y 2
- Para el caso C: ejes 1 y 2

El registro de aceleraciones utilizado fue el de la estación SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985 (ver figura 3.3).

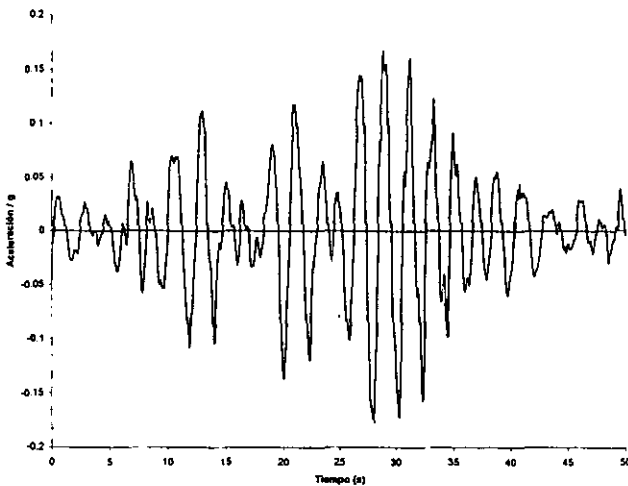


Fig. 3.3 Registro de aceleraciones, SCT-EW, 19 de septiembre de 1985

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

En las siguientes secciones se explican las características estructurales de cada uno de los marcos analizados, así como las pruebas de calibración que se llevaron a cabo para que éstos representaran adecuadamente el comportamiento tridimensional de la estructura.

3.2.1 Características de los marcos a analizar

En las figuras 3.4 a 3.11 se presenta la forma en que se disponen los nodos y los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) de los ejes de interés de los casos A, B y C, al modelarlos en el programa DRAIN.

Los muros del eje 1 del caso B se modelan como "columnas anchas", es decir, para este eje se tienen dos columnas de 9 m de longitud cada una y con un espesor de 0.28 m. De la misma manera, para el eje 1 del caso C se tiene una columna de 27 m de longitud y espesor de 0.56 m; para el eje 2 del mismo caso se tiene una columna de 9 m de longitud y espesor de 0.56 m. Las propiedades geométricas de cada "columna ancha" incluyen el área axial, área de cortante y momento de inercia.

Las tablas 3.1 a 3.8 muestran las resistencias de vigas y columnas que se emplearon en los análisis dinámicos paso a paso; dichas resistencias no se reducen por algún factor ($F_R = 1.0$) y se calcularon de la siguiente manera:

- 1) Se determinaron los armados de vigas, columnas y muros después de haber diseñado de acuerdo a las especificaciones de las NTC-C; para ello fue necesario el apoyo del programa CONKER.
- 2) Conocidas las áreas de refuerzo de vigas y columnas, se obtuvieron los momentos resistentes positivos y negativos de las vigas, y los puntos de interés (carga pura de compresión y tensión, momento y carga de la falla balanceada, momento de fluencia) de los diagramas de interacción de columnas. En esta parte se utilizó el programa de computadora STRONG, el cual calcula las resistencias de vigas y columnas a partir del área de acero que se indique por lecho para una sección determinada.
- 3) Para el cálculo de los diagramas de interacción de los muros ("columnas anchas") se hizo uso de otro programa conocido como WALLER.

En las figuras 3.12 a 3.16 se muestran las resistencias de las tablas 3.1 a 3.8 para vigas y columnas. En la figura 3.17 se presenta el diagrama de interacción del muro 1, entrepiso PB-N1, eje 1 del caso B calculado con el programa WALLER. En esta figura se hace una comparación de la resistencia del muro cuando sus extremos trabajan como columnas y como patines. Se puede apreciar que rige la primera condición, como era de esperarse, ya que el área de acero de los extremos trabajando como columnas es mayor que cuando trabajan como patines (ver tabla 2.31 del capítulo 2). En este diagrama se considera tanto el área de acero de los extremos como el del alma.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

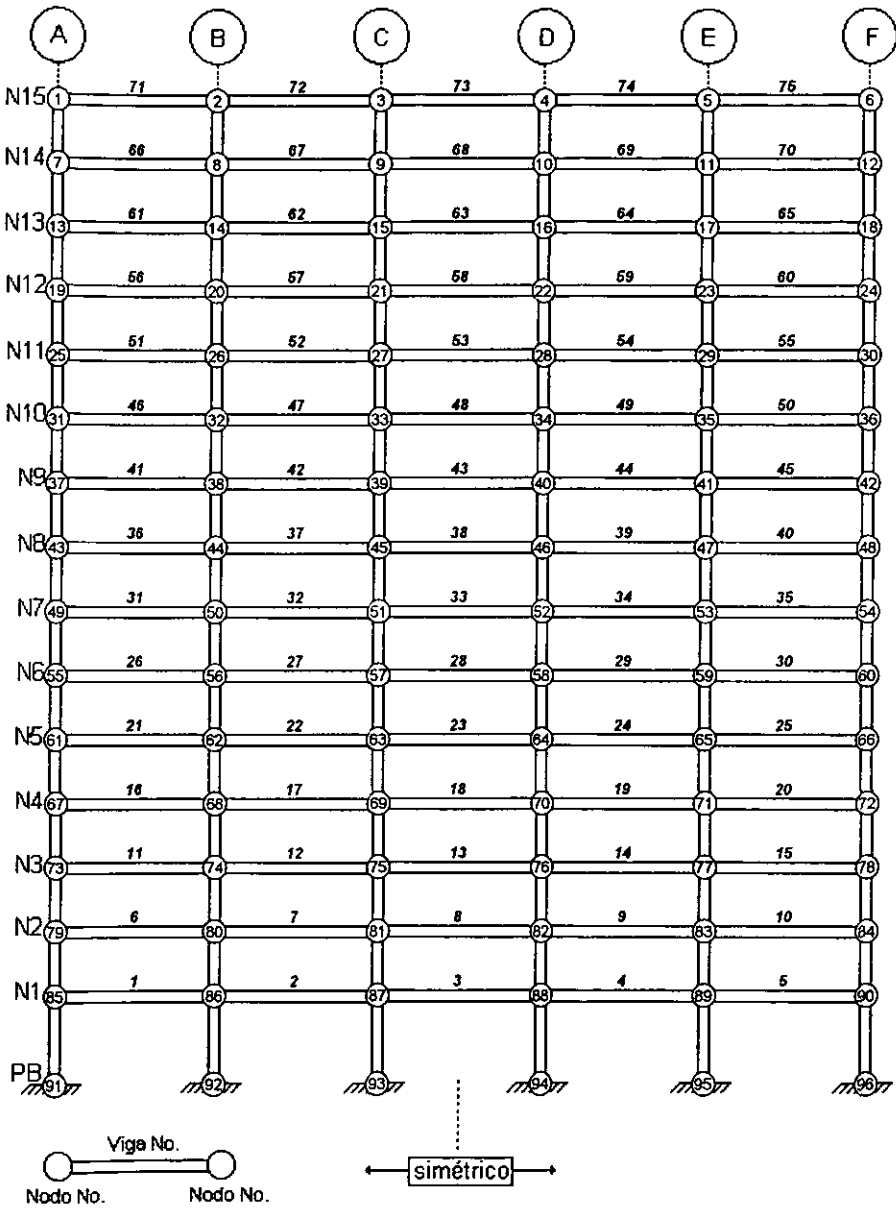


Fig. 3.4 Nodos y número de vigas, eje 2, casos A y B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

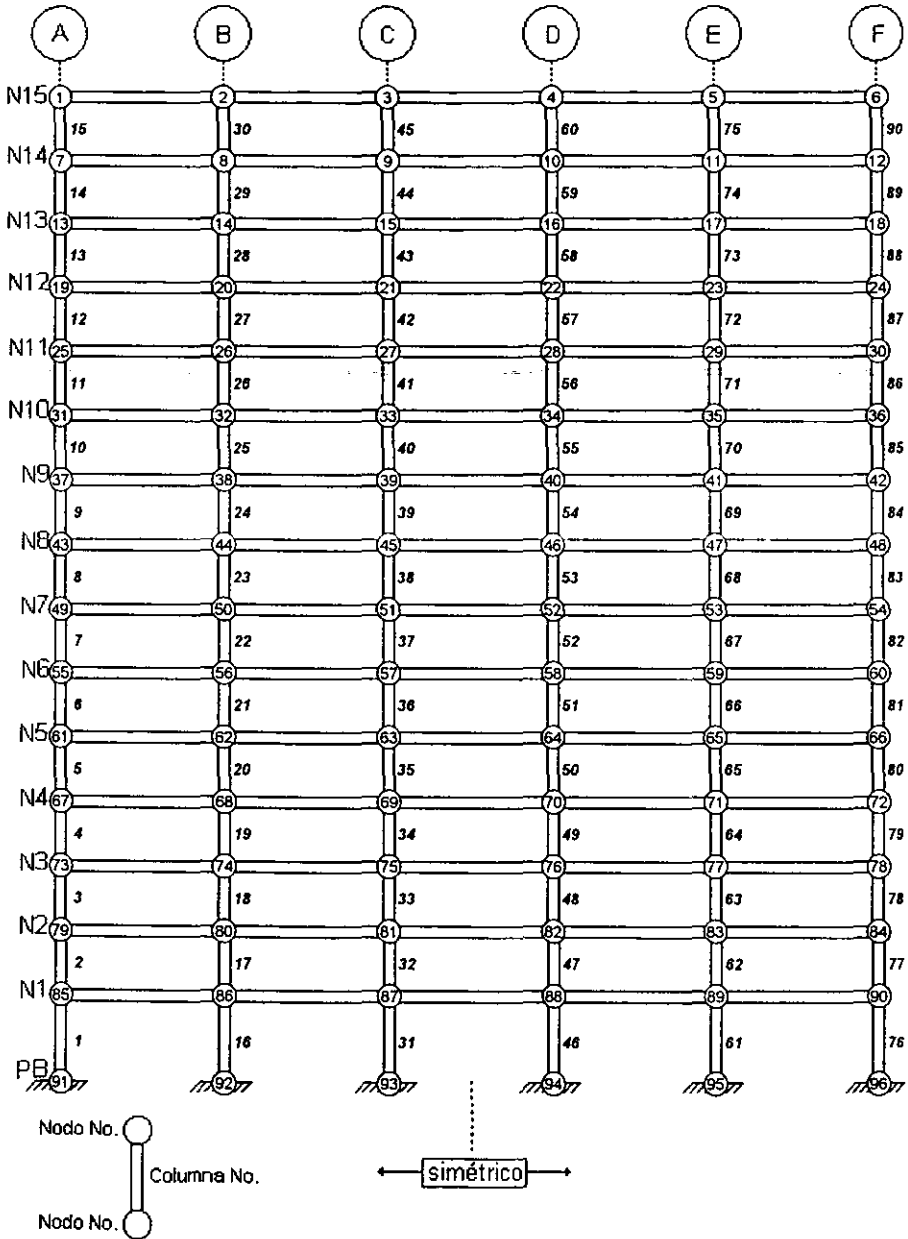


Fig. 3.5 Nodos y número de columnas, eje 2, casos A y B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

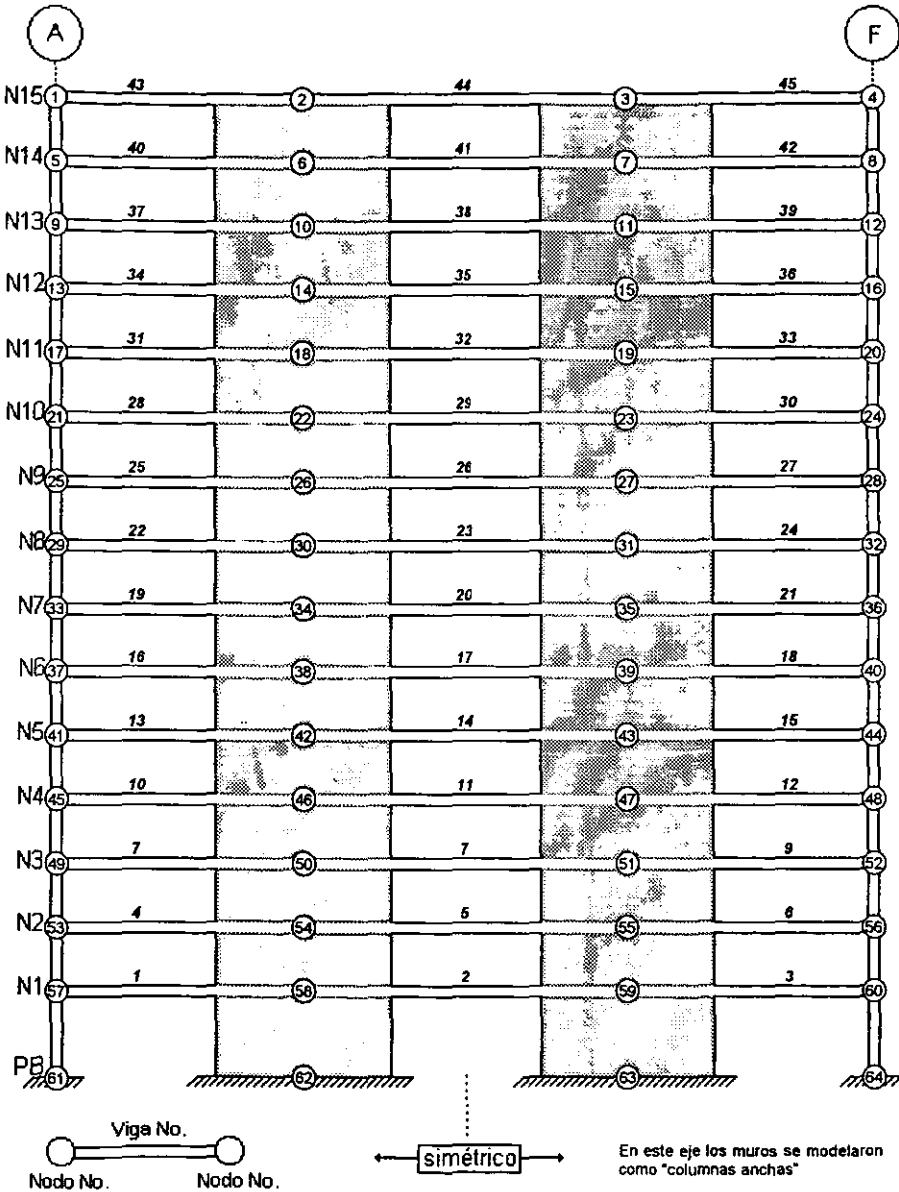


Fig. 3.6 Nodos y número de vigas, eje 1, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

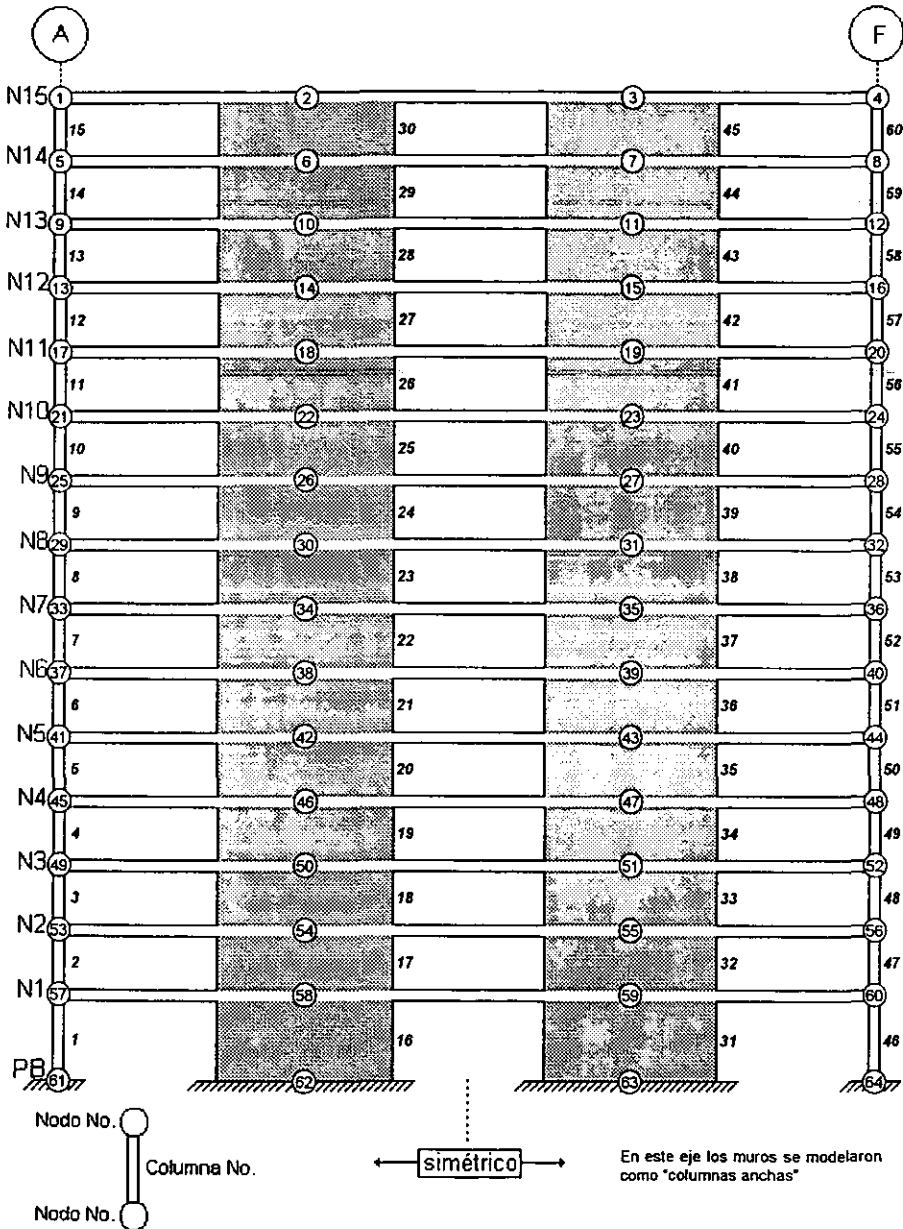


Fig. 3.7 Nodos y número de columnas y muros, eje 1, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

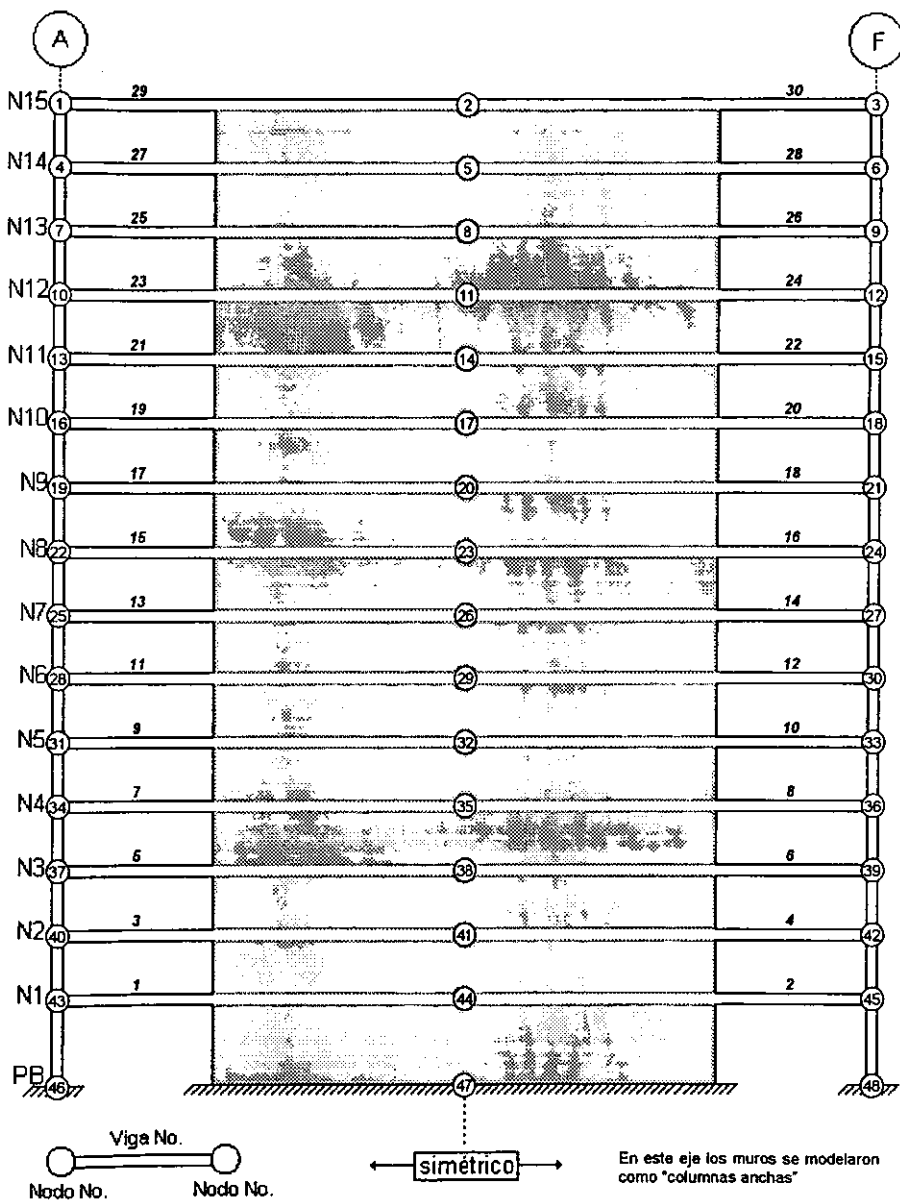


Fig. 3.8 Nodos y número de vigas, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

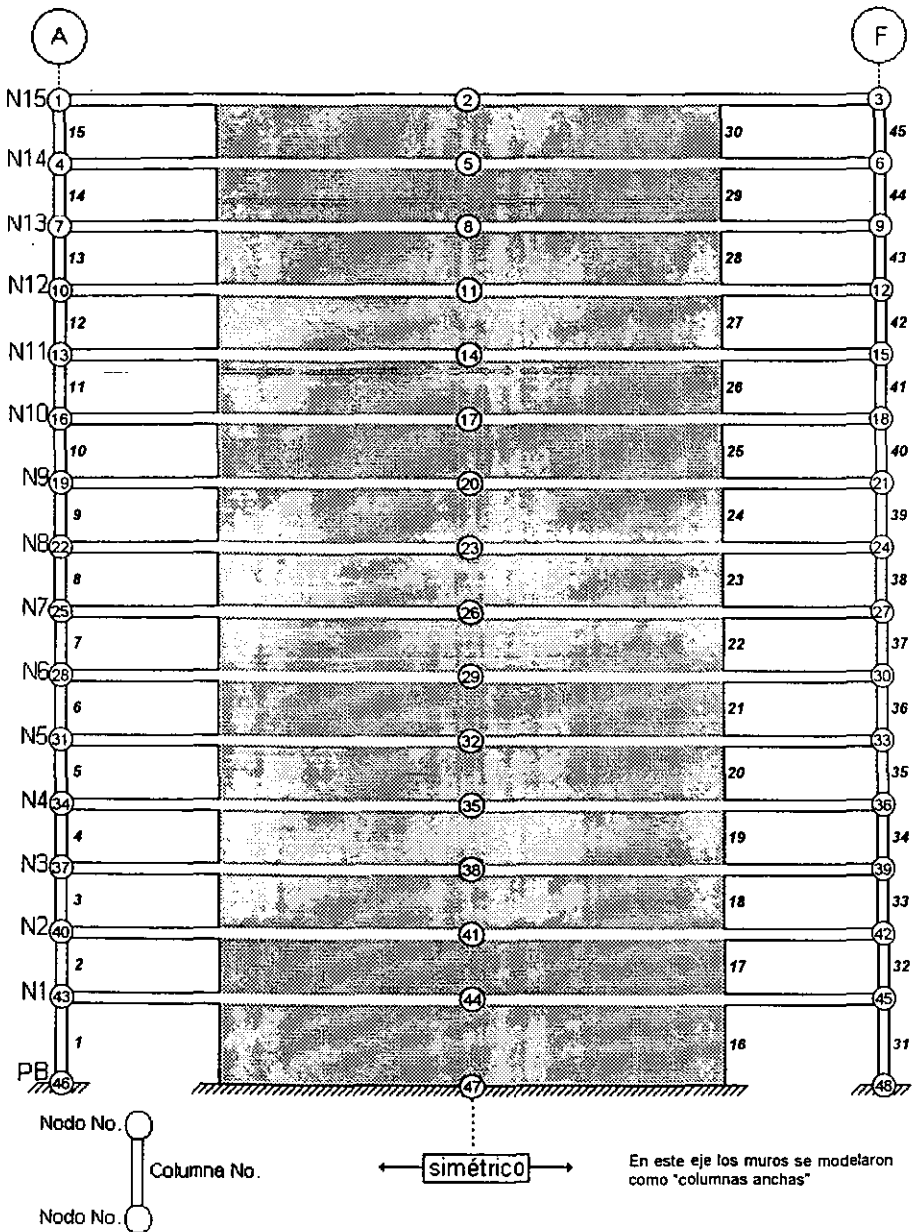


Fig. 3.9 Nodos y número de columnas y muros, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

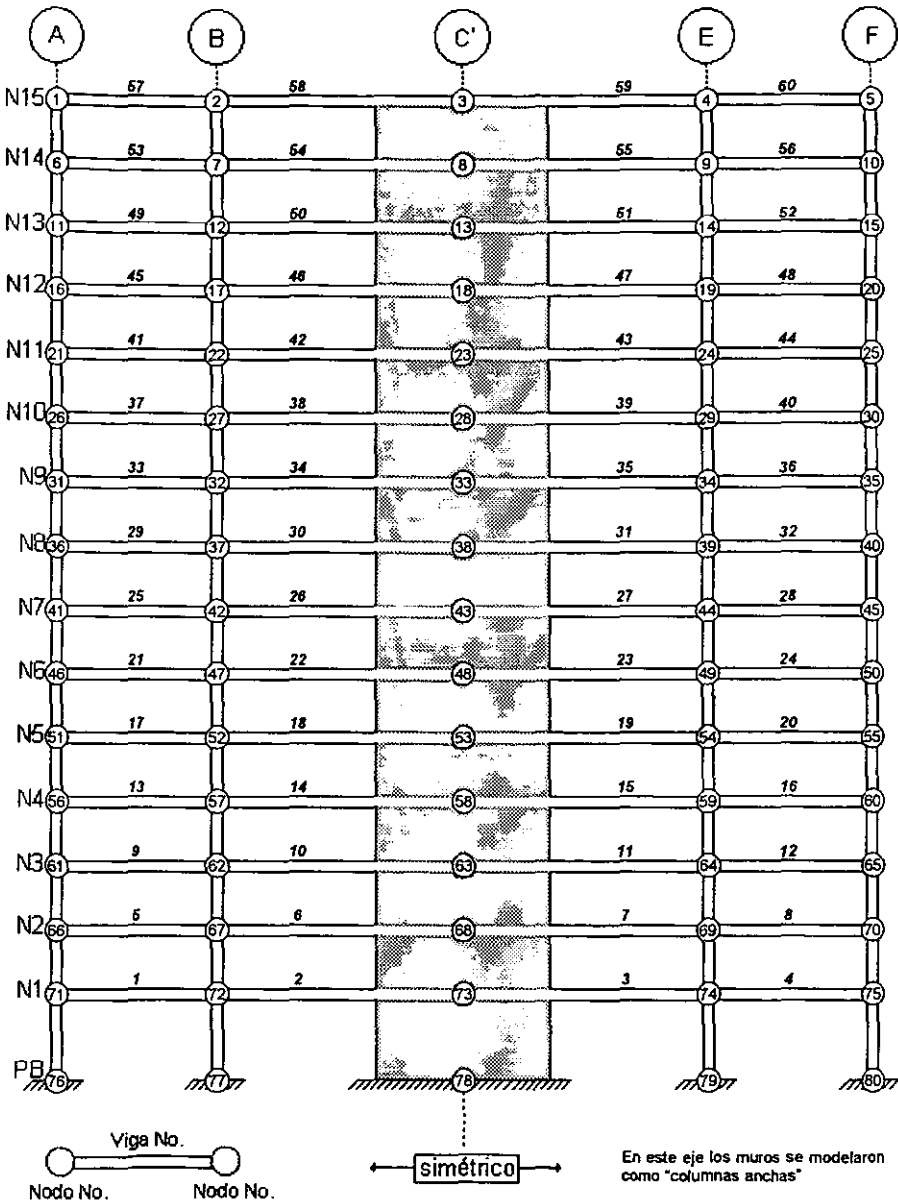


Fig. 3.10 Nodos y número de vigas, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

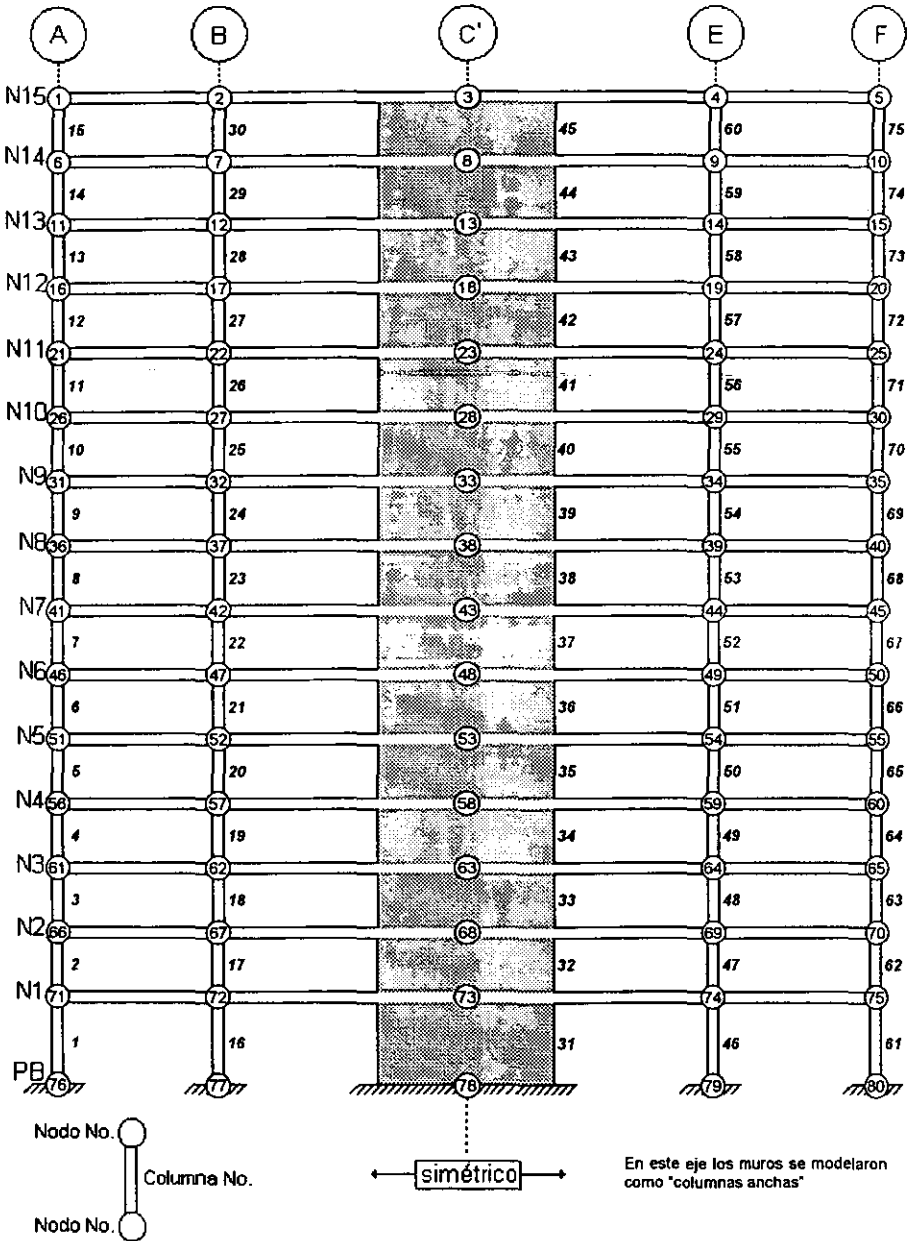


Fig. 3.11 Nodos y número de columnas y muros, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.1 Resistencias de vigas, eje 2, caso A

Resistencia	EJE 2	
	$M_{r(+)}(t-m)$	$M_{r(-)}(t-m)$
1	381.13	453.00
2	378.97	378.96
3	305.46	447.98
4	303.76	375.72
5	232.50	375.51
6	230.71	301.71
7	159.68	301.94
8	159.17	230.88
9	157.98	157.98

Tabla 3.2 Resistencias de columnas, eje 2, caso A

Resistencia	$M_{y(+)}(t-m)$	$M_{y(-)}(t-m)$	$P_{yc}(t)$	$P_{yt}(t)$	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
1	928.94	-928.94	4960.77	-2232.65	1.537	0.242
2	382.47	-382.47	3710.80	-982.97	2.224	0.324
3	340.80	-340.80	3262.21	-941.24	2.083	0.313
4	301.99	-301.99	3171.21	-846.71	2.210	0.323
5	303.64	-303.64	2852.27	-904.88	1.937	0.297
6	268.42	-268.42	2761.03	-812.86	2.049	0.309
7	222.22	-222.22	2636.93	-681.58	2.257	0.325
8	267.92	-267.92	2478.64	-870.19	1.796	0.279
9	236.24	-236.24	2386.98	-779.21	1.894	0.292
10	194.74	-194.74	2262.41	-650.27	2.077	0.310
11	159.97	-159.97	2161.74	-544.15	2.296	0.326
12	138.15	-138.15	1822.97	-518.19	2.088	0.309
13	114.62	-114.62	1743.98	-434.05	2.306	0.325
14	168.84	-168.84	1924.15	-621.17	1.899	0.291

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.3 Resistencias de vigas, ejes 1 y 2, caso B

Resistencia	EJE 1		EJE 2	
	$M_{r(+)}$ (t-m)	$M_{r(-)}$ (t-m)	$M_{r(+)}$ (t-m)	$M_{r(-)}$ (t-m)
1	58.68	58.68	58.68	58.68
2	59.11	84.63	59.11	84.63
3	59.29	109.69	59.29	109.69
4	84.40	109.67	59.72	132.91
5	90.94	129.38	90.94	129.38
6	128.71	165.95		

Tabla 3.4 Resistencias de columnas y muros, eje 1, caso B

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
1	557.39	-557.39	3381.75	-1770.06	1.394	0.206
2	12727.73	-12727.73	9810.97	-2713.60	1.944	0.471
3	449.70	-449.70	3200.19	-1586.93	1.437	0.217
4	9531.75	-9531.75	9141.19	-2014.00	2.291	0.504
5	326.18	-326.18	2658.06	-1048.04	1.658	0.259
6	8751.21	-8751.21	8977.73	-1843.70	2.414	0.512
7	242.39	-242.39	2174.86	-871.34	1.637	0.255
8	7735.14	-7735.14	8188.15	-1645.10	2.411	0.514
9	186.50	-186.50	1984.34	-682.09	1.825	0.283
10	6312.17	-6312.17	7888.31	-1332.90	2.747	0.533
11	5530.06	-5530.06	7725.51	-1162.60	3.006	0.544
12	94.27	-94.27	1409.86	-453.54	2.198	0.385
13	4668.19	-4668.19	7031.48	-992.20	3.093	0.549
14	64.22	-64.22	1097.84	-310.53	2.082	0.306
15	4605.01	-4605.01	6569.08	-992.40	2.857	0.543
16	81.58	-81.58	1177.39	-390.65	1.851	0.282
17	5374.32	-5374.32	6732.70	-1162.60	2.582	0.530

Resistencias de muros modelados como "columnas anchas"

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.4 Resistencias de columnas y muros, eje 1, caso B (continuación)

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
18	65.87	-65.87	947.73	-371.20	1.638	0.250
19	5309.49	-5309.49	6338.30	-1162.60	2.410	0.526
20	94.11	-94.11	1109.05	-530.89	1.439	0.210
21	6840.25	-6840.25	6664.73	-1503.20	2.082	0.498
22	284.80	-284.80	2322.06	-1016.51	1.541	0.237
23	159.57	-159.57	1682.79	-653.47	1.668	0.259
24	8639.88	-8639.88	8379.33	-1843.70	2.254	0.503
25	5450.87	-5450.87	7194.30	-1162.60	2.781	0.537

Tabla 3.5 Resistencias de columnas, eje 2, caso B

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
1	557.39	-557.39	3381.75	-1770.06	1.394	0.206
2	209.82	-209.82	2300.19	-692.13	2.008	0.303
3	267.92	-267.92	2478.63	-870.19	1.795	0.279
4	499.70	-499.70	3200.19	-1586.93	1.437	0.217
5	161.08	-161.08	2164.08	-546.39	2.297	0.327
6	195.46	-195.46	2263.59	-651.46	2.077	0.310
7	326.18	-326.18	2658.05	-1048.04	1.658	0.259
8	161.08	-161.08	2164.08	-546.39	2.297	0.327
9	242.39	-242.39	2174.86	-871.34	1.637	0.255
10	115.51	-115.51	1746.28	-436.03	2.307	0.326
11	169.59	-169.59	1925.23	-621.92	1.901	0.291
12	186.50	-186.50	1984.34	-682.09	1.825	0.283
13	97.89	-97.89	1443.21	-411.94	2.077	0.307
14	113.30	-113.30	1498.82	-469.52	1.936	0.293
15	64.22	-64.22	1097.84	-310.53	2.082	0.306
16	121.04	-121.04	1358.52	-570.86	1.569	0.239
17	98.77	-98.77	1256.72	-469.13	1.703	0.262
18	81.58	-81.58	1177.39	-390.65	1.851	0.282

* Resistencias de muros modelados como "columnas anchas"

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.5 Resistencias de columnas, eje 2, caso B (continuación)

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
19	147.80	-147.80	1485.46	-696.78	1.463	0.217
20	65.87	-65.87	947.73	-371.20	1.638	0.250
21	119.33	-119.33	1258.24	-681.05	1.338	0.183
22	97.72	-97.72	1130.56	-552.95	1.419	0.205
23	94.13	-94.13	1109.26	-531.04	1.439	0.210
24	134.91	-134.91	1351.62	-777.44	1.293	0.168
25	284.80	-284.80	2322.06	-1016.51	1.541	0.237
26	159.57	-159.57	1682.79	-653.47	1.668	0.259
27	139.29	-139.29	1825.21	-520.08	2.090	0.310
28	94.24	-94.24	1232.89	-445.39	1.739	0.267

Tabla 3.6 Resistencias de vigas, ejes 1 y 2, caso C

Resistencia	EJE 1		EJE 2	
	$M_{r(+)}$ (t-m)	$M_{r(-)}$ (t-m)	$M_{r(+)}$ (t-m)	$M_{r(-)}$ (t-m)
1	26.55	27.78	27.76	41.03
2	27.76	41.03	27.76	54.06
3	27.76	54.06	27.76	66.74

Tabla 3.7 Resistencias de columnas y muros, eje 1, caso C

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
1	104.92	-104.92	1168.82	-593.59	1.388	0.197
2	39852.74	-39852.74	30074.11	-3022.50	3.446	0.558
3	80.07	-80.07	1028.55	-450.99	1.520	0.228
4	32276.99	-32276.99	29405.13	-2441.20	4.101	0.570
5	43.20	-43.20	804.92	-214.96	2.173	0.313
6	31121.33	-31121.33	28603.97	-2384.40	4.091	0.588

* Resistencias de muros modelados como "columnas anchas"

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.7 Resistencias de columnas y muros, eje 1, caso C (continuación)

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
7	37.29	-37.29	787.47	-210.14	2.167	0.311
8	54.74	-54.74	877.18	-304.57	1.789	0.274
9	29343.18	-29343.18	29176.23	-2214.60	4.452	0.573

Tabla 3.8 Resistencias de columnas y muros, eje 2, caso C

Resistencia	$M_{y(+)}$ (t-m)	$M_{y(-)}$ (t-m)	P_{yc} (t)	P_{yt} (t)	$M_b/M_{y(+)}$	P_b/P_{yc}
1	104.92	-104.92	1168.82	-593.59	1.388	0.197
2	9424.92	-9424.92	11365.21	-2128.40	2.072	0.517
3	7400.44	-7400.44	10863.48	-1663.40	2.438	0.539
4	7584.06	-7584.06	10936.02	-1703.50	2.407	0.535
5	97.70	-97.70	1130.32	-552.71	1.420	0.205
6	76.20	-76.20	1003.50	-427.04	1.549	0.234
7	80.07	-80.07	1028.55	-450.99	1.520	0.228
8	51.48	-51.48	867.45	-290.36	1.828	0.277
9	43.20	-43.20	804.92	-214.96	2.173	0.313
10	37.29	-37.29	787.47	-210.14	2.167	0.311
11	54.74	-54.74	877.18	-304.57	1.789	0.274

* Resistencias de muros modelados como "columnas anchas"

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

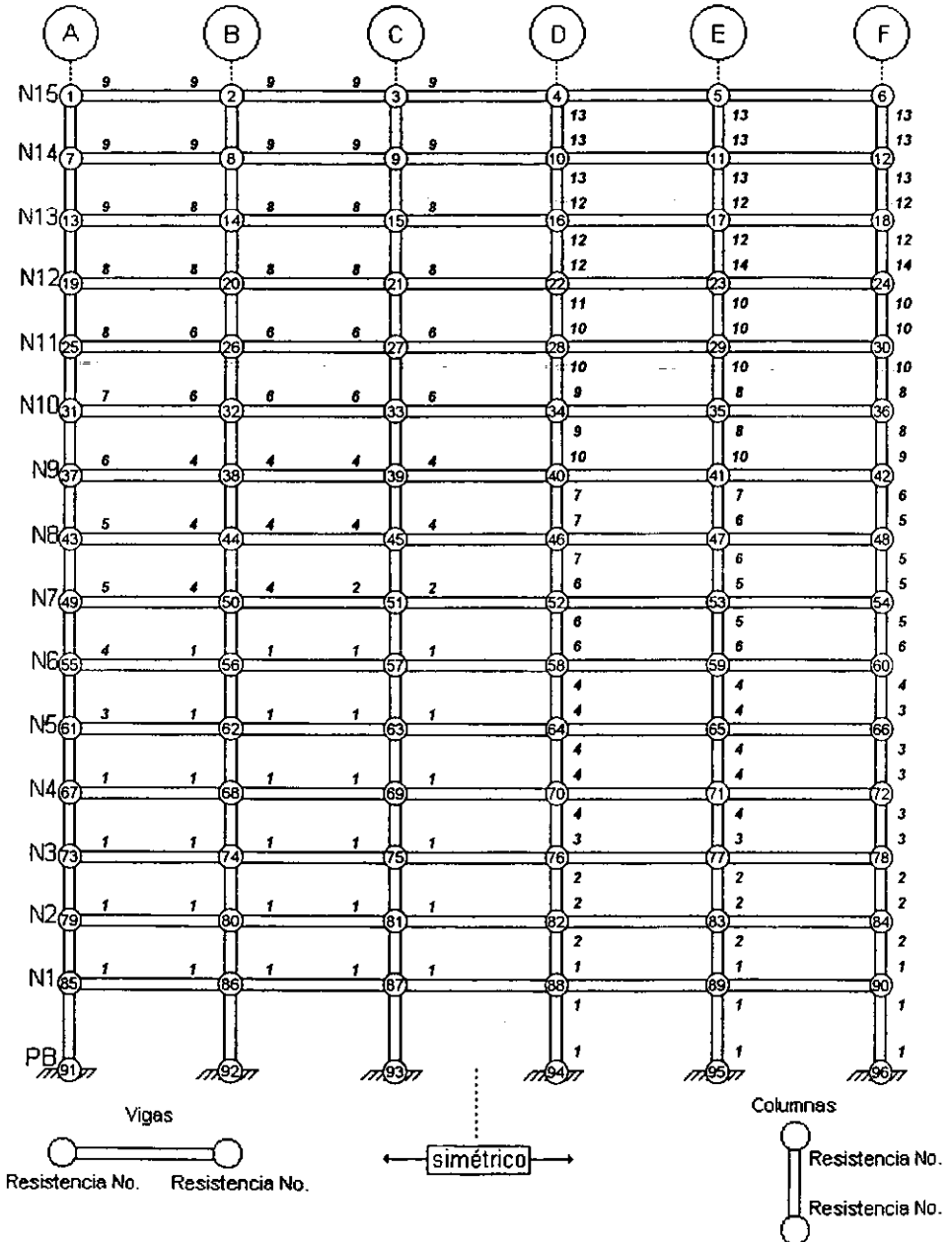
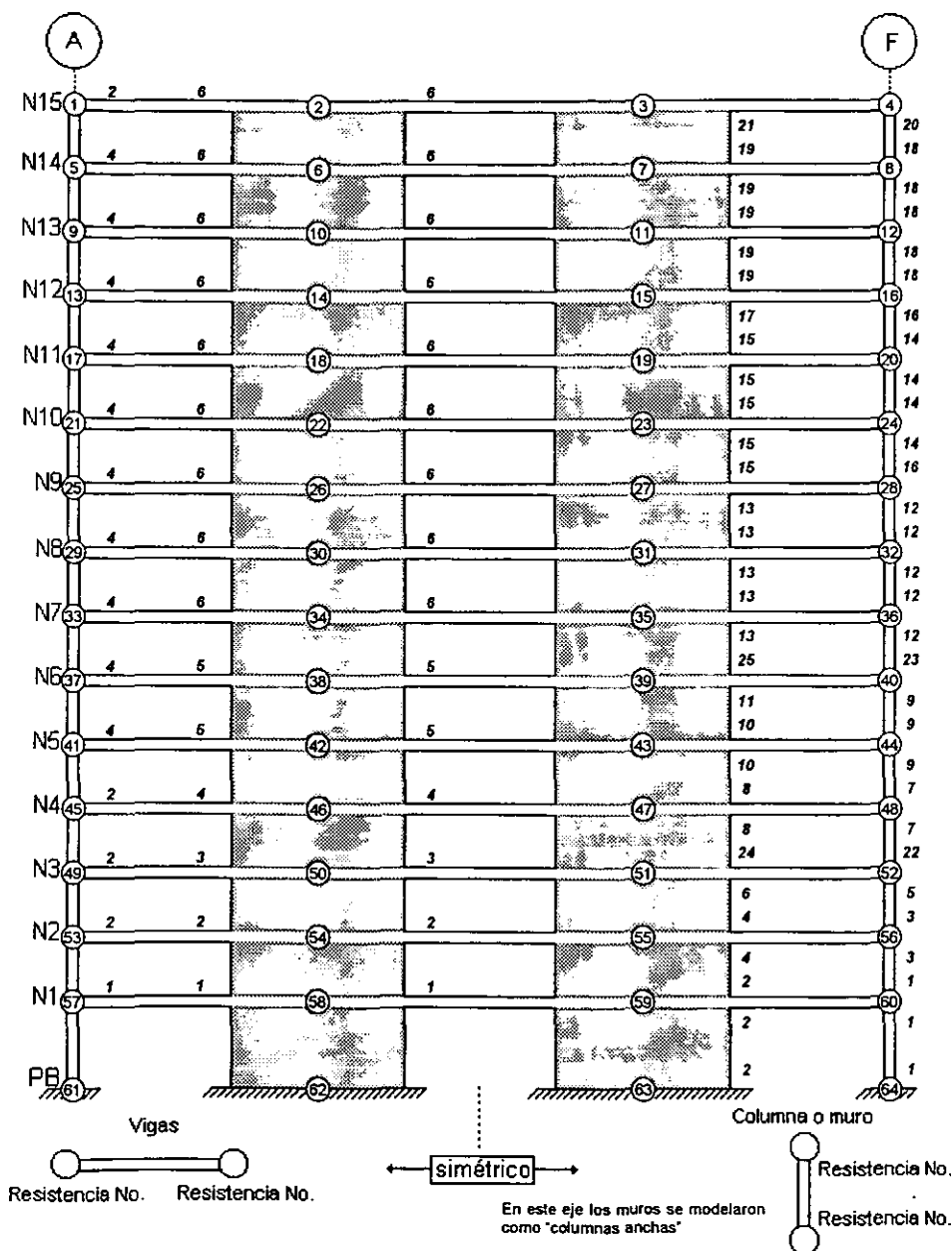


Fig. 3.12 Resistencias de vigas y columnas, eje 2, caso A

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS



3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

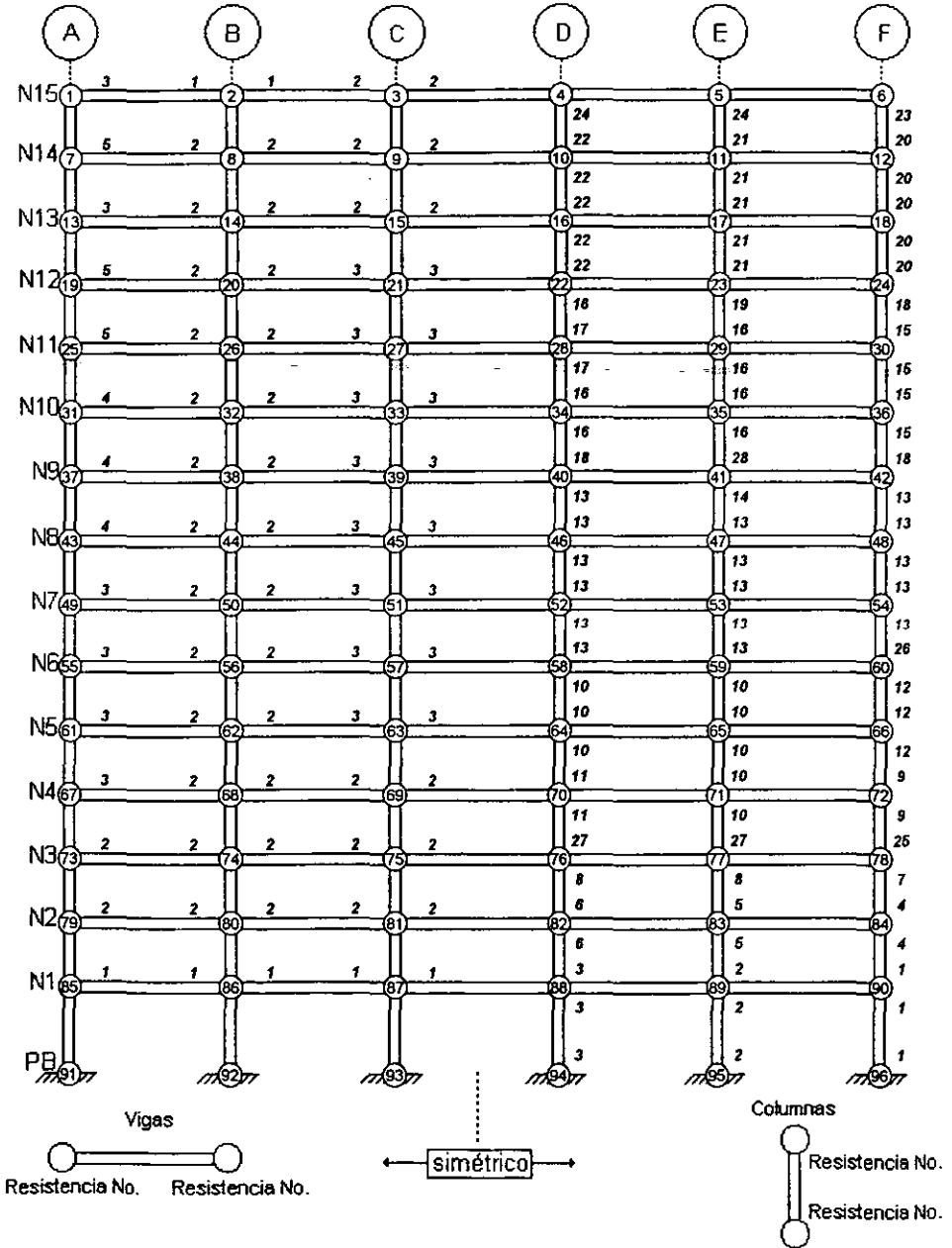


Fig. 3.14 Resistencias de vigas y columnas, eje 2, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

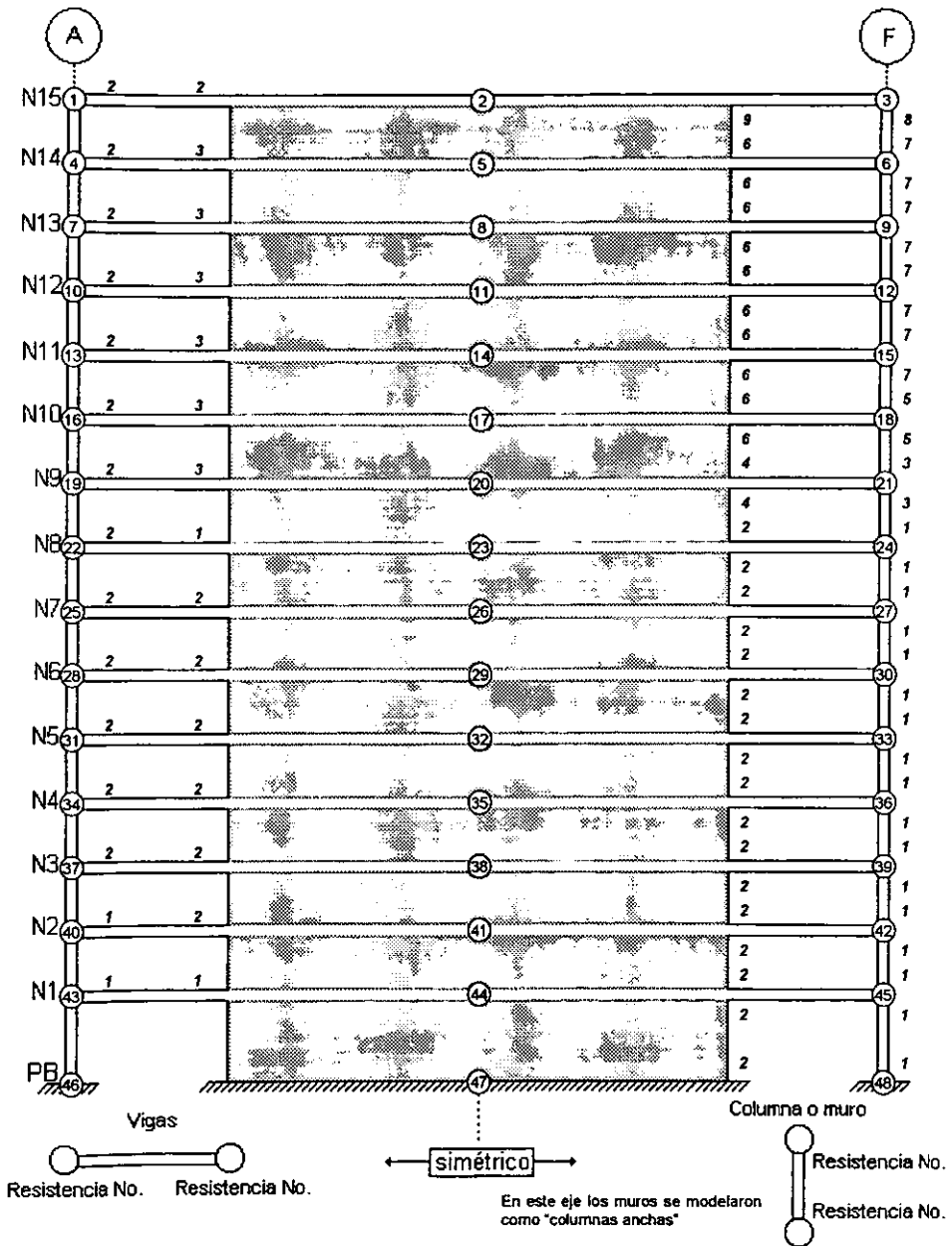


Fig. 3.15 Resistencias de vigas, columnas y muros, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

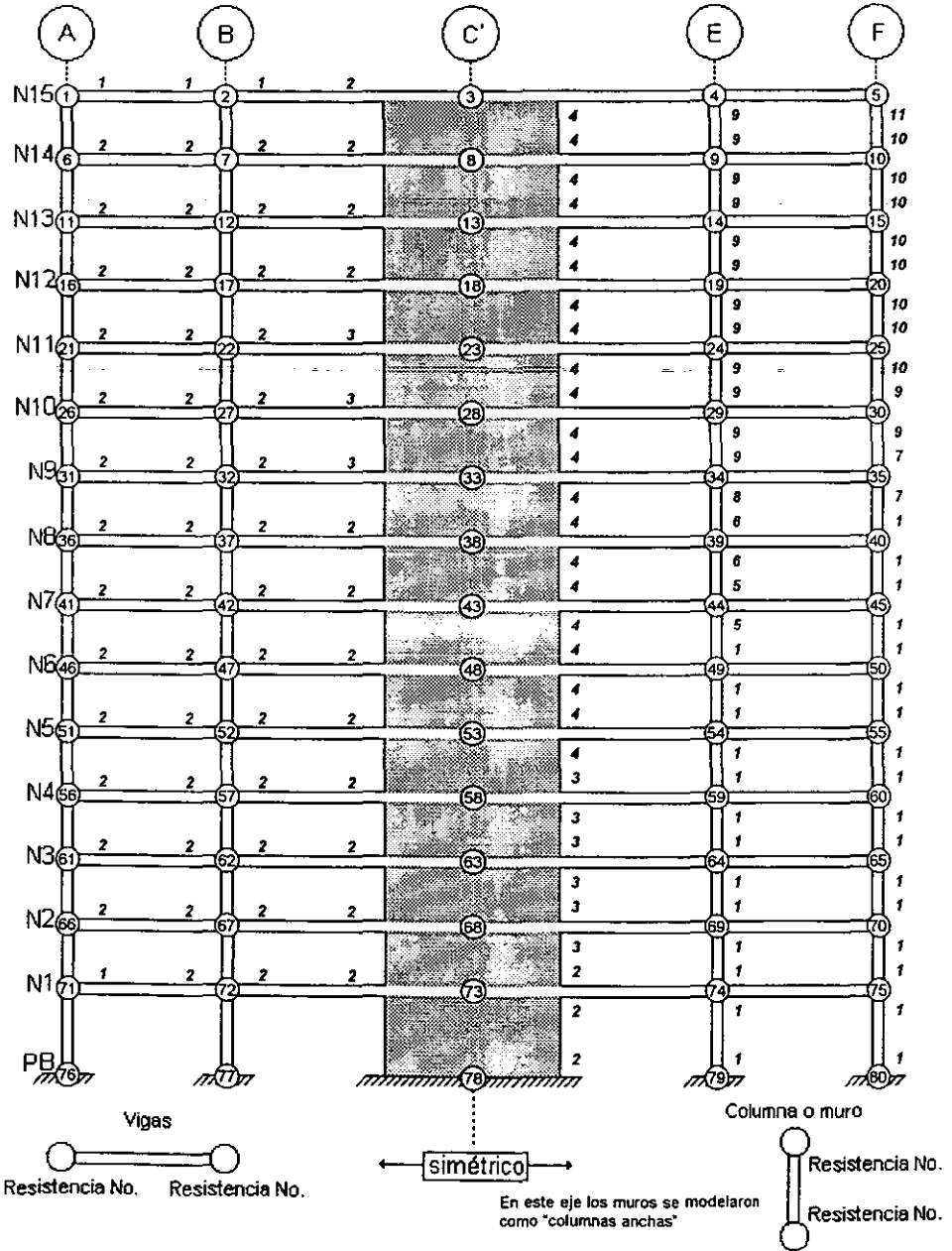


Fig. 3.16 Resistencias de vigas, columnas y muros, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

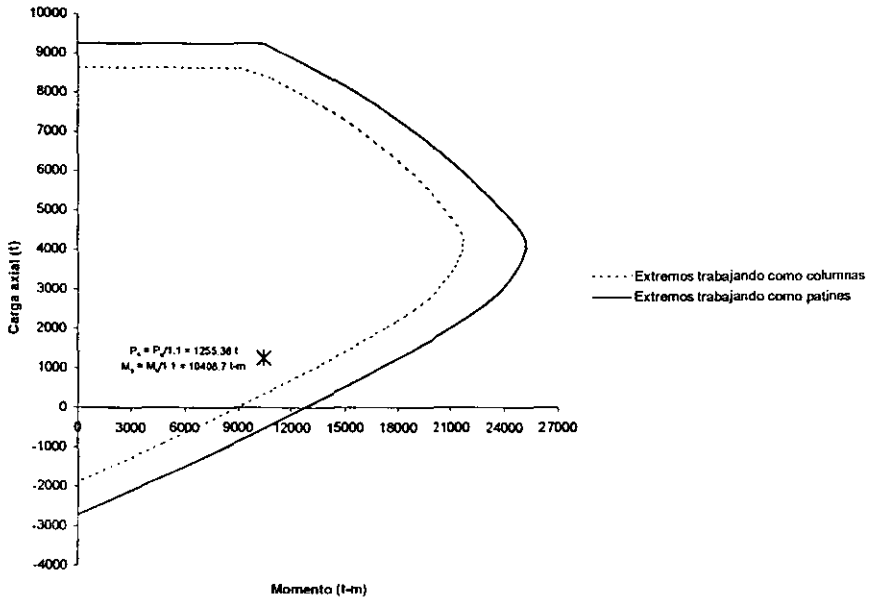


Fig. 3.17 Diagrama de interacción del muro 1, entrepiso PB-N1, eje 1, caso B

3.2.2 Pruebas de calibración

Con el propósito de que los ejes analizados con el programa DRAIN representaran adecuadamente el comportamiento tridimensional del edificio, se realizaron las siguientes pruebas de calibración:

- 1) Se verificó que los desplazamientos laterales estáticos del modelo ETABS tridimensional coincidieran con los del modelo DRAIN. Para esto fue necesario obtener las fuerzas laterales estáticas sumando los cortantes de las columnas y muros de cada entrepiso del eje analizado, de acuerdo a los resultados del análisis tridimensional (combinación de carga lateral estática en la dirección X de la estructura). Conocido el cortante total por entrepiso se obtuvo la fuerza sísmica de cada nivel, la cual se aplica al eje de interés modelado en el DRAIN. En las tablas 3.9 a 3.13 se muestran las comparaciones de los desplazamientos laterales del modelo ETABS tridimensional y DRAIN de cada uno de los ejes analizados. En dichas tablas se puede observar que los desplazamientos son bastante similares.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.9 Comparación de los desplazamientos horizontales de los modelos ETABS tridimensional y DRAIN, eje 2, caso A

Desplazamientos laterales (cm)		
Nivel	ETABS tridimensional estático	DRAIN estático
N15	10.26	9.67
N14	10.02	9.47
N13	9.66	9.16
N12	9.18	8.74
N11	8.65	8.26
N10	8.93	7.69
N9	7.33	7.04
N8	6.61	6.36
N7	5.84	5.63
N6	5.03	4.86
N5	4.22	4.08
N4	3.39	3.27
N3	2.54	2.45
N2	1.72	1.65
N1	0.92	0.86
PB	0.00	0.00

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.10 Comparación de los desplazamientos horizontales de los modelos ETABS tridimensional y DRAIN, eje 1, caso B

Desplazamientos laterales (cm)		
Nivel	ETABS tridimensional estático	DRAIN estático
N15	11.05	11.19
N14	10.26	10.36
N13	9.45	9.51
N12	8.61	8.63
N11	7.75	7.74
N10	6.87	6.84
N9	5.99	5.94
N8	5.12	5.06
N7	4.26	4.19
N6	3.44	3.37
N5	2.66	2.59
N4	1.94	1.89
N3	1.31	1.27
N2	0.77	0.75
N1	0.34	0.34
PB	0.00	0.00

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.11 Comparación de los desplazamientos horizontales de los modelos ETABS tridimensional y DRAIN, eje 2, caso B

Desplazamientos laterales (cm)		
Nivel	ETABS tridimensional estático	DRAIN estático
N15	11.05	12.04
N14	10.26	11.18
N13	9.45	10.28
N12	8.61	9.36
N11	7.75	8.42
N10	6.87	7.46
N9	5.99	6.50
N8	5.12	5.54
N7	4.26	4.61
N6	3.44	3.71
N5	2.66	2.87
N4	1.94	2.10
N3	1.31	1.40
N2	0.77	0.82
N1	0.34	0.36
PB	0.00	0.00

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.12 Comparación de los desplazamientos horizontales de los modelos ETABS tridimensional y DRAIN, eje 1, caso C

Desplazamientos laterales (cm)		
Nivel	ETABS tridimensional estático	DRAIN estático
N15	3.20	3.20
N14	2.98	2.96
N13	2.74	2.71
N12	2.50	2.46
N11	2.26	2.21
N10	2.01	1.96
N9	1.76	1.71
N8	1.51	1.46
N7	1.27	1.22
N6	1.03	0.99
N5	0.81	0.77
N4	0.60	0.57
N3	0.41	0.39
N2	0.25	0.24
N1	0.12	0.11
PB	0.00	0.00

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Tabla 3.13 Comparación de los desplazamientos horizontales de los modelos ETABS tridimensional y DRAIN, eje 2, caso C

Desplazamientos laterales (cm)		
Nivel	ETABS tridimensional estático	DRAIN estático
N15	3.20	3.21
N14	2.98	2.98
N13	2.74	2.74
N12	2.50	2.50
N11	2.26	2.26
N10	2.01	2.01
N9	1.76	1.76
N8	1.51	1.51
N7	1.27	1.27
N6	1.03	1.03
N5	0.81	0.81
N4	0.60	0.60
N3	0.41	0.41
N2	0.25	0.25
N1	0.12	0.12
PB	0.00	0.00

- 2) Se verificó, realizando varias pruebas, que los elementos mecánicos por carga vertical (cargas muertas y vivas) y por carga lateral (análisis estático) coincidieran en los modelos ETABS tridimensional y DRAIN.

Con base en lo anterior, se tiene la seguridad de estar representando adecuadamente el comportamiento tridimensional de la estructura al modelar en el DRAIN los ejes de interés para los casos A, B y C.

3.3 Respuestas sísmicas inelásticas

A continuación, se presentan las respuestas de los análisis sísmicos inelásticos paso a paso, realizados con el programa DRAIN, para cada uno de los ejes planos de interés de los casos A, B y C, descritos previamente.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

3.3.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

En las figuras 3.18 a 3.22 se presentan las envolventes de los desplazamientos laterales para cada uno de los ejes de estudio de los casos A, B y C. Se hace una comparación de los resultados elásticos e inelásticos (realizados con el programa DRAIN) contra los resultados del análisis dinámico modal espectral (realizado con el programa ETABS). Es importante mencionar que los análisis elásticos con el DRAIN se llevan a cabo dando resistencias muy grandes a los miembros estructurales.

En general, los desplazamientos dinámicos (ETABS) son mayores que los desplazamientos inelásticos y elásticos (DRAIN).

Para el eje 2 del caso A, los desplazamientos del DRAIN inelástico resultan iguales a los del DRAIN elástico, lo cual indica que no hay excursionamiento en el rango no lineal.

Para los ejes 1 y 2 del caso B, se tiene que los desplazamientos del DRAIN inelástico resultan prácticamente iguales a los del DRAIN elástico.

Para el eje 1 del caso C sí se presenta una diferencia entre los desplazamientos del DRAIN inelástico y los del DRAIN elástico, lo que demuestra que para este eje se tiene excursionamiento en el rango no lineal. Para el eje 2 del mismo caso los desplazamientos del DRAIN, elástico e inelástico, son prácticamente iguales.

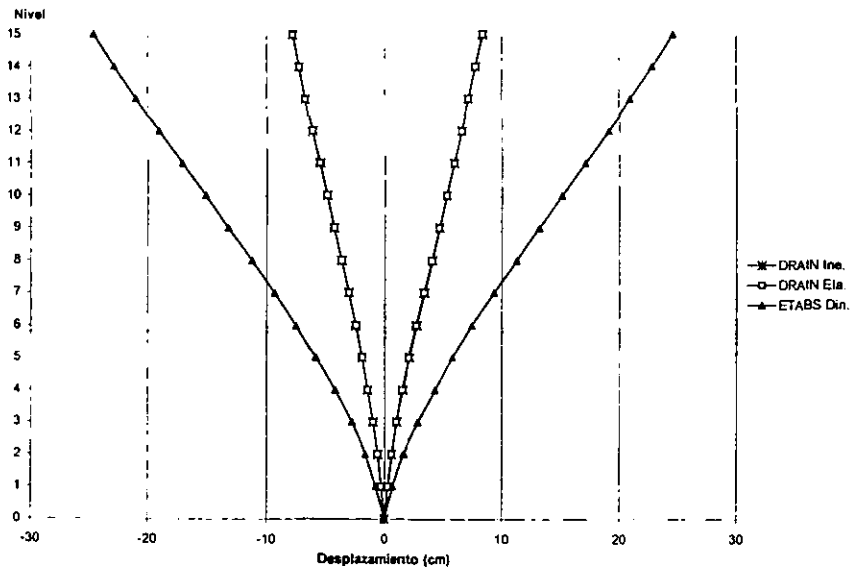
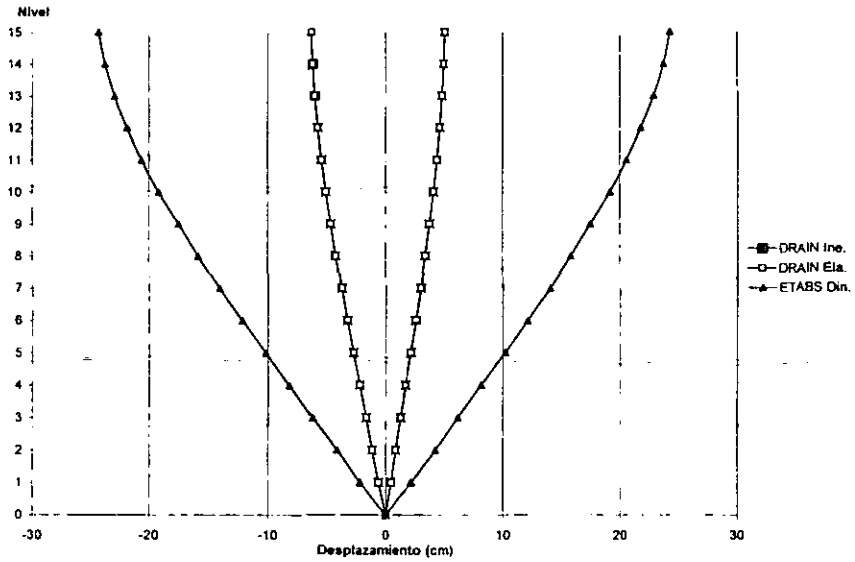
En las figuras 3.23 a 3.27 se presentan las historias de desplazamientos de azotea de los análisis paso a paso elástico e inelástico para los ejes de interés de los casos A, B y C.

En el eje 2 del caso A (sin muros), las respuestas elástica e inelástica son iguales. El desplazamiento mayor es de -6.3 cm y ocurre alrededor de los 33 segundos.

En el eje 1 del caso B (con muros) existe apenas una diferencia muy pequeña entre las respuestas elástica e inelástica; mientras que para el eje 2 (sin muros) del mismo caso, la diferencia es imperceptible. El desplazamiento mayor (elástico e inelástico) se tiene en el eje 1 con un valor de 8.4 cm y ocurre alrededor de los 28 segundos.

En el eje 1 del caso C se presenta comportamiento inelástico; mientras que para el eje 2, las respuestas elástica e inelástica son exactamente iguales. El mayor desplazamiento se presenta en el eje 1, es inelástico, con un valor de -3.1 cm y ocurre alrededor de los 35 segundos.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS



3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

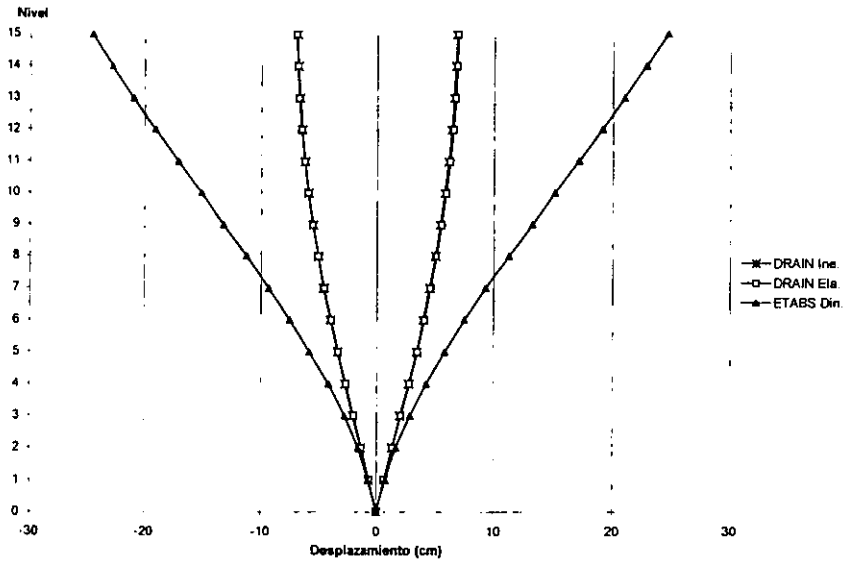


Fig. 3.20 desplazamientos horizontales máximos, eje 2, caso B

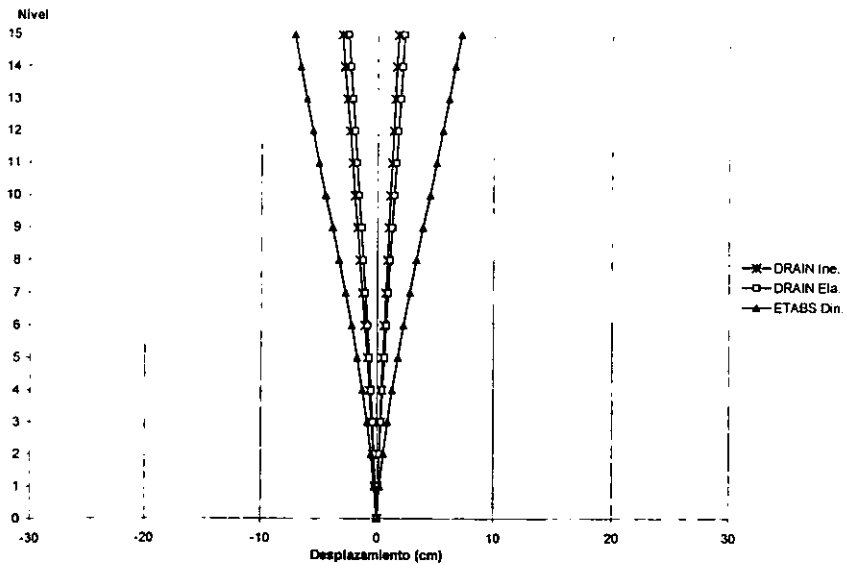


Fig. 3.21 Desplazamientos horizontales máximos, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

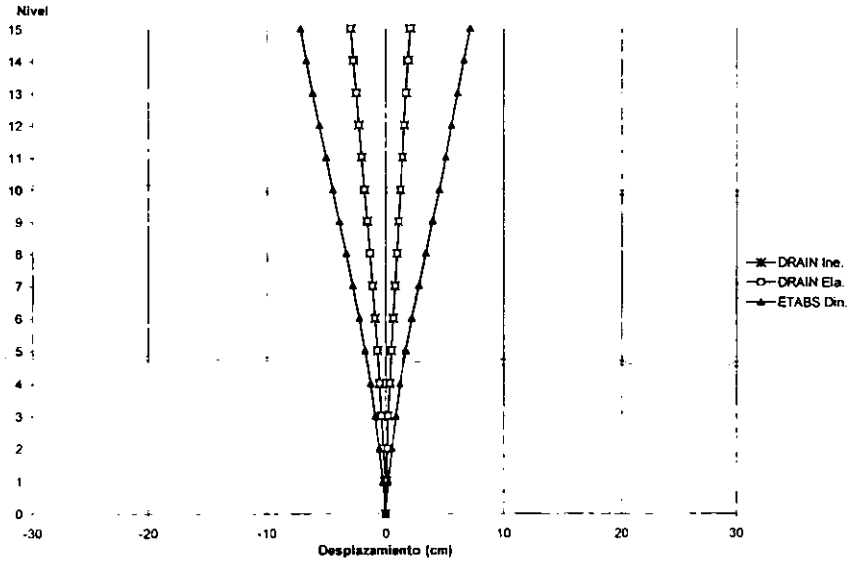


Fig. 3.22 Desplazamientos horizontales máximos, eje 2, caso C

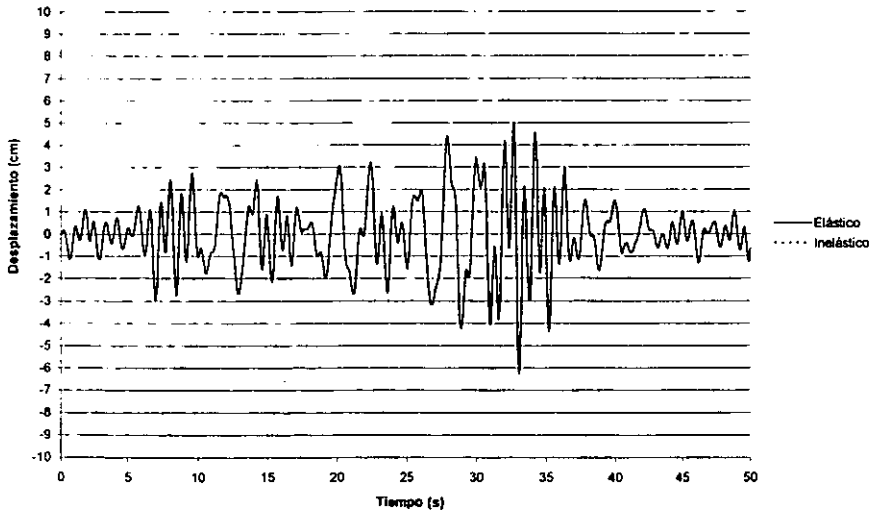


Fig. 3.23 Historias de desplazamientos de azotea, eje 2, caso A

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

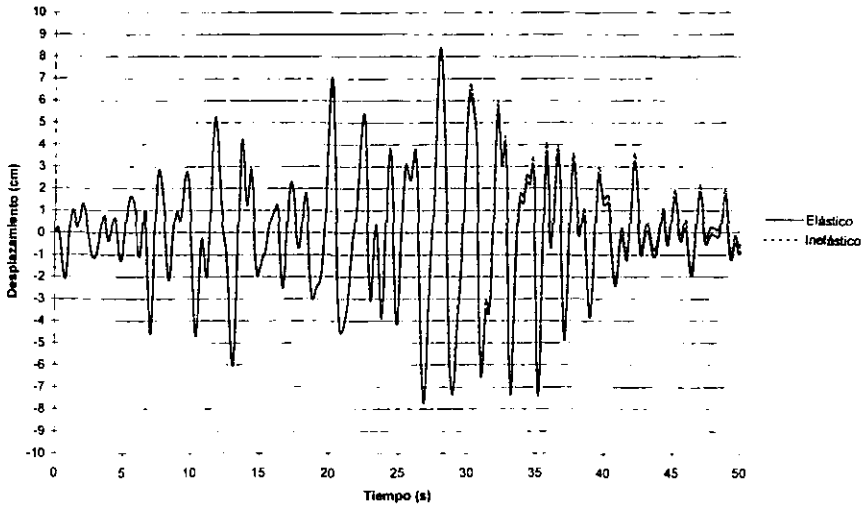


Fig. 3.24 Historias de desplazamientos de azotea, eje 1, caso B

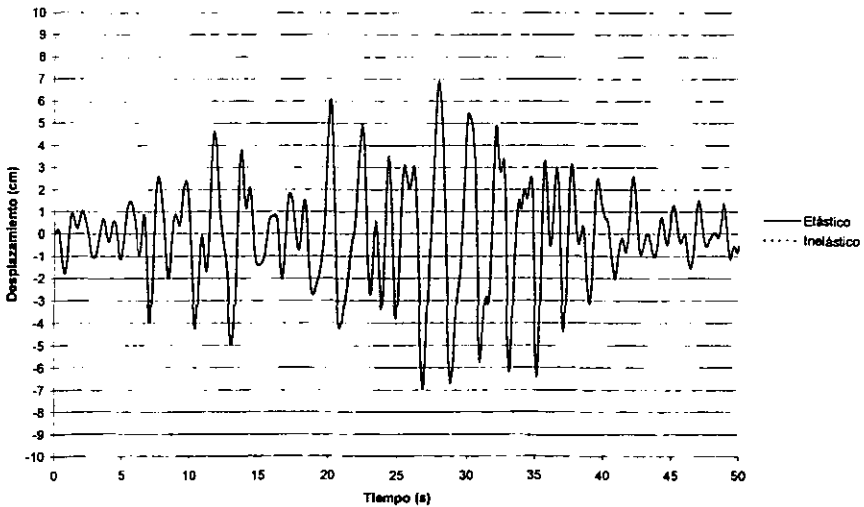


Fig. 3.25 Historias de desplazamientos de azotea, eje 2, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

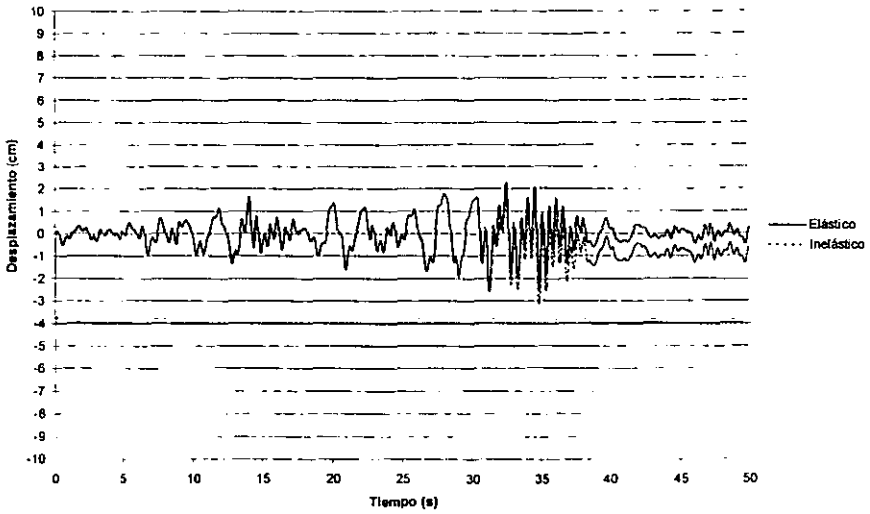


Fig. 3.26 Historias de desplazamientos de azotea, eje 1, caso C

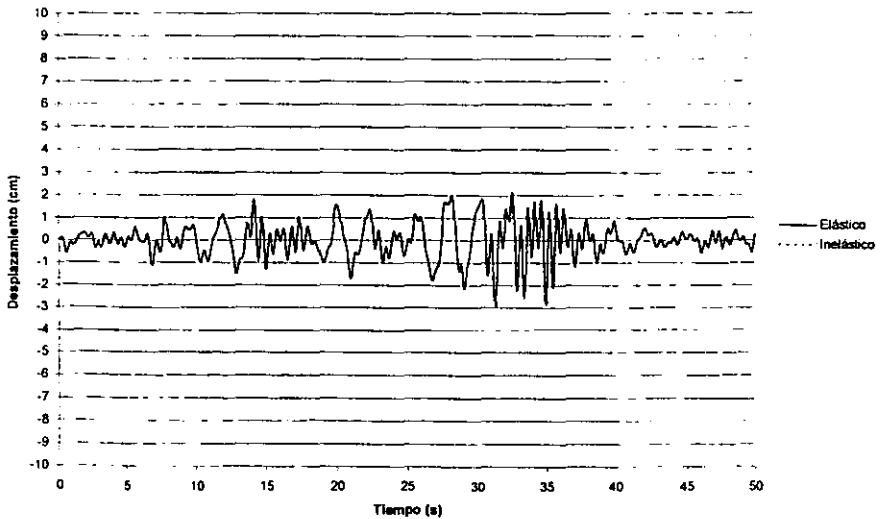


Fig. 3.27 Historias de desplazamientos de azotea, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

3.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

En las figuras 3.28 a 3.32 se presentan las relaciones Δ_r/h_i calculadas a partir de los desplazamientos laterales máximos obtenidos tanto del análisis paso a paso elástico e inelástico (DRAIN) como del análisis dinámico modal espectral (ETABS). Se realiza una comparación entre los valores obtenidos y el valor permisible de diseño de 0.006

En todos los ejes de los tres casos analizados las relaciones Δ_r/h_i del ETABS resultaron mayores que las correspondientes al DRAIN, pero ambas son menores que el valor permisible de diseño.

Para el eje 2 del caso A, las relaciones Δ_r/h_i del DRAIN inelástico resultan iguales a las del DRAIN elástico.

Para los ejes 1 y 2 del caso B, se tiene que las relaciones Δ_r/h_i del DRAIN inelástico y las correspondientes al DRAIN elástico presentan una diferencia mínima, de tal manera que se pueden considerar como prácticamente iguales. El patrón de comportamiento de la gráfica del eje 1 (figura 3.29) es diferente al de la gráfica del eje 2 (figura 3.30), lo que muestra la influencia de la rigidez de los muros en el eje 1.

Para el eje 1 del caso C se presenta una diferencia entre las relaciones Δ_r/h_i del DRAIN inelástico y las del DRAIN elástico. Para el eje 2 del mismo caso las relaciones Δ_r/h_i del DRAIN, elástico e inelástico, son prácticamente iguales. En las gráficas para dichos ejes (figuras 3.31 y 3.32) se aprecia un patrón de comportamiento más o menos similar debido a que en ambos se tiene la presencia de muros.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

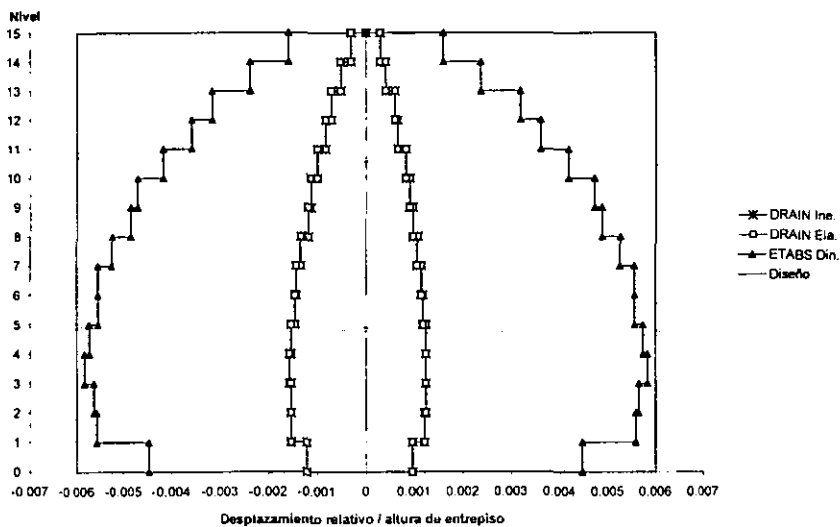


Fig. 3.28 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 2, caso A

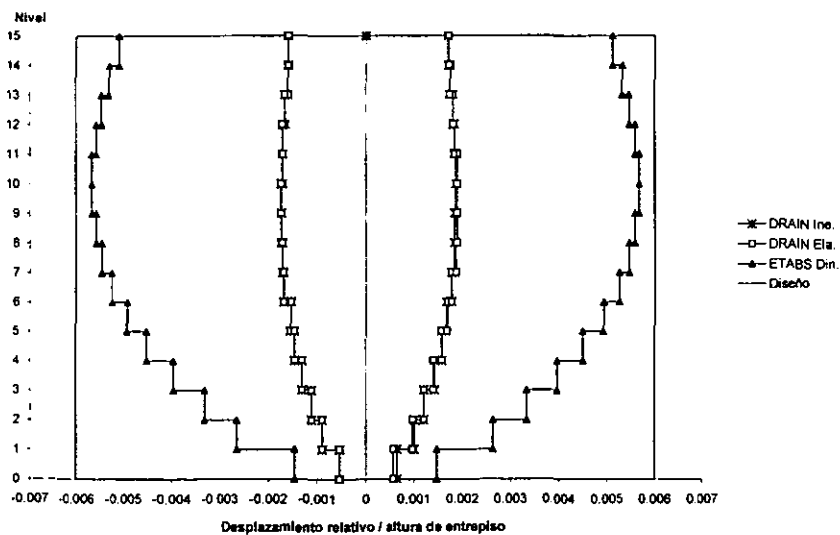


Fig. 3.29 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 1, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

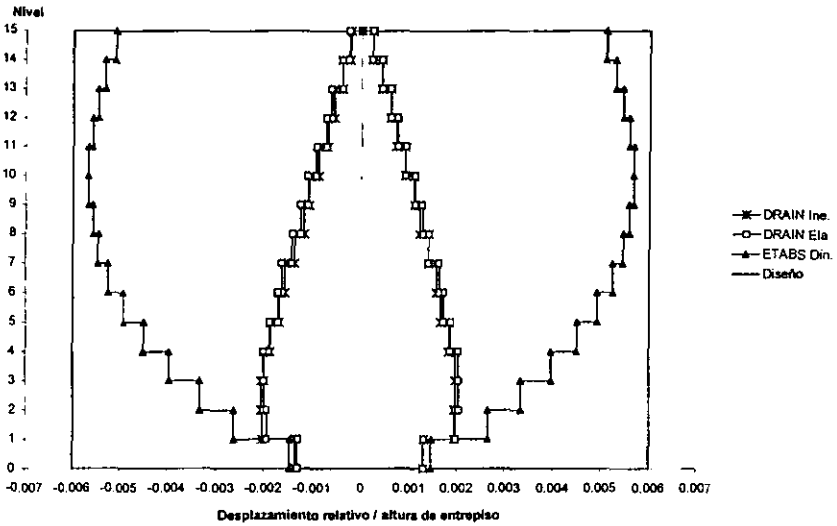


Fig. 3.30 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 2, caso B

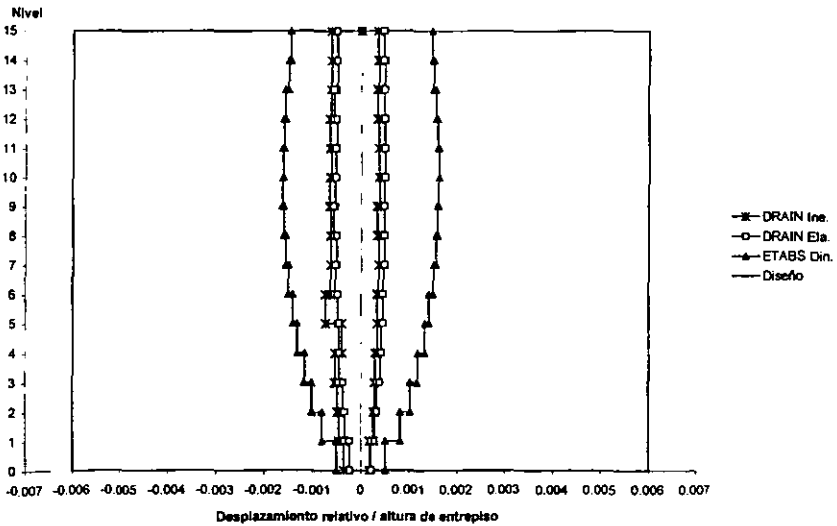


Fig. 3.31 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

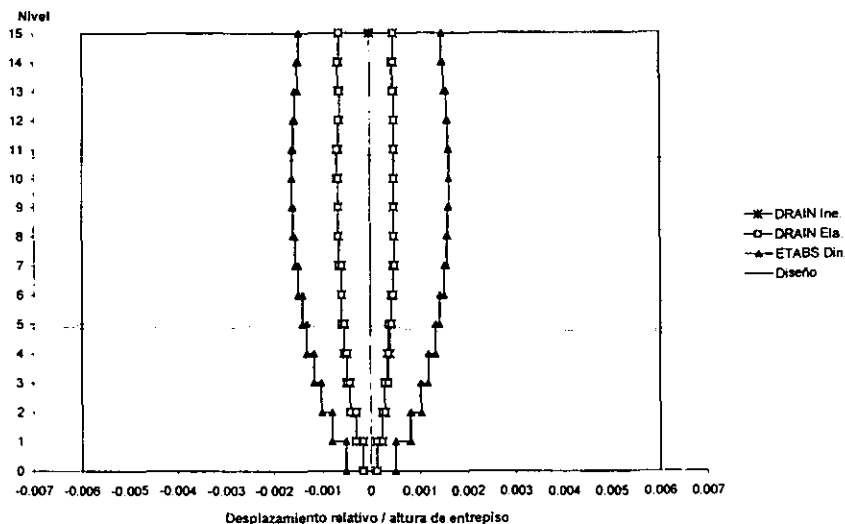


Fig. 3.32 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, eje 2, caso C

3.3.3 Historias de coeficientes sísmicos

Los coeficientes sísmicos presentados son el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en todas las columnas y muros de planta baja, registradas en un tiempo t_i , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

En las figuras 3.33 a 3.37 se presentan las historias de los coeficientes sísmicos de los ejes analizados, para los casos A, B y C.

Para el eje 2 del caso A, los coeficientes sísmicos del análisis elástico resultan iguales a los del análisis inelástico debido a que no hay excursionamiento en el rango no lineal.

Para los ejes 1 y 2 del caso B, las respuestas elástica e inelástica son prácticamente iguales. Los valores de los coeficientes sísmicos son similares entre ambos ejes.

Para el eje 1 del caso C, apenas se aprecia una diferencia demasiado pequeña entre los coeficientes sísmicos del análisis elástico y los correspondientes al análisis inelástico; para el eje 2, los coeficientes sísmicos elásticos e inelásticos son prácticamente iguales. La respuesta, para ambos ejes, es muy similar.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

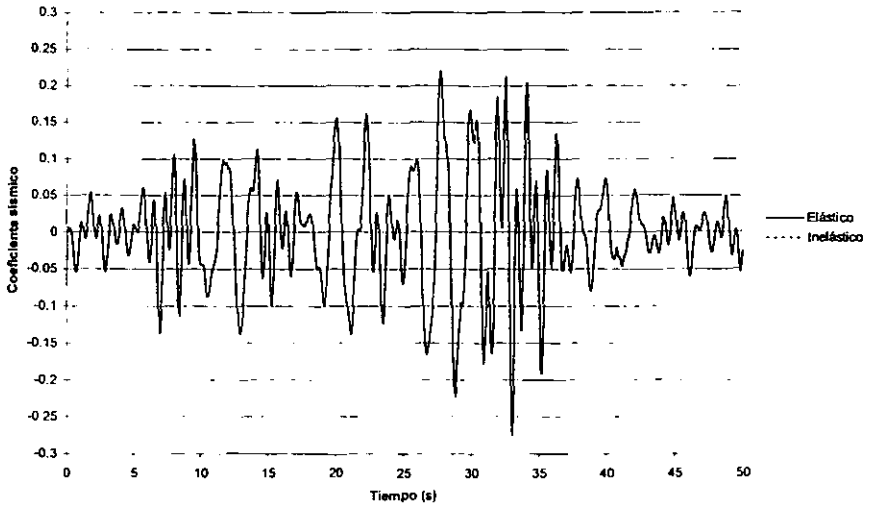


Fig. 3.33 Historias de coeficientes sísmicos, eje 2, caso A

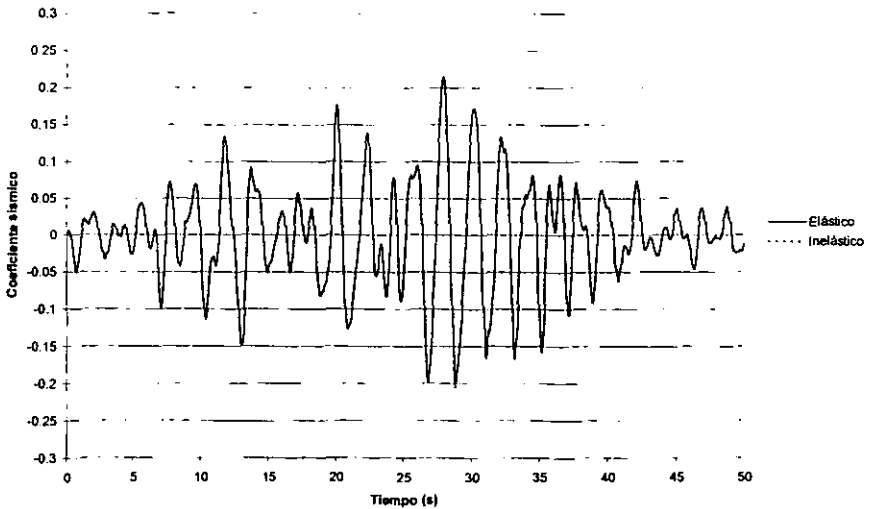


Fig. 3.34 Historias de coeficientes sísmicos, eje 1, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

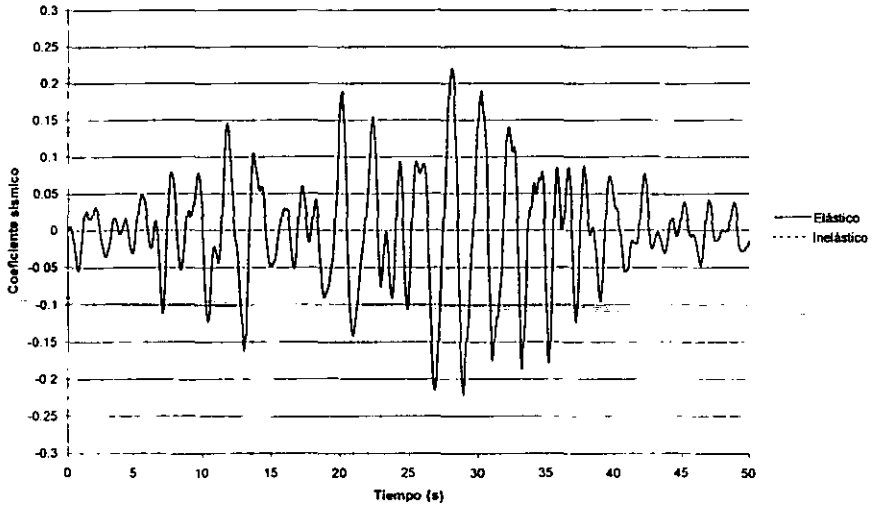


Fig. 3.35 Historias de coeficientes sísmicos, eje 2, caso B

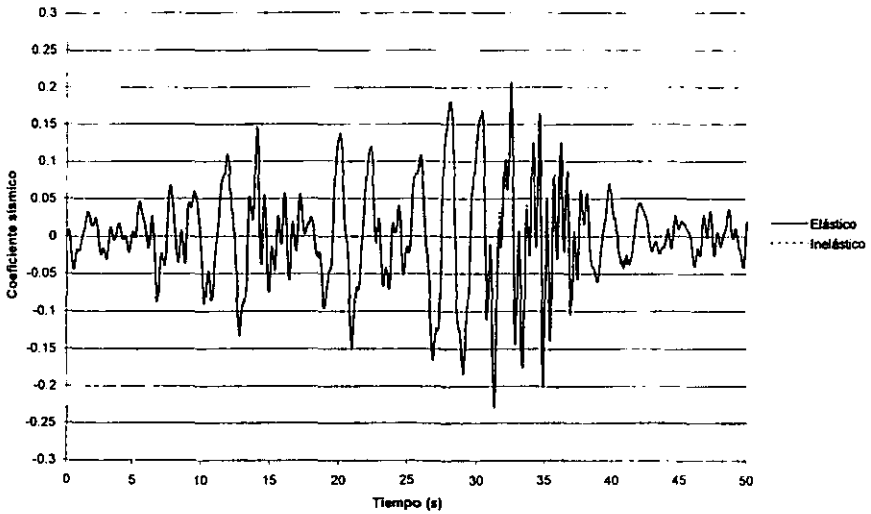


Fig. 3.36 Historias de coeficientes sísmicos, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

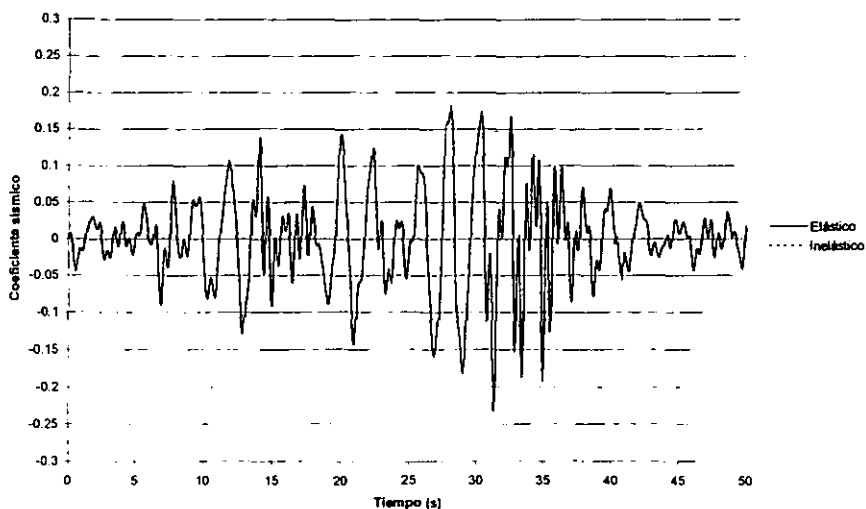


Fig. 3.37 Historias de coeficientes sísmicos, eje 2, caso C

3.3.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figuras 3.38 a 3.47 presentan las relaciones de fuerza cortante actuando en la base del eje contra el desplazamiento lateral de azotea, tanto para análisis elástico como inelástico.

Para el eje 2 del caso A, los resultados del análisis elástico (con resistencias muy grandes) son iguales a los resultados del análisis inelástico, lo anterior, indica que no hay excursionamiento en el rango inelástico, y se verifica porque los resultados tienden a agruparse en una línea recta inclinada. El eje presenta desplazamientos máximos del orden de -6.3 y 5 cm, y fuerzas cortantes basales máximas de -993 y 795 t.

Para los ejes 1 y 2 del caso B, las respuestas elástica e inelástica resultan prácticamente iguales. En el eje 1, análisis elástico, se tienen desplazamientos máximos de -7.8 y 8.4 cm, y fuerzas cortantes máximas de -1465 y 1605 t; con el análisis inelástico, se tienen también desplazamientos máximos de -7.8 y 8.4 cm, y fuerzas cortantes máximas de -1479 y 1592 t. Para el eje 2, análisis elástico, se tienen desplazamientos máximos de ± 6.9 cm, y fuerzas cortantes máximas de -228 y 233 t; con el análisis inelástico, se tienen desplazamientos máximos de -6.9 y 6.8 cm, y fuerzas cortantes máximas de -226 y 229 t. De los resultados anteriores se observa, entonces, que la diferencia no es significativa entre los valores obtenidos con el análisis elástico y

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

con el análisis inelástico en ambos ejes del caso B. El eje 1 (con muros) presenta mayor variación y valores más grandes de cortante basal en comparación con el eje 2 (sin muros).

En el eje 1 del caso C existe diferencia entre la respuesta elástica y la inelástica. Con el análisis elástico se tienen desplazamientos máximos de -2.5 y 2.3 cm, y fuerzas cortantes máximas de -2770 y 2496 t; con el análisis inelástico, se tienen desplazamientos máximos de -3.1 y 1.7 cm, y fuerzas cortantes máximas de -2580 y 2300 t. El eje 1, entonces, presenta excursionamiento en el rango no lineal, lo cual se verifica ya que con el análisis inelástico (figura 3.45) se observa un incremento en el área de histéresis. Con respecto al eje 2, se tiene que las respuestas elástica e inelástica son iguales, se presentan desplazamientos máximos de -2.9 y 2.1 cm, y fuerzas cortantes máximas de -253 y 198 t.

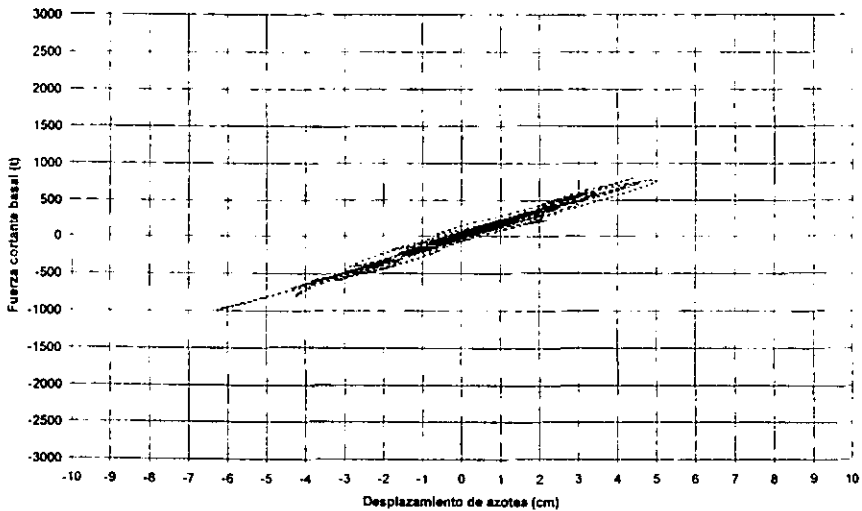


Fig. 3.38 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 2 (elástico), caso A

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

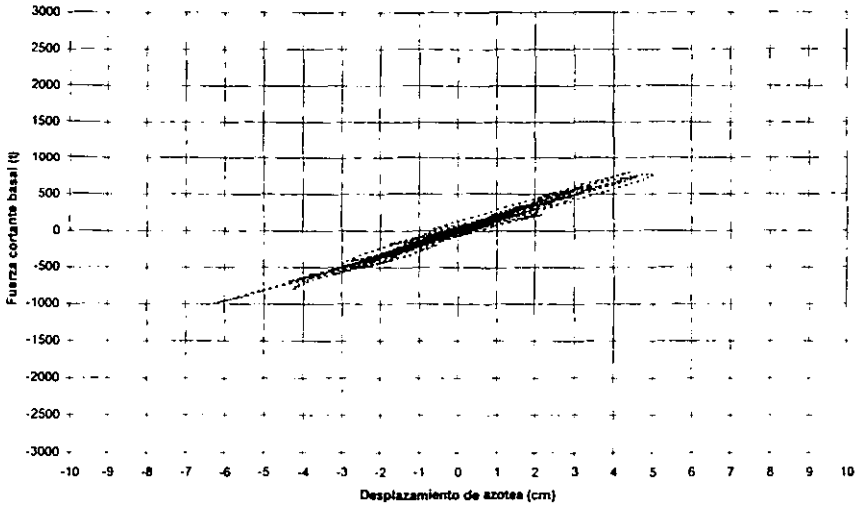


Fig. 3.39 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 2 (inelástico), caso A

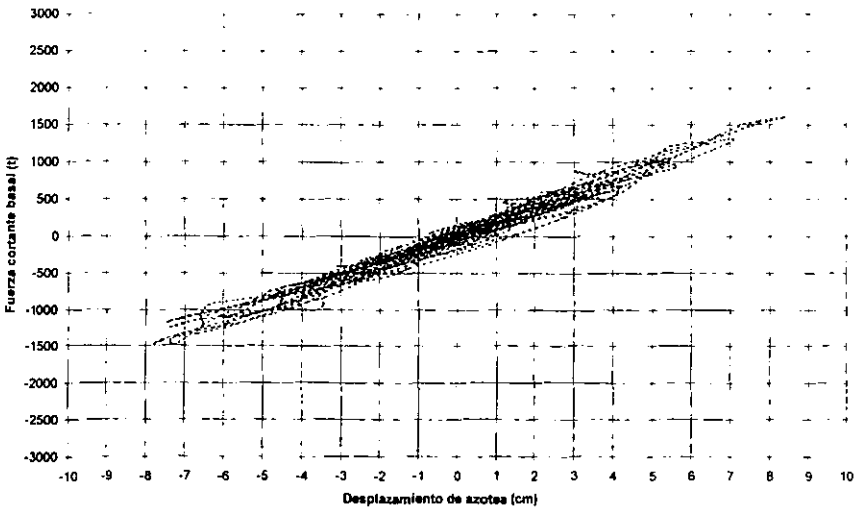


Fig. 3.40 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 1 (elástico), caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

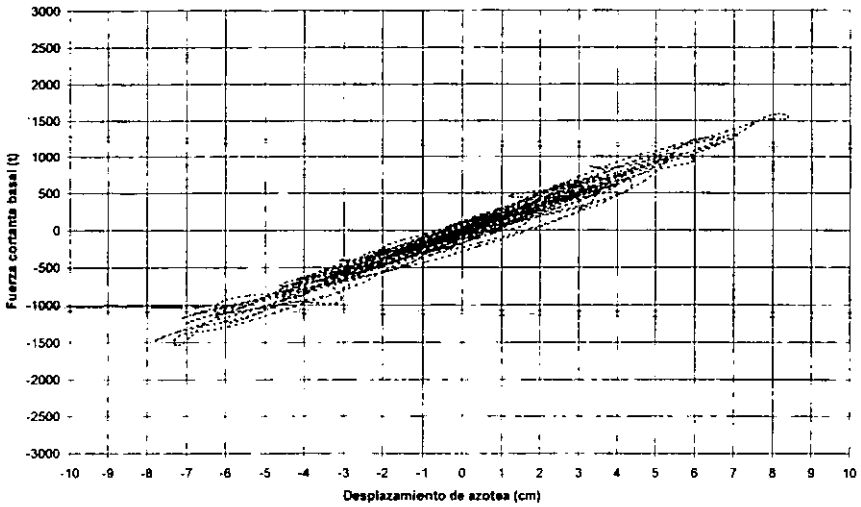


Fig. 3.41 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 1 (inelástico), caso B

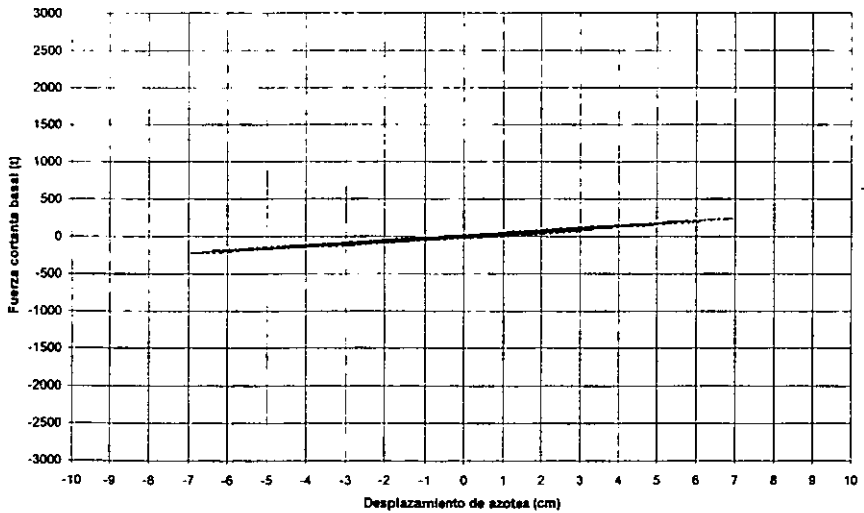


Fig. 3.42 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 2 (elástico), caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

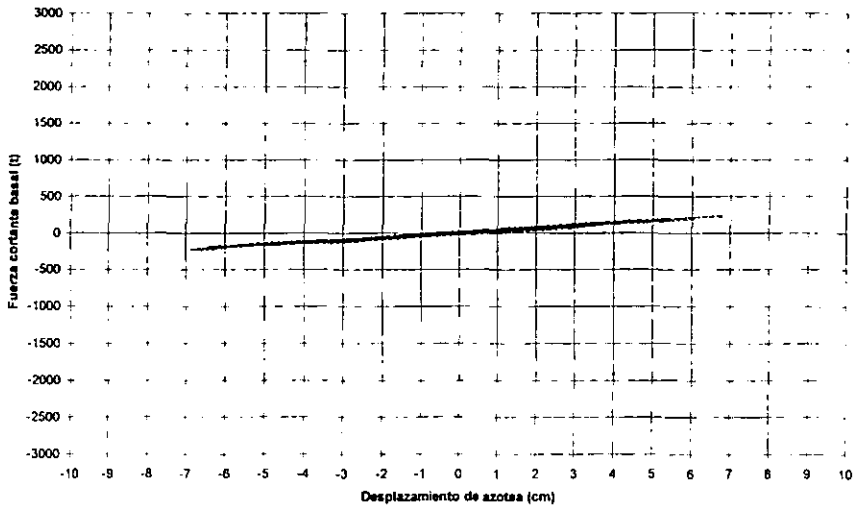


Fig. 3.43 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 2 (inelástico), caso B

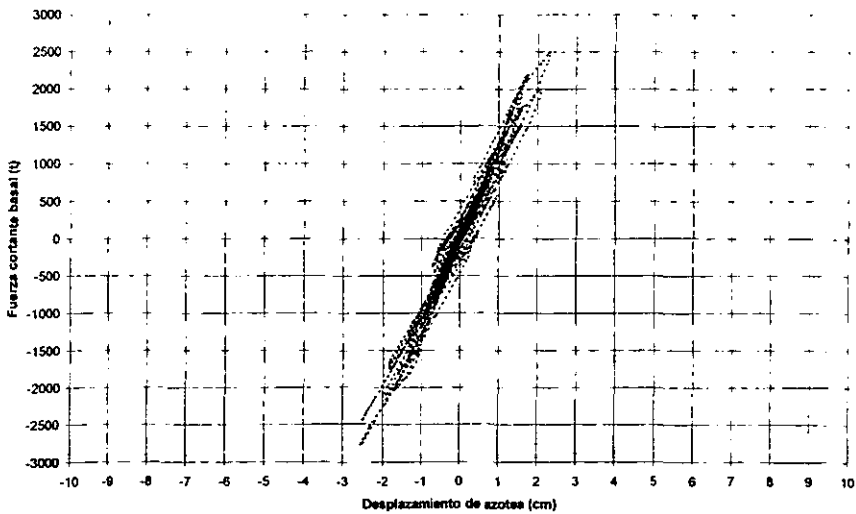


Fig. 3.44 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 1 (elástico), caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

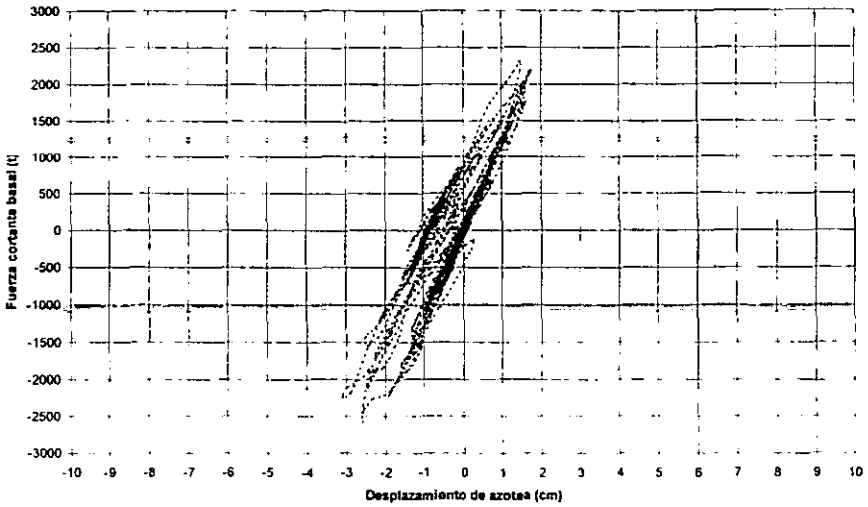


Fig. 3.45 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 1 (inelástico), caso C

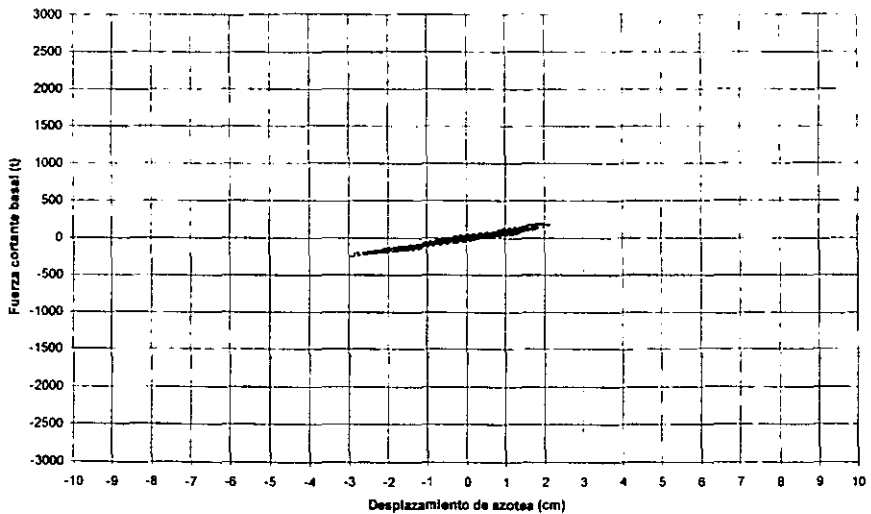


Fig. 3.46 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 2 (elástico), caso C

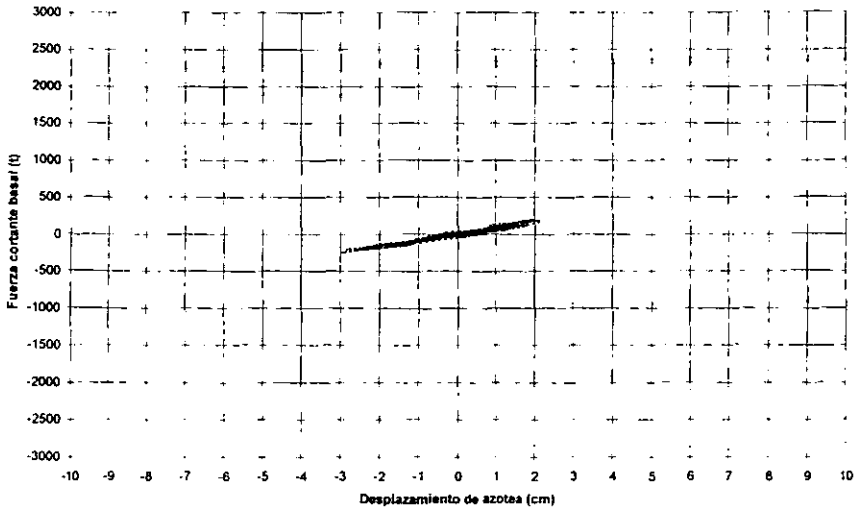


Fig. 3.47 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea, eje 2 (inelástico), caso C

3.3.5 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales

Con el fin de observar el comportamiento local de los miembros estructurales, se presentan, a continuación, los resultados de algunas vigas, columnas y muros de los ejes de interés de los casos A, B y C. Es importante señalar que la selección de los elementos estructurales se realizó en base a la distribución de articulaciones plásticas que se presentan en los ejes analizados, y que se muestra más adelante en este capítulo.

3.3.5.1 Vigas

En las figuras 3.48, 3.49 y 3.50 se presentan las historias de momentos flexionantes de los análisis elástico e inelástico, los cuales se comparan contra los momentos resistentes de diseño.

Las vigas que se seleccionaron fueron las siguientes:

- Viga 1, eje 2, caso B (ver ubicación en la figura 3.4)
- Viga 16, eje 1, caso C (ver ubicación en la figura 3.8)
- Viga 57, eje 2, caso C (ver ubicación en la figura 3.10)

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

En la viga del eje 2, caso B, se puede observar que en varios ciclos los valores obtenidos del análisis inelástico alcanzan la resistencia a momento flexionante negativo. Los resultados obtenidos con el análisis elástico son mayores y sobrepasan la resistencia negativa disponible, sobre todo en la fase intensa del sismo.

En la viga del eje 1, caso C, durante la fase intensa del sismo, los resultados del análisis inelástico alcanzan la resistencia negativa disponible, mientras que los resultados del análisis elástico la superan.

En la viga del eje 2, caso C, existen algunos ciclos en donde los valores inelásticos alcanzan la resistencia a momento negativo disponible y algunos valores del análisis elástico la superan.

En las figuras 3.51, 3.52 y 3.53 se muestran las historias de fuerzas cortantes para las vigas seleccionadas. Para ninguno de los dos casos, B y C, la respuesta inelástica alcanza la resistencia disponible.

Las comparaciones anteriores indican que el modo de falla que se presenta es por flexión, y no por cortante; esto asegura que se tiene la capacidad suficiente para que no ocurran fallas frágiles por tensión diagonal.

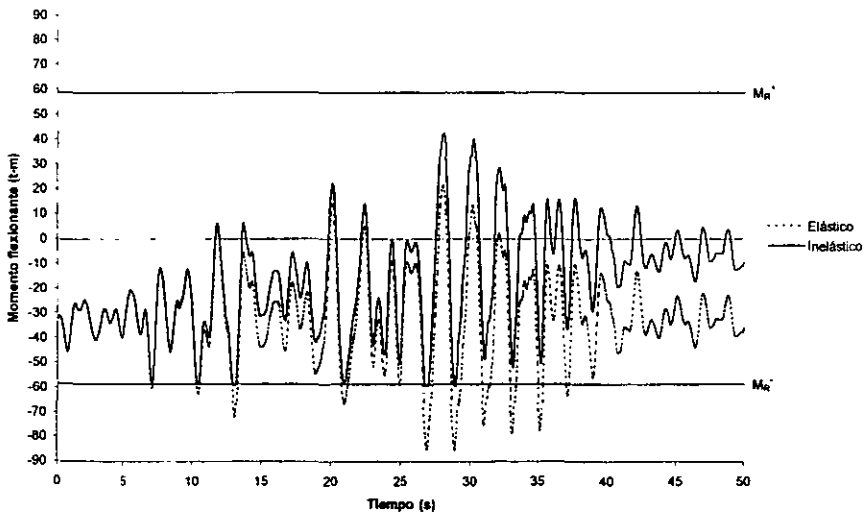


Fig. 3.48 Historias de momentos flexionantes en la viga 1, eje 2, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

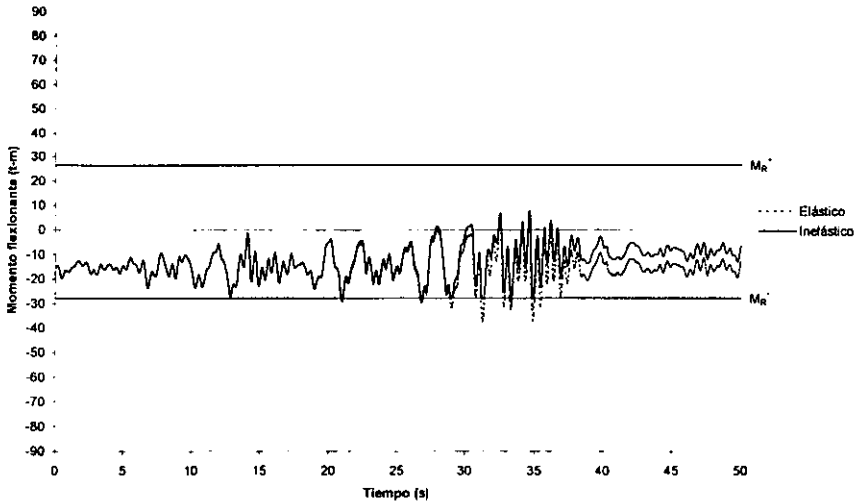


Fig. 3.49 Historias de momentos flexionantes en la viga 16, eje 1, caso C

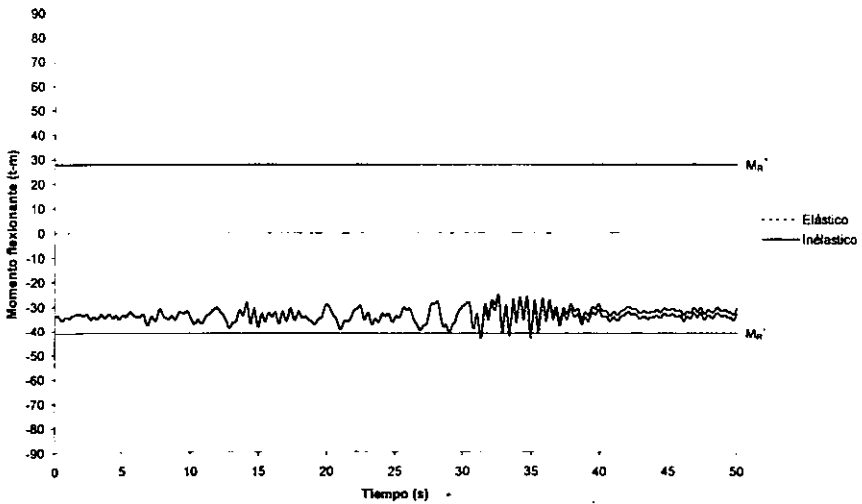


Fig. 3.50 Historias de momentos flexionantes en la viga 57, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

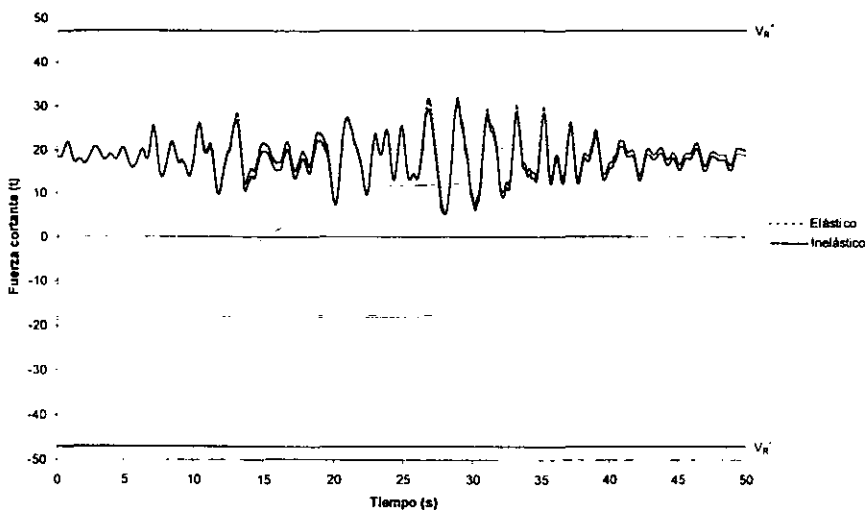


Fig. 3.51 Historias de fuerzas cortantes en la viga 1, eje 2, caso B

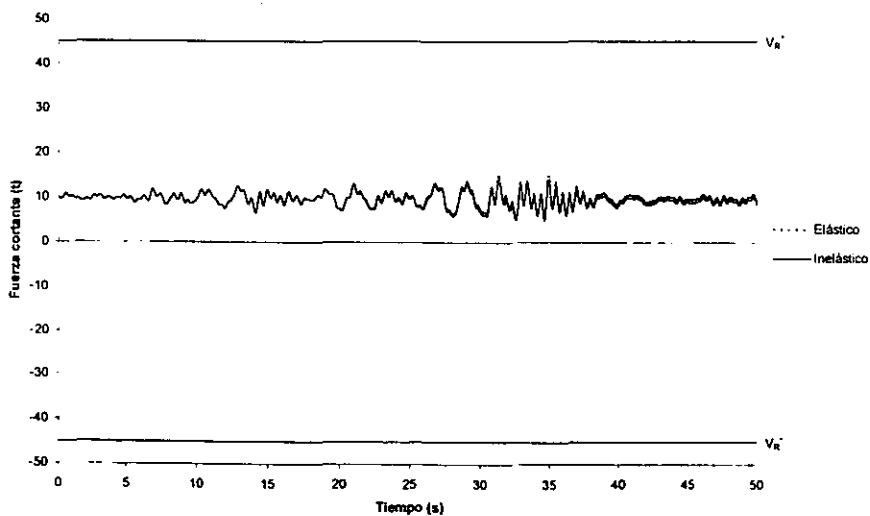


Fig. 3.52 Historias de fuerzas cortantes en la viga 16, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

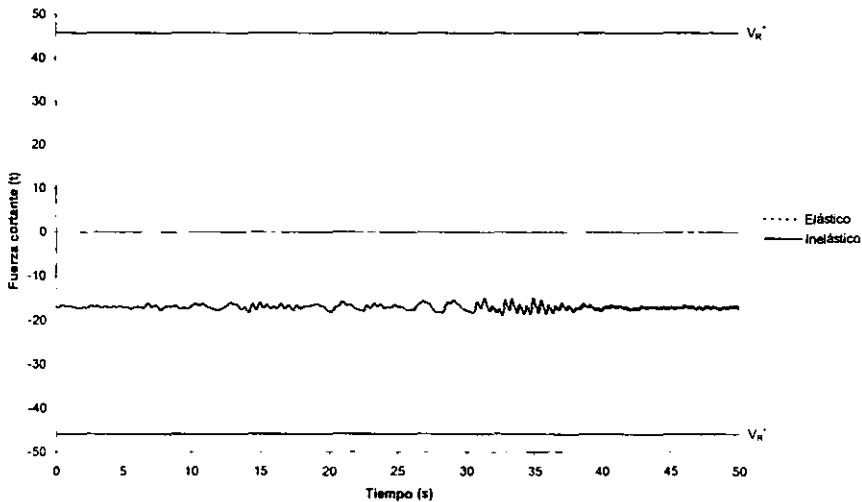


Fig. 3.53 Historias de fuerzas cortantes en la viga 57, eje 2, caso C

3.3.5.2 Columnas

En las figuras 3.54 a 3.63 se presentan las relaciones carga axial-momento flexionante (análisis inelástico) y las historias de fuerzas cortantes (análisis elástico e inelástico) para una columna de cada uno de los ejes de interés. Las columnas que se seleccionaron para analizar su comportamiento fueron las columnas extremas izquierdas, parte inferior, del entrepiso PB-N1, a saber:

- Columna 1, eje 2, caso A (ver ubicación en la figura 3.5)
- Columna 1, eje 1, caso B (ver ubicación en la figura 3.7)
- Columna 1, eje 2, caso B (ver ubicación en la figura 3.5)
- Columna 1, eje 1, caso C (ver ubicación en la figura 3.9)
- Columna 1, eje 2, caso C (ver ubicación en la figura 3.11)

Para el caso A, la columna no tiene excursionamiento en el rango inelástico, es decir, no existe fluencia que pueda generar una articulación plástica. La mayoría de los puntos de la relación se encuentran por abajo de la condición balanceada, rigiendo los efectos de la flexión en el comportamiento de la columna.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Para el caso B, no se alcanza la fluencia en ninguno de los dos ejes y predominan los efectos por abajo de la condición balanceada. En el eje 2 (sin muros) se tiene mayor influencia del momento flexionante, mientras que en el eje 1 (con muros) se presentan cargas axiales un poco mayores.

Para el caso C, no se presenta la fluencia en las columnas de ambos ejes y todos los puntos de la relación están por abajo de la condición balanceada. Se tiene una variación un poco más amplia en las cargas axiales que en los momentos flexionantes, y las primeras son un poco mayores en el eje 1 en relación con las que se tiene para el eje 2.

En las figuras 3.59 a 3.63 se presentan las historias de fuerzas cortantes de las columnas anteriormente descritas; las historias de fuerzas cortantes se obtienen de los análisis elástico e inelástico realizados. Se puede observar que todas las columnas seleccionadas de los ejes de interés poseen una reserva adecuada de resistencia al cortante, con lo que se garantiza que no se presente una falla frágil. También, los valores obtenidos del análisis elástico son similares a los del análisis inelástico.

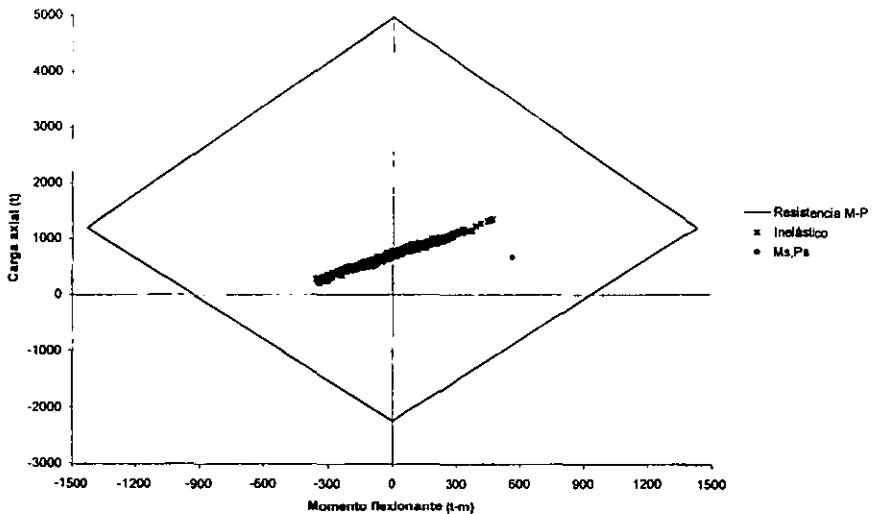


Fig. 3.54 Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1, eje 2 (inelástico), caso A

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

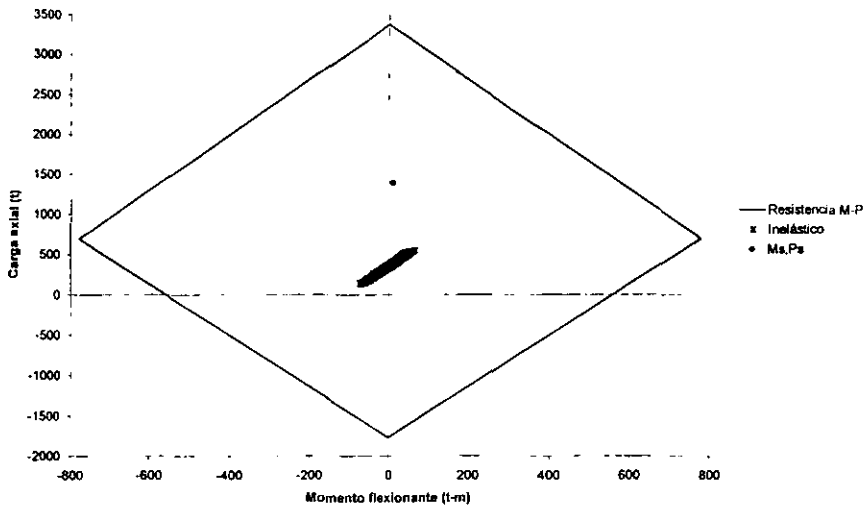


Fig. 3.55 Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1, eje 1 (inelástico), caso B

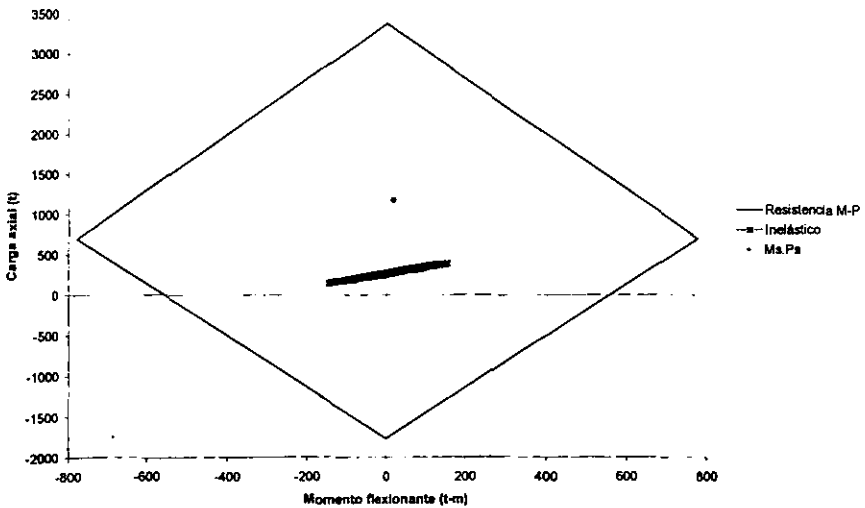


Fig. 3.56 Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1, eje 2 (inelástico), caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

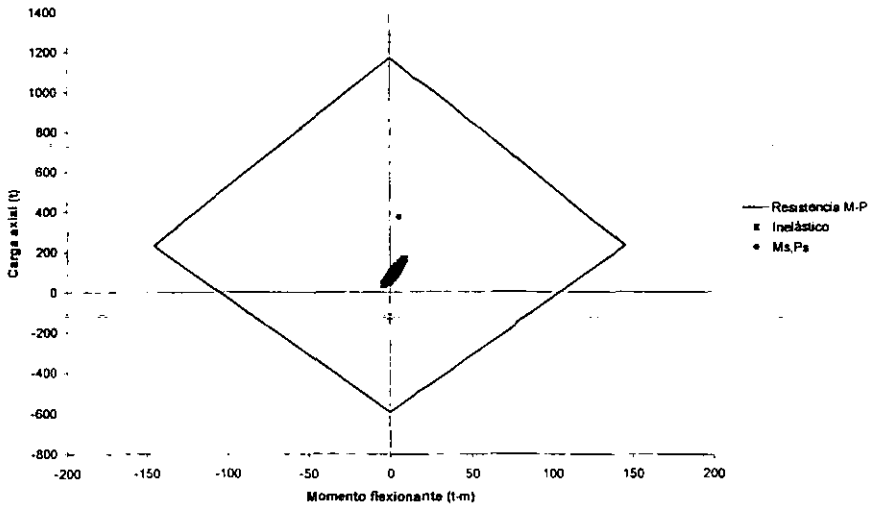


Fig. 3.57 Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1, eje 1 (inelástico), caso C

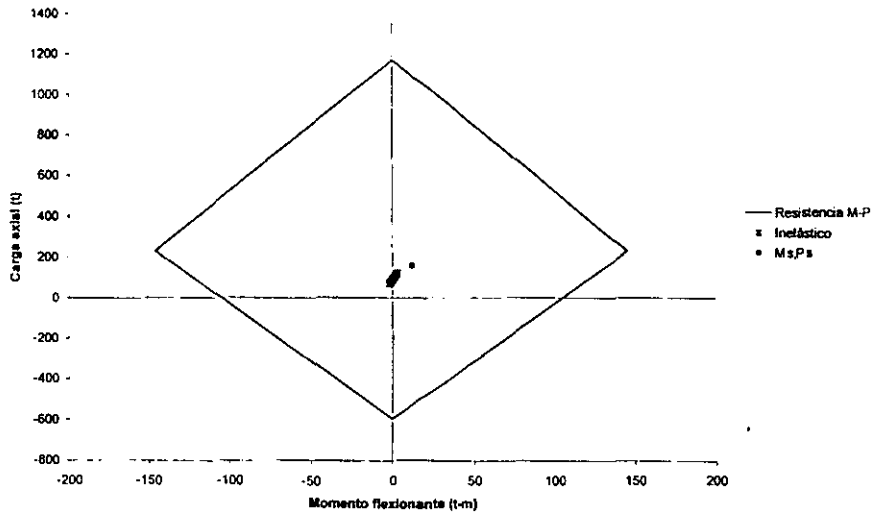


Fig. 3.58 Relaciones carga axial-momento flexionante de la columna 1, eje 2 (inelástico), caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

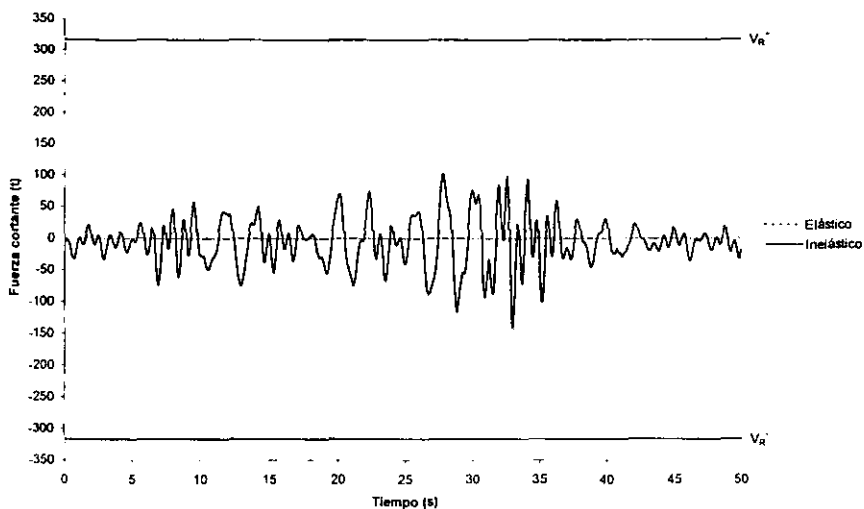


Fig. 3.59 Historias de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 2, caso A

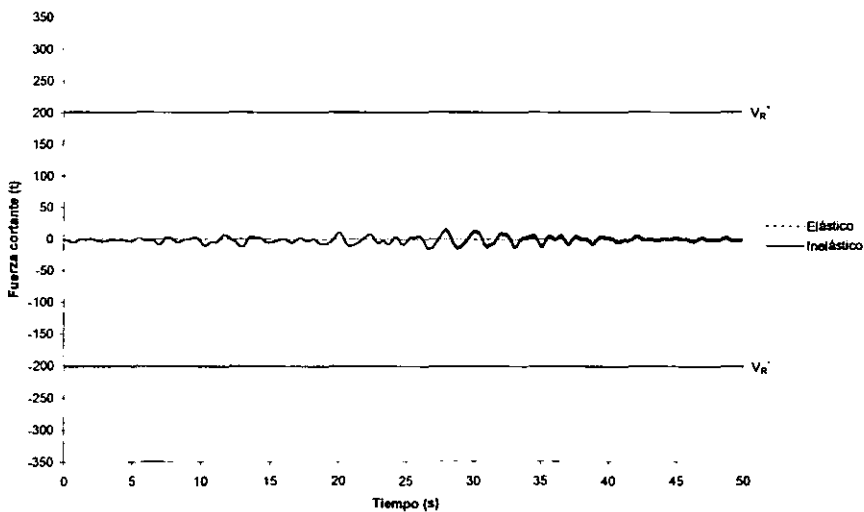


Fig. 3.60 Historias de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 1, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

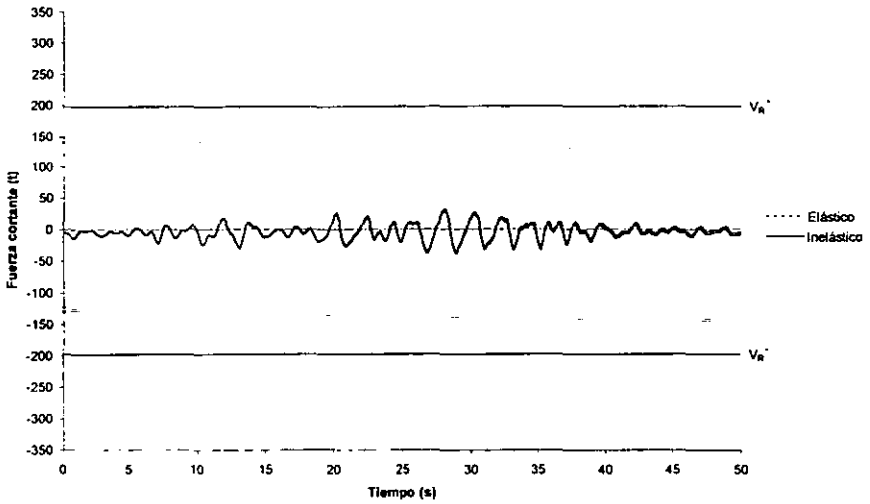


Fig. 3.61 Historias de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 2, caso B

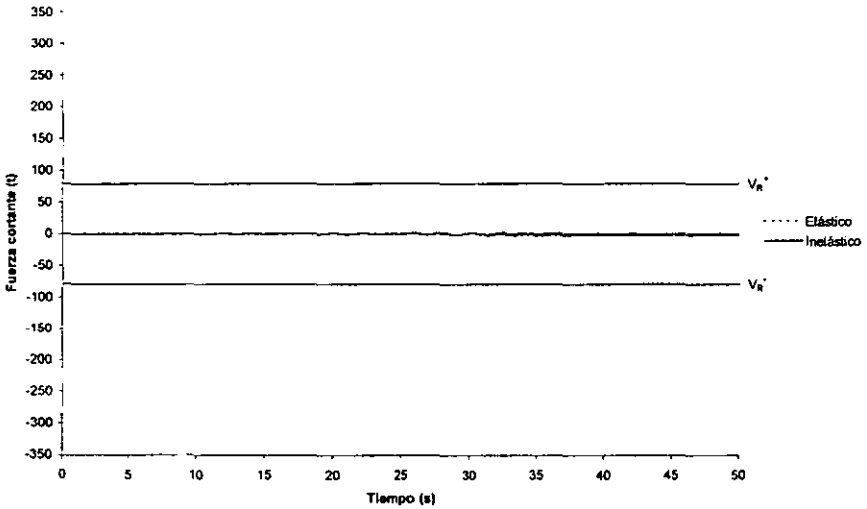


Fig. 3.62 Historias de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

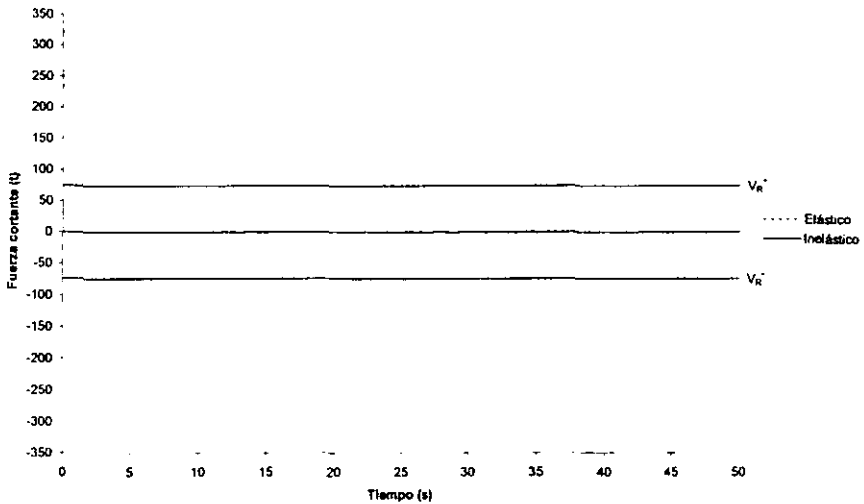


Fig. 3.63 Historias de fuerzas cortantes en la columna 1, eje 2, caso C

3.3.5.3 Muros

En las figuras 3.64 a 3.67 se presentan las relaciones carga axial-momento flexionante (análisis inelástico) y las historias de fuerzas cortantes (análisis elástico e inelástico) para los siguientes muros del entrespacio PB-N1, parte inferior, seleccionados (modelados como columnas anchas en el DRAIN):

- Muro 16, eje 1, caso B (ver ubicación en la figura 3.7)
- Muro 16, eje 1, caso C (ver ubicación en la figura 3.9)

Se hace una comparación de la resistencia disponible correspondiente.

Para el caso B, el muro alcanza la fluencia en algunos ciclos; rige el comportamiento por flexión con cargas axiales por abajo de la condición balanceada.

En el muro del caso C se presenta la fluencia, rigen los efectos de la flexión y las cargas axiales se encuentran siempre por abajo de la condición balanceada.

En las figuras 3.66 y 3.67 se presentan las historias de fuerzas cortantes de los muros anteriores; se compara contra la resistencia de diseño. El muro del caso B tiene una reserva adecuada de resistencia al cortante. En el muro del caso C se alcanza la resistencia de diseño en algunos ciclos, sobre todo en la fase intensa del sismo.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

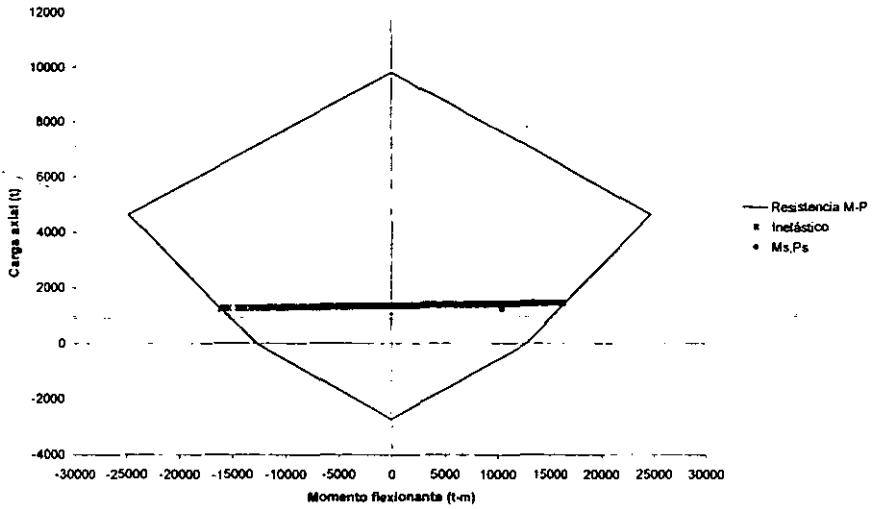


Fig. 3.64 Relaciones carga axial-momento flexionante del muro 16, eje 1 (inelástico), caso B

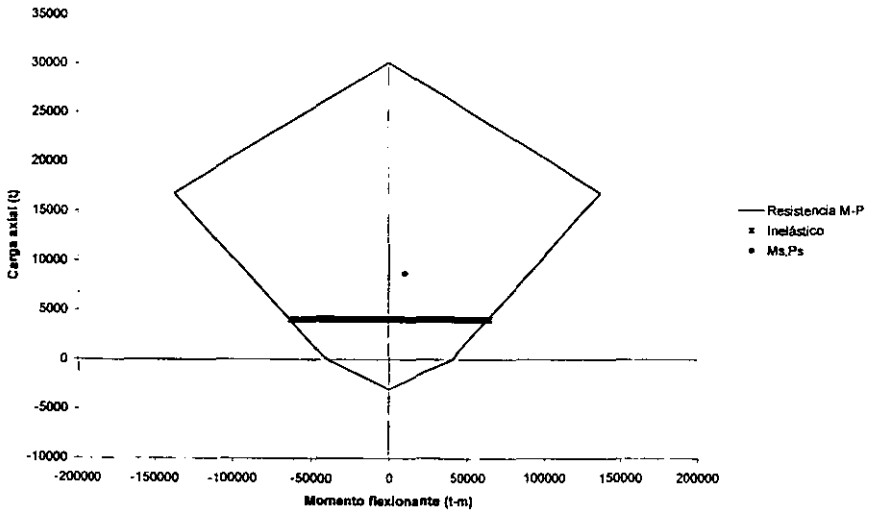


Fig. 3.65 Relaciones carga axial-momento flexionante del muro 16, eje 1 (inelástico), caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

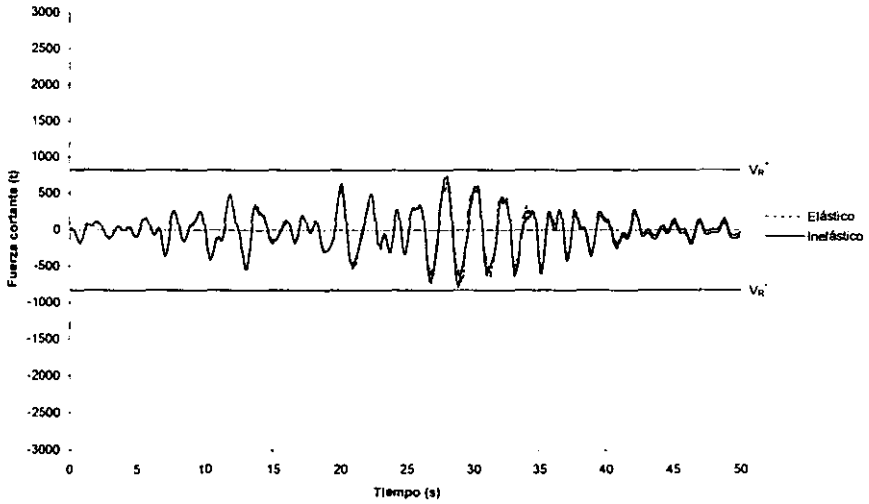


Fig. 3.66 Historias de fuerzas cortantes en el muro 16, eje 1, caso B

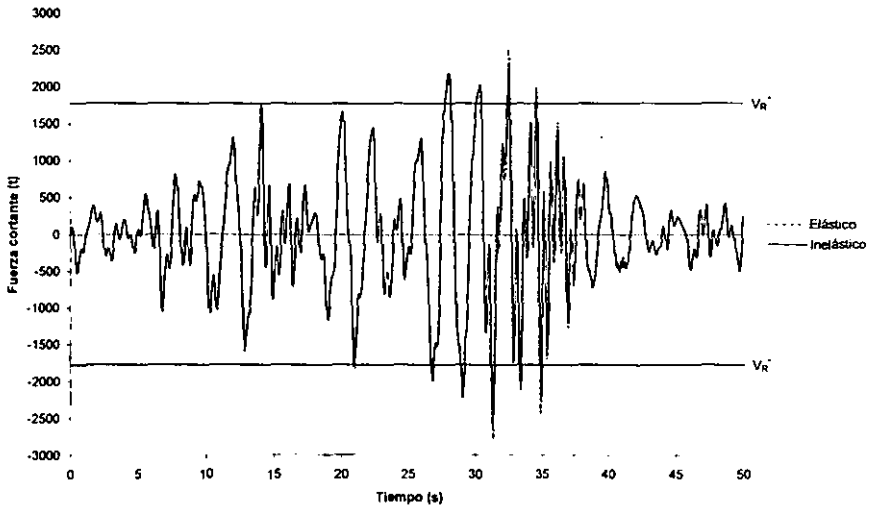


Fig. 3.67 Historias de fuerzas cortantes en el muro 16, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

3.3.6 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

La ductilidad de los miembros estructurales es su capacidad de deformación sin llegar a la falla, con lo que se permite una redistribución de esfuerzos hacia otras zonas cuando se forma una articulación plástica.

En las figuras 3.68, 3.69 y 3.70 se muestran las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local desarrolladas, a partir de los análisis inelásticos, en las vigas anteriormente presentadas:

- Viga 1, eje 2, caso B
- Viga 16, eje 1, caso C
- Viga 57, eje 2, caso C

Las demandas de ductilidad local se obtienen con las expresiones de la sección 1.8, capítulo 1, del presente trabajo, a saber:

$$\mu_L = \frac{\Phi_{m\acute{a}x}}{\Phi_y} = \frac{\Phi_p + \Phi_y}{\Phi_y} = \frac{\Phi_p}{\Phi_y} + 1$$

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$$

$$\Phi_y = \frac{M_y}{EI}$$

donde,

μ_L : Demanda de ductilidad local

Φ_p : Curvatura plástica

θ_p : Rotación plástica

l_p : Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

Φ_y : Curvatura de fluencia

M_y : Momento de fluencia

E: Módulo de elasticidad del concreto

I: Momento de inercia de la sección transversal

Para la viga del caso B, la demanda de ductilidad tiene amplitudes mayores ante la acción del momento negativo, con un valor máximo de -3.3 a partir del segundo 29, aproximadamente.

Para la viga del eje 1 del caso C, también las amplitudes mayores en la demanda de ductilidad ocurren ante la acción del momento negativo. La demanda de ductilidad local aumenta a medida que transcurre el tiempo hasta alcanzar un valor máximo de -2.7 alrededor del segundo 35. En la viga del eje 2, la amplitud mayor en la demanda de ductilidad se debe al momento negativo;

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

la demanda de ductilidad máxima tiene un valor de -1.2 y se presenta alrededor del segundo 31; a partir de dicho instante se mantiene constante.

Es importante señalar que, en cuanto a la demanda de ductilidad local desarrollada en vigas, los ejes 2 del caso A y 1 del caso B no presentan comportamiento inelástico.

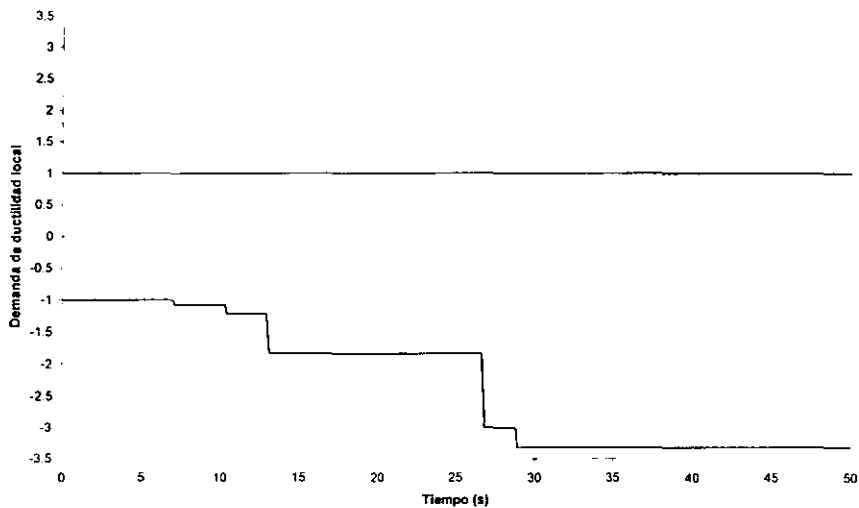


Fig. 3.68 Historias de demandas locales de ductilidad en la viga 1, eje 2, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

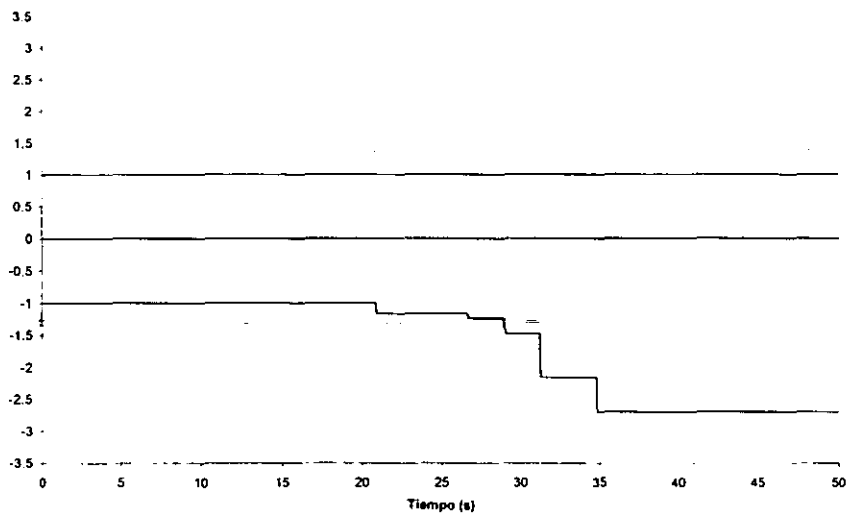


Fig. 3.69 Historias de demandas locales de ductilidad en la viga 16, eje 1, caso C

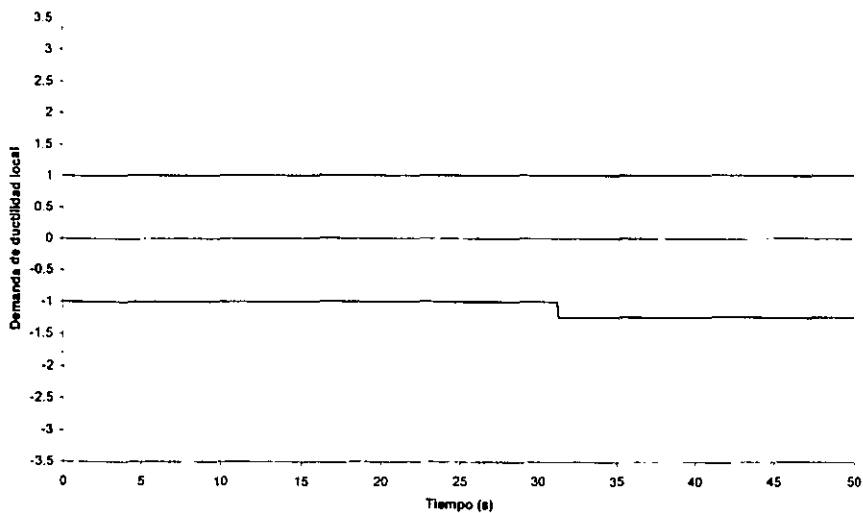


Fig. 3.70 Historias de demandas locales de ductilidad en la viga 57, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

3.3.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, columnas y muros

En las figuras 3.71 a 3.74 se muestra la distribución global de articulaciones plásticas que se forman en los elementos estructurales de los ejes estudiados debido a la acción sísmica.

En el eje 2 del caso A no aparecen articulaciones plásticas en ningún miembro estructural.

En el eje 1 del caso B solamente se forman articulaciones plásticas en el extremo inferior de los muros de planta baja; ninguna viga presenta fluencia. En el eje 2, las articulaciones plásticas aparecen en las vigas de los niveles 1 a 3; ninguna columna fluye.

El eje 1 del caso C presenta articulaciones plásticas en vigas de los niveles 1 a 2, 7 a 12 y 14 a 15; también, en el extremo inferior del muro de planta baja se forma una articulación plástica. Se tiene, entonces, un comportamiento del tipo "columna fuerte-viga débil", que es lo que se busca en el diseño de marcos dúctiles. En el eje 2 se forma solamente una articulación plástica en una viga del nivel 15.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

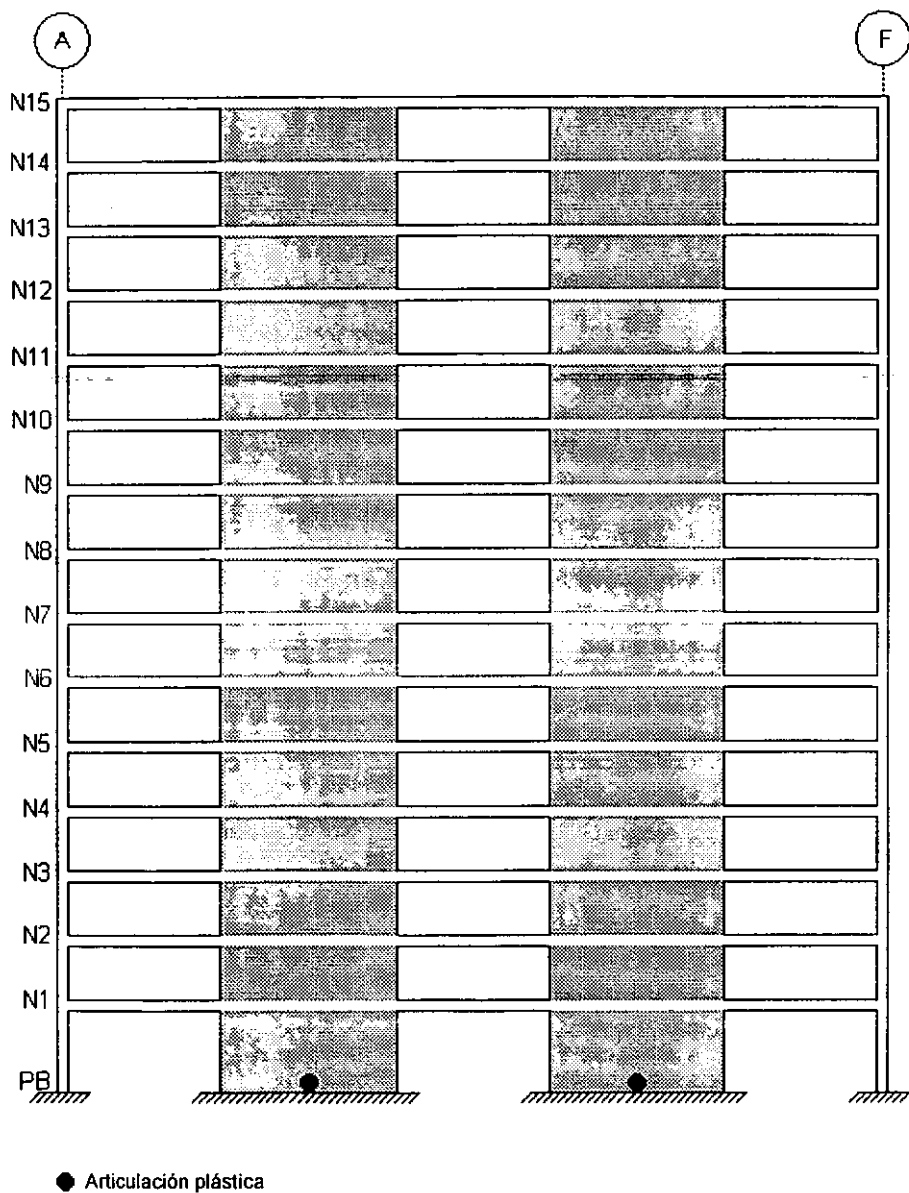


Fig. 3.71 Distribución global de articulaciones plásticas, eje 1, caso B

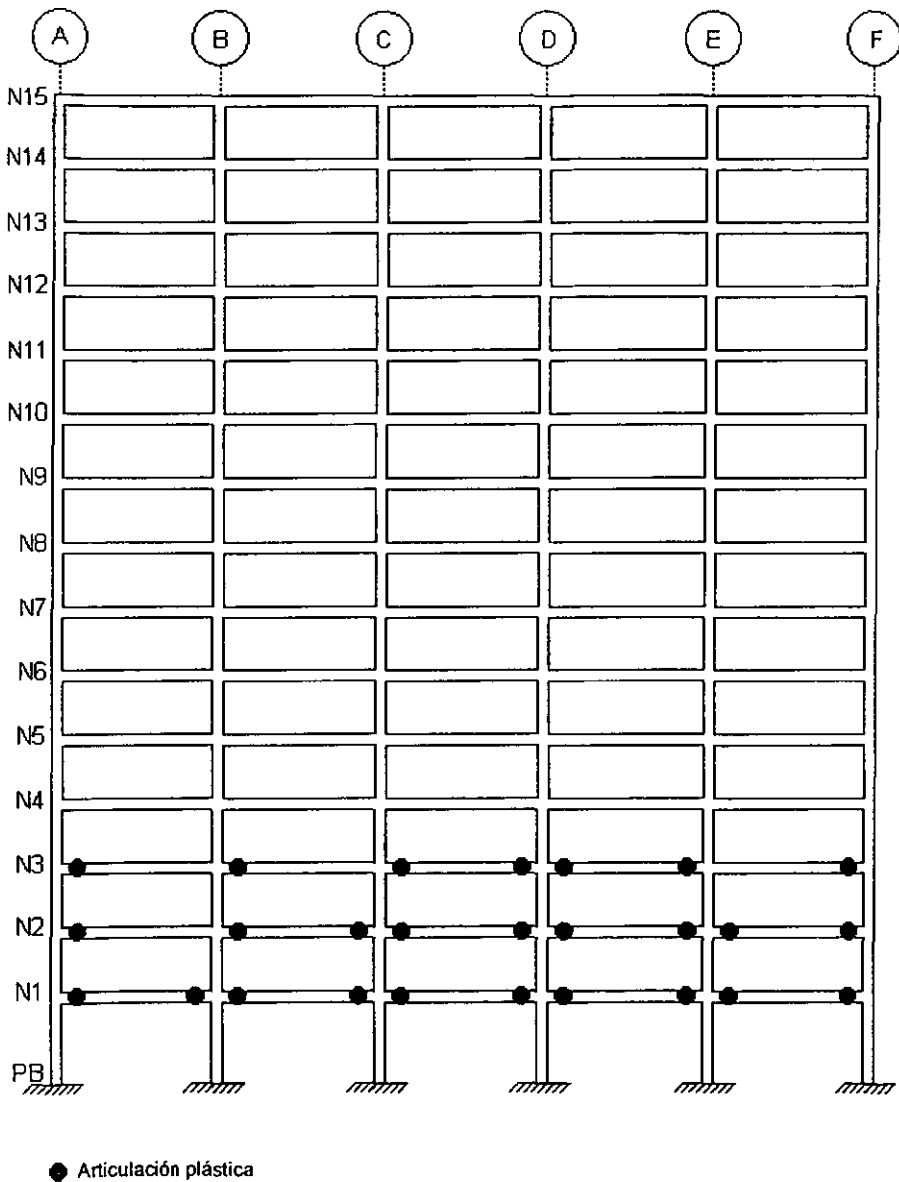


Fig. 3.72 Distribución global de articulaciones plásticas, eje 2, caso B

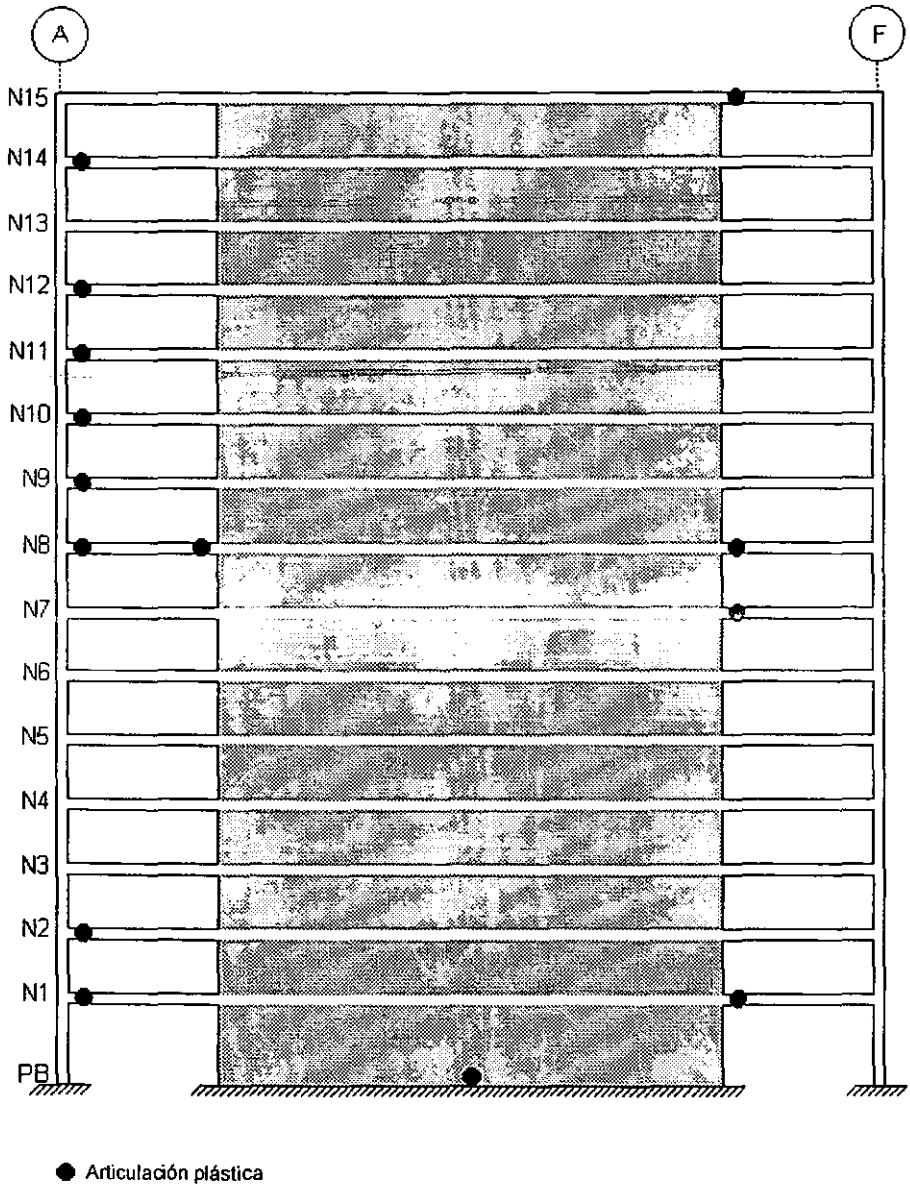


Fig. 3.73 Distribución global de articulaciones plásticas, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

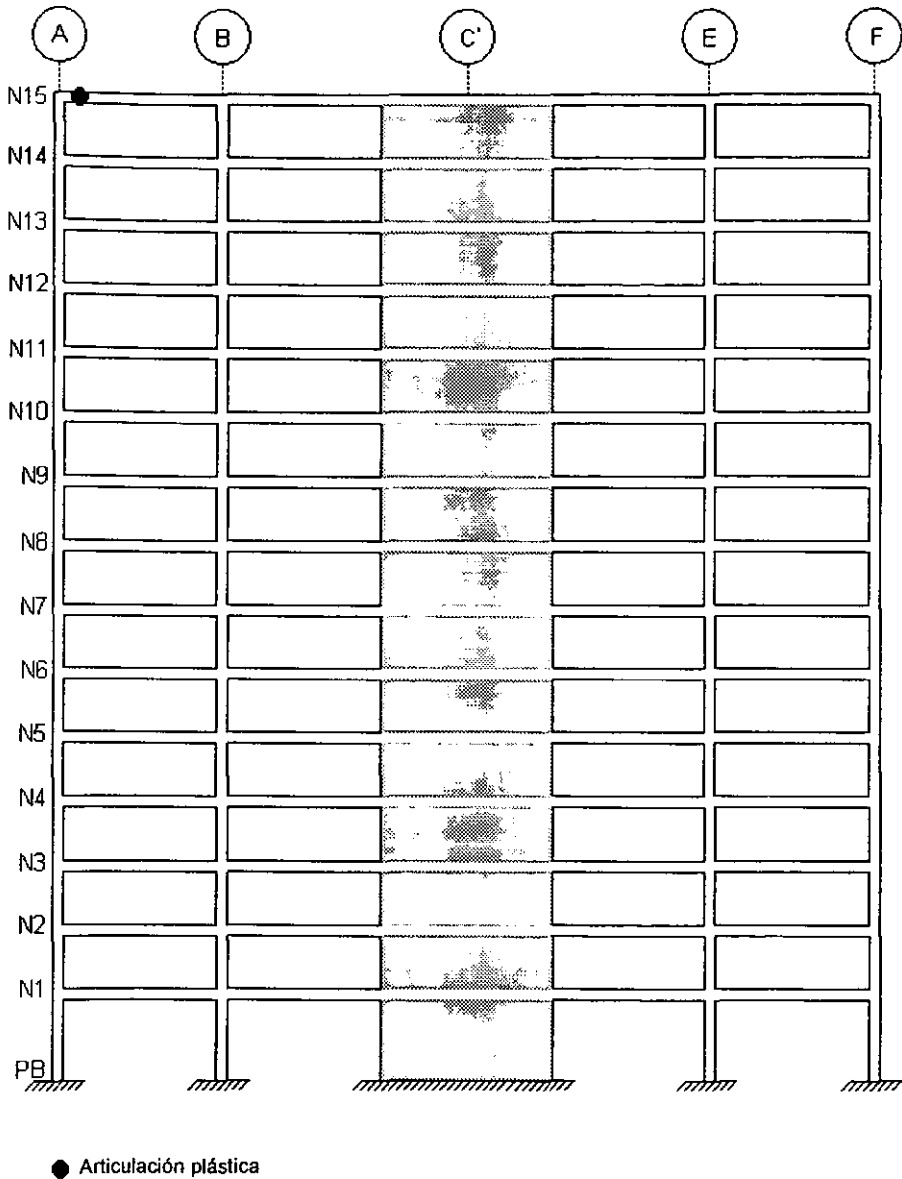


Fig. 3.74 Distribución global de articulaciones plásticas, eje 2, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros se calculan como se explica en el capítulo 1, sección 1.8.

En las figuras 3.75 a 3.79 se presentan las demandas máximas de ductilidad local, μ_L , desarrolladas en vigas, columnas y muros.

En el eje 2 del caso A no se presenta fluencia en vigas ni en columnas, por lo que el valor absoluto de la demanda máxima de ductilidad sería de 1 en cada entrepiso del eje para dichos elementos estructurales.

En el eje 1 del caso B no se presenta fluencia en vigas ni en columnas. En los muros del entrepiso PB-N1 sí existe fluencia, pero debido a que los valores de la rotación plástica, θ_p , obtenidos del análisis inelástico resultan demasiado pequeños, el valor de la demanda máxima de ductilidad es de 1 (ante momento de fluencia positivo y negativo). Para el eje 2 del mismo caso, las vigas presentan las mayores demandas de ductilidad en los niveles inferiores; la máxima demanda de ductilidad se encuentra en el nivel 1 con un valor de -3.3 (ante momento de fluencia negativo). En este eje no hay fluencia en columnas.

En el eje 1 del caso C no se presenta la fluencia en columnas. Las vigas tienen demandas de ductilidad similares (ante momento negativo) en la mayoría de los niveles a excepción del 1, 2 y 8, el cual presenta la demanda máxima de ductilidad local con un valor de -2.7. Con respecto a los muros, la demanda máxima de ductilidad se presenta en el entrepiso PB-N1 y tiene un valor de 1.2. En el eje 2 del mismo caso, las columnas y muros no fluyen. La demanda máxima de ductilidad local en vigas se tiene en el nivel 15 con un valor de -1.2.

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

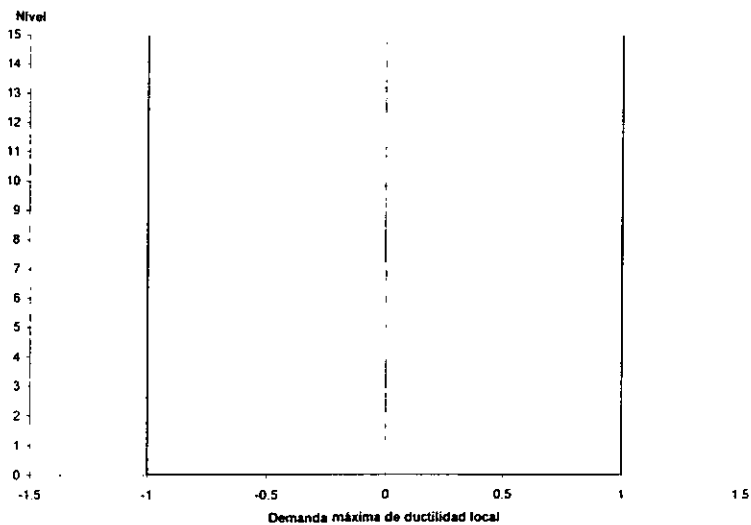


Fig. 3.75 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros, eje 1, caso B

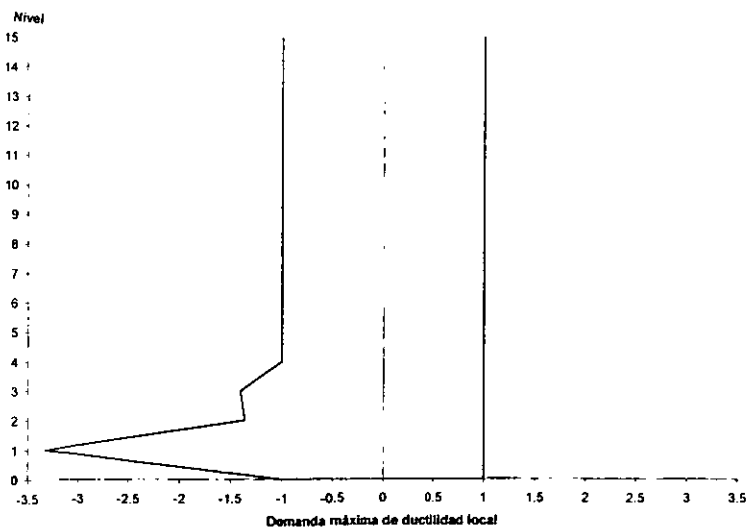


Fig. 3.76 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 2, caso B

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

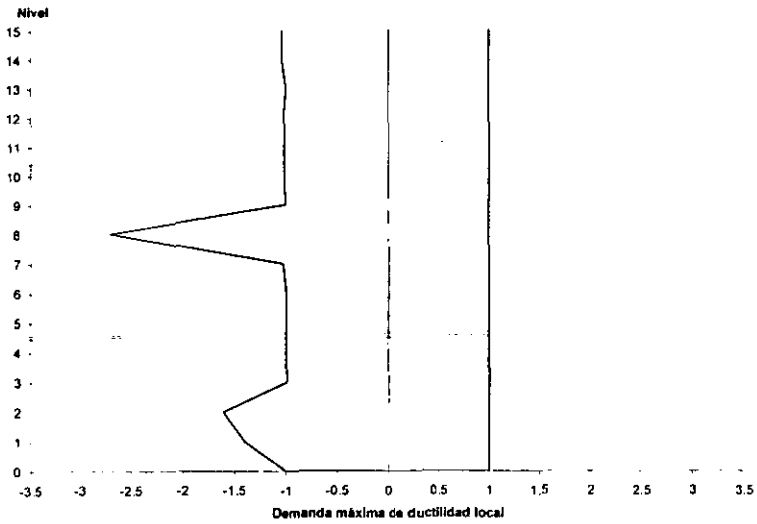


Fig. 3.77 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 1, caso C

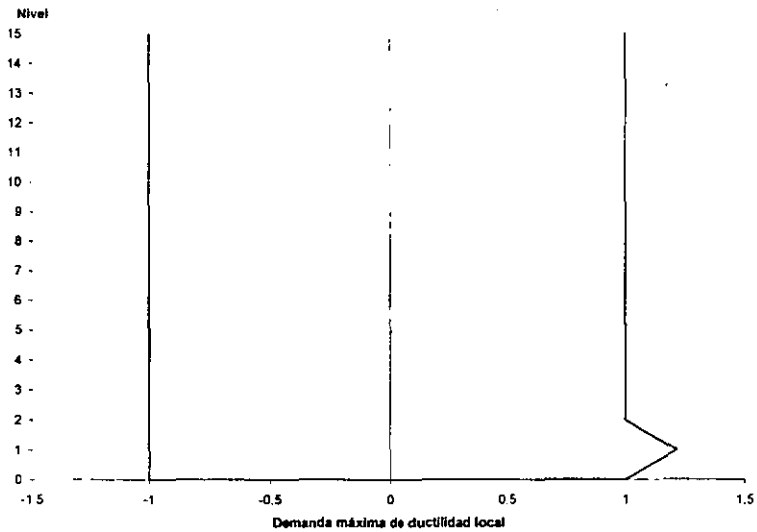


Fig. 3.78 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros, eje 1, caso C

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

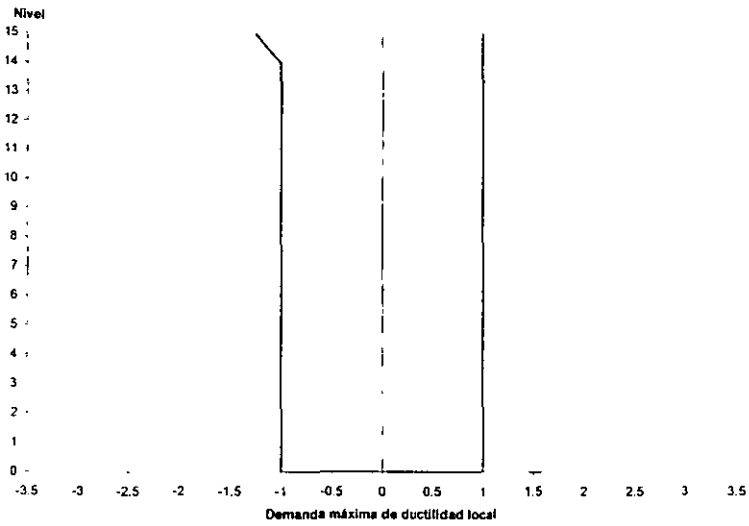


Fig. 3.79 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, eje 2, caso C

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

4.1 Introducción

Los tres edificios estudiados en este trabajo se diseñaron de acuerdo al RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; posteriormente, fueron sometidos al acelerograma SCT, componente EW, de los sismos de 1985 para analizar su comportamiento elástico e inelástico. El edificio caso A es a base de marcos en sus dos direcciones, el edificio caso B tiene muros con una densidad de 1% en cada dirección y, finalmente, el edificio caso C también cuenta con muros con una densidad de 4% en ambas direcciones. Los tres casos tienen las mismas características en cuanto a dimensiones geométricas, materiales, grupo A y ubicación en la zona compresible del Valle de México, que es en donde se concentraron los mayores daños en 1985. La revisión de la seguridad sísmica se hizo ante el estado límite de servicio, para que el desplazamiento relativo de entrepiso no excediera el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso. Se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

En las fases de dimensionamiento y diseño se realizaron análisis sísmicos dinámicos elásticos tridimensionales con ayuda del programa ETABS; posteriormente, utilizando el programa DRAIN, se realizaron análisis sísmicos dinámicos paso a paso con el objetivo de determinar qué tanto excursionaba cada estructura en el rango no lineal.

A continuación, se hace una comparación de las respuestas elásticas e inelásticas con el fin de evaluar las ventajas y desventajas que ofrecen cada uno de los casos estudiados en este trabajo.

4.2 Análisis sísmicos elásticos

Las siguientes comparaciones se realizan en base a los resultados obtenidos durante la etapa de diseño, la cual se apoyó en el programa ETABS y en las especificaciones del código utilizado.

4.2.1 Comparación entre las dimensiones de secciones transversales

En este punto se comparan las dimensiones transversales de vigas y columnas para cada uno de los casos analizados. Las dimensiones finales de los elementos estructurales se obtuvieron después de realizar varios tanteos hasta poder llegar a cumplir con el valor permisible de diseño de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

En las tablas 4.1 y 4.2 se comparan las dimensiones de las secciones transversales de vigas principales y secundarias en ambas direcciones de la estructura y las dimensiones de las secciones transversales de columnas para cada entrepiso, que resultaron en los casos A, B y C, ante los efectos del sismo y de las cargas gravitacionales. Las dimensiones de vigas y columnas del caso A son mayores que las correspondientes a los casos B y C, ya que estos últimos cuentan con la participación de muros; a su vez, las dimensiones de los elementos estructurales del caso B (excepto vigas secundarias) son mayores que las correspondientes al caso C, debido a que este último cuenta con muros de mayor espesor en ambas direcciones, como se puede apreciar en la tabla 4.3.

Tabla 4.1 Dimensiones de vigas principales y secundarias, casos A, B y C

Vigas principales (cm)			
Dirección	CASO A	CASO B	CASO C
X	130 x 60	80 x 40	75 x 40
Y	130 x 60	85 x 40	75 x 40
Vigas secundarias (cm)			
Dirección	CASO A	CASO B	CASO C
X	70 x 35	60 x 35	60 x 35
Y	70 x 35	60 x 35	60 x 35

Tabla 4.2 Dimensiones transversales de columnas, casos A, B y C

Columnas (cm)			
Entrepiso	CASO A	CASO B	CASO C
15 al 13	90 x 90	60 x 60	60 x 60
12 al 10	100 x 100	70 x 70	60 x 60
9 al 7	110 x 110	80 x 80	60 x 60
6 al 4	120 x 120	90 x 90	60 x 60
3 al 1	130 x 130	100 x 100	60 x 60

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

Tabla 4.3 Dimensiones de muros, casos B y C

Muros		
Dirección X	CASO B	CASO C
Espesor (cm)	28	56
Densidad (%)	1	4
Muros		
Dirección Y	CASO B	CASO C
Espesor (cm)	34	60
Densidad (%)	1	4

La densidad es el área de muros en cada dirección entre el área total de piso.

4.2.2 Periodos fundamentales de vibración

En la tabla 4.4 se comparan los tres primeros modos de vibración de los edificios estudiados en las direcciones X, Y y 0.

En la dirección X (dirección larga) el edificio caso A, con un período fundamental de 0.983 s, resulta ser el más flexible. El edificio caso B tiene un período fundamental de 0.939 s, el cual se encuentra entre los períodos del caso A y del caso C; este último resulta ser el más rígido con un período fundamental de 0.510 s. La menor diferencia entre períodos ocurre para los casos A y B.

En la dirección Y (dirección corta), el edificio caso A tiene un período fundamental de 1.022 s contra 1.042 s del caso B, la diferencia entre estos períodos fundamentales no es muy grande. Para los períodos de los modos 2 y 3, los correspondientes al caso A son mayores que los del caso B, la cual indicaría que el primero es un poco más flexible en dicha dirección. El edificio caso C es el que presenta el período fundamental más bajo, 0.586 s, lo cual demuestra que es el más rígido en la dirección transversal.

Mediante los muros de concreto se puede apreciar cómo aumenta la rigidez torsionante de los edificios al ir disminuyendo los períodos: 0.805 s para el caso A, 0.647 s para el caso B y 0.355 s para el caso C.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

Tabla 4.4 Periodos de vibración, casos A, B y C

Dirección X			
Período (s)	CASO A	CASO B	CASO C
T ₁	0.983	0.939	0.510
T ₂	0.338	0.238	0.126
T ₃	0.194	0.110	0.061

Dirección Y			
Período (s)	CASO A	CASO B	CASO C
T ₁	1.022	1.042	0.586
T ₂	0.343	0.262	0.136
T ₃	0.190	0.119	0.063

Dirección θ			
Período (s)	CASO A	CASO B	CASO C
T ₁	0.805	0.647	0.355
T ₂	0.278	0.157	0.086
T ₃	0.161	0.071	0.041

4.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

En las figuras 4.1 y 4.2 se comparan los desplazamientos horizontales máximos resultantes del análisis sísmico estático y del análisis dinámico modal espectral respectivamente. Los desplazamientos mostrados ya se encuentran multiplicados por $Q = 3$.

Considerando un promedio, en la dirección X, los desplazamientos estáticos del caso A son mayores a los del caso B en un 45 por ciento, aunque en los niveles superiores no se cumple lo anterior; a su vez, los desplazamientos estáticos del caso B en la dirección X son 3.3 veces más grandes que los del caso C. En la dirección transversal, Y, los desplazamientos estáticos del caso A son 25 por ciento mayores a los del caso B, aunque nuevamente esto no se cumple para los niveles superiores; y los desplazamientos estáticos del caso B son ahora 3.2 veces más grandes que los correspondientes al caso C. En las respuestas de los casos B y C se puede apreciar la presencia de muros por su comportamiento del tipo viga en cantiliver. Para el caso A se nota un comportamiento de marco en flexión. Los comportamientos anteriores son independientes del tipo de análisis, ya sea estático o dinámico.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

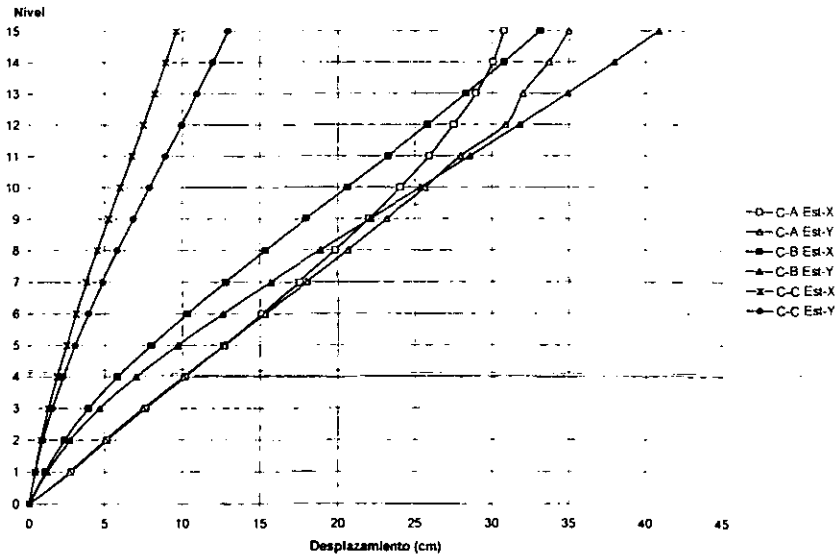


Fig. 4.1 Desplazamientos horizontales máximos, análisis estático, casos A, B y C

Considerando una vez más un promedio, en la dirección X, los desplazamientos dinámicos del caso A son mayores en un 60 por ciento a los del caso B; éstos, a su vez, son 3.3 veces mayores a los del caso C. En la dirección Y, los desplazamientos del caso A superan en 30 por ciento a los del caso B, y éstos son 3.1 veces mayores a los del caso C.

En cada uno de los tres casos los desplazamientos (estáticos y dinámicos) son mayores en la dirección Y (dirección corta), lo cual tiene sentido al observar los períodos fundamentales en dicha dirección.

Es importante señalar que en el diseño se utilizaron las respuestas dinámicas; las respuestas estáticas se utilizan con fines meramente comparativos.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

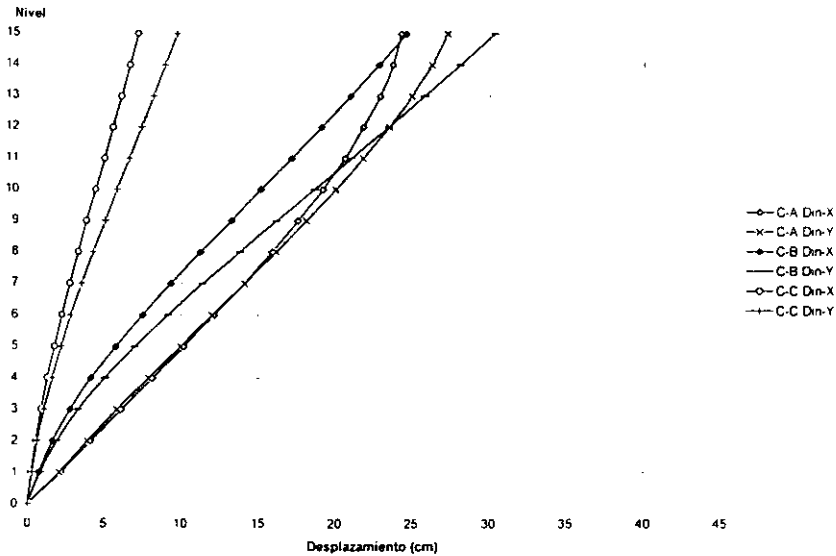


Fig. 4.2 Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico, casos A, B y C

4.2.4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i

En las figuras 4.3 y 4.4 se presentan comparaciones de las relaciones Δ_n/h_i de los tres casos estudiados, análisis estático y dinámico, respectivamente.

Con respecto a los análisis estáticos, las distorsiones de entrepiso del caso A son menores que las del caso B, básicamente en los niveles superiores; a su vez, las distorsiones de entrepiso del caso B son aún más grandes que las del caso C. En la tabla 4.5 se comparan los valores máximos de las distorsiones de entrepiso estáticas. En dicha tabla se puede observar que, en la dirección X, no existe mucha diferencia entre el valor máximo del caso A y el del caso B, pero este último es 3.5 veces mayor que la distorsión máxima del caso C. En la dirección Y, el valor máximo del caso B es 21 por ciento mayor que el del caso A y 3.2 veces mayor que el del caso C. El patrón de comportamiento del caso A (trabajo de marcos) es diferente al de los casos B y C (trabajo de muros), ya que estos dos últimos tienden a presentar patrones similares de distorsiones en los entrepisos superiores, tanto para el análisis estático como para el dinámico.

Las distorsiones de entrepiso máximas, tanto estáticas como dinámicas, de los casos B y C (con muros) se presentan en entrepisos superiores en comparación con las distorsiones de entrepiso máximas del caso A.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

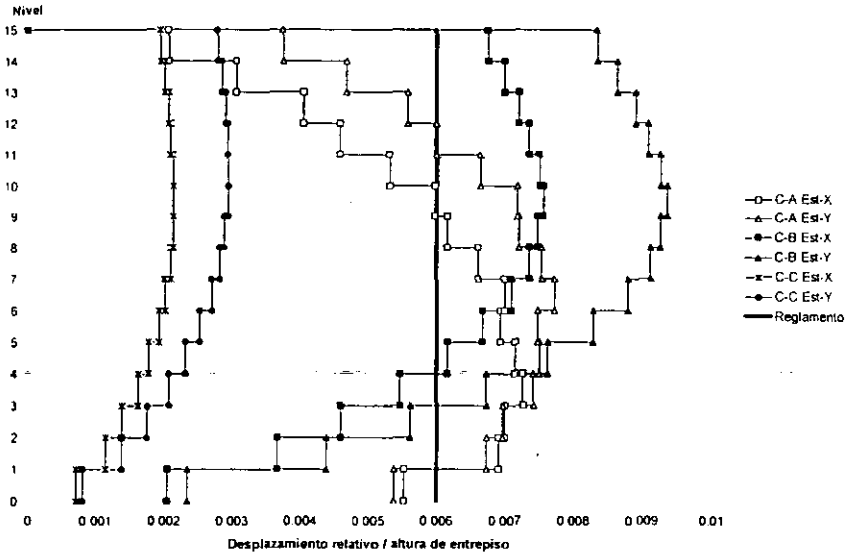


Fig. 4.3 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, análisis estático, casos A, B y C

Tabla 4.5 Distorsiones de entrepiso máximas estáticas, casos A, B y C

Dirección	CASO A		CASO B		CASO C	
	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx estático}}$	Entrepiso	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx estático}}$	Entrepiso	$(\Delta_r/h_i)_{\text{máx estático}}$	Entrepiso
X	0.00726	4-3	0.00756	10-9	0.00213	11-10
Y	0.00771	7-6	0.00936	10-9	0.00294	12-11

En la figura 4.4 se comparan las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del análisis dinámico, casos A, B y C. De los tres casos, es el C el que presenta los valores más conservadores con respecto al valor permisible de 0.006. En los niveles superiores las distorsiones de entrepiso del caso A son menores que las del caso B; las distorsiones de entrepiso del caso B son mayores que las del caso C. En la tabla 4.6 se comparan los valores máximos de las distorsiones de entrepiso dinámicas. En dicha tabla se puede observar que, en la dirección X, la diferencia entre el valor máximo del caso A y el del caso B es mínima, pero este último es 3.5 veces mayor que la distorsión máxima del caso C. En la dirección Y, el valor máximo del caso B es 16 por ciento mayor que el del caso A y 3.2 veces mayor que el del caso C.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

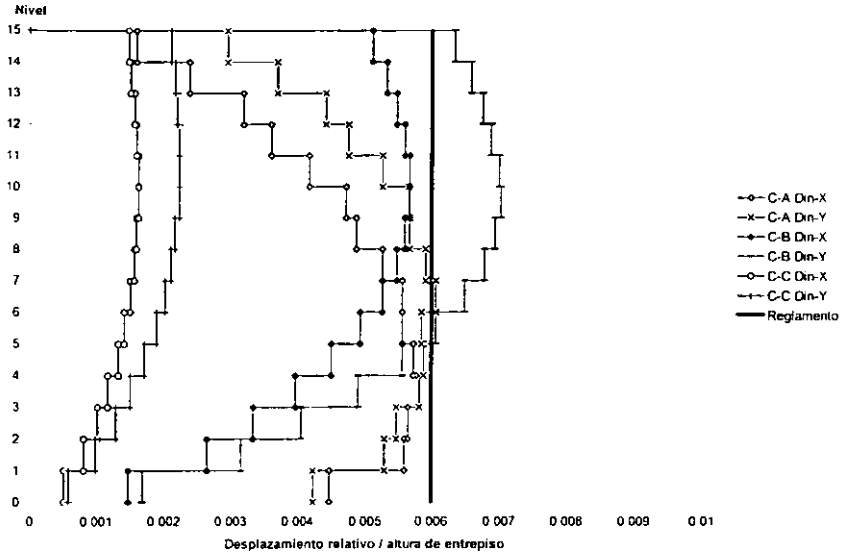


Fig 4 4 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico, casos A, B y C

Tabla 4.6 Distorsiones de entrepiso máximas dinámicas, casos A, B y C

Dirección	CASO A		CASO B		CASO C	
	$(\Delta_r/h)_{\max}$ dinámico	Entrepiso	$(\Delta_r/h)_{\max}$ dinámico	Entrepiso	$(\Delta_r/h)_{\max}$ dinámico	Entrepiso
X	0.00582	4-3	0.00567	10-9	0.00162	11-10
Y	0.00606	7-6	0.00702	10-9	0.00222	12-11

4.2.5 Fuerzas cortantes de entrepiso

En la figura 4.5 se presentan las fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático, casos A, B y C. El caso C es el que presenta los mayores valores de cortantes, el caso A tiene valores un poco menores a éste y, por último, el caso B es el que presenta los valores menores. En la tabla 4.7 se comparan los cortantes basales estáticos, el cortante basal del caso C es apenas 1 por ciento mayor que el del caso A, pero 25 por ciento mayor con relación al del caso B.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

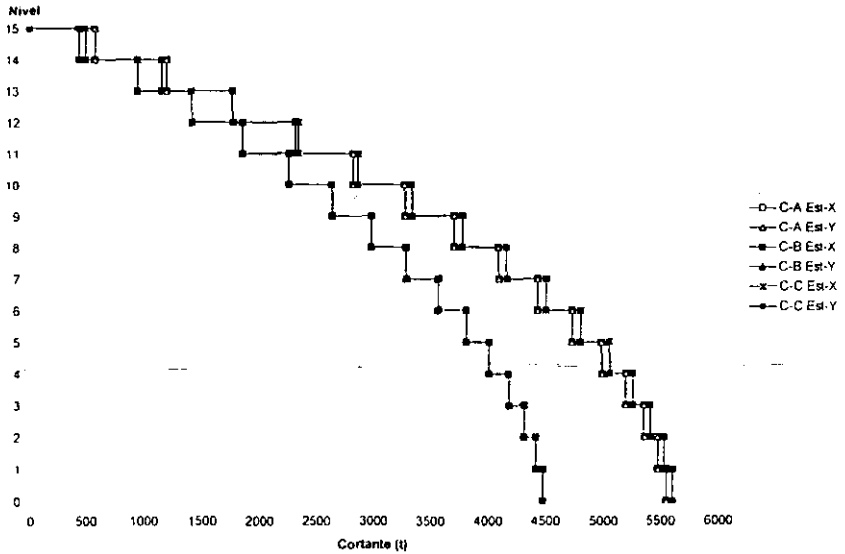


Fig. 4.5 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis estático. casos A, B y C

Tabla 4.7 Fuerzas cortantes basales estáticas, casos A, B y C

Dirección	Cortante basal (t)		
	CASO A	CASO B	CASO C
X	5554.43	4479.33	5607.14
Y	5554.43	4479.33	5607.14

En la figura 4.6 se presentan las fuerzas cortantes de entrepiso del análisis dinámico, casos A, B y C. En general, el caso A es el que presenta los cortantes dinámicos más grandes; el caso C tiene valores similares a los del caso A en los niveles superiores y, por último, el caso B es el que presenta los menores valores de cortante. En la tabla 4.8 se presentan las fuerzas cortantes basales. En la dirección X, el caso A tiene un cortante basal dinámico un 12 por ciento mayor que el del caso C; éste, a su vez, es mayor en un 26 por ciento comparado contra el del caso B. En la dirección Y, el cortante basal del caso A es 9.5 por ciento mayor que el del caso C, y al igual que para la dirección larga, el cortante del caso C sigue siendo un 26 por ciento mayor que el del caso B.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

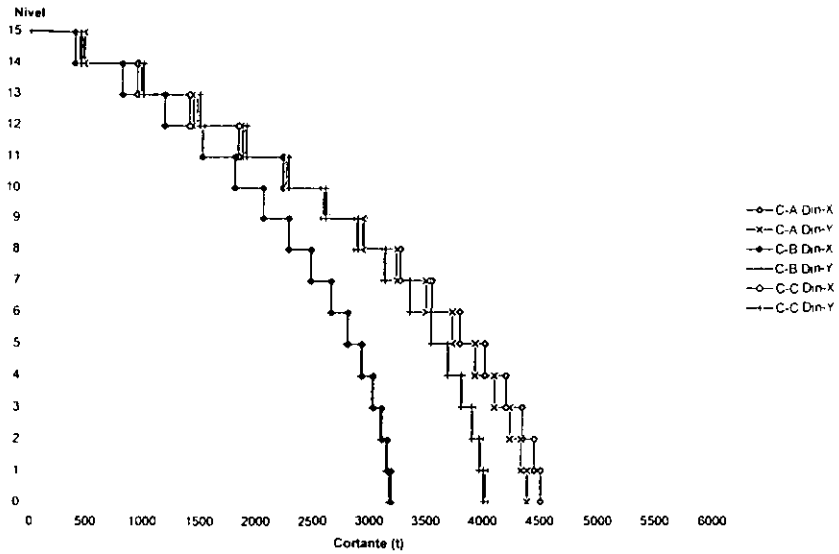


Fig. 4.6 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico, casos A, B y C

Tabla 4.8 Fuerzas cortantes basales dinámicas, casos A, B y C

Dirección	Cortante basal (t)		
	CASO A	CASO B	CASO C
X	4506.87	3190.02	4022.64
Y	4385.27	3173.46	4004.26

4.3 Comparación de resultados inelásticos

Las comparaciones que a continuación se presentan se realizaron con el propósito de determinar qué tanto excursionan en el rango inelástico cada una de las estructuras estudiadas en este trabajo, al ser diseñadas según las especificaciones del RDF-93 y sus Normas Técnicas correspondientes. En esta parte se utilizó el programa DRAIN.

4.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales

En las figuras 4.7 a 4.10 se comparan los desplazamientos horizontales máximos totales de cada uno de los ejes analizados de los casos A, B y C, obtenidos de los análisis paso a paso elástico e inelástico. Se utilizan los resultados del eje 2 del caso A, que es representativo del comportamiento de la estructura A en la dirección X, para compararlos, en primera instancia, contra los resultados del eje 1 de los casos B y C y, posteriormente, contra los resultados de eje 2 de los mismos casos.

El eje 2 del caso A solamente se presenta más flexible que el eje 1 del caso B hasta el nivel 10 con respecto a los desplazamientos negativos, y hasta el nivel 5 con respecto a los desplazamientos positivos; el eje 1 del caso C resulta ser el más rígido debido principalmente a los tres muros continuos, de 9 m cada uno, que presenta en su parte central. No existen diferencias significativas entre la comparación del comportamiento elástico e inelástico de los ejes analizados.

El eje 2 del caso B presenta mayor flexibilidad que el eje 2 del caso A, y es el eje 2 del caso C el más rígido de los tres ya que cuenta con muros en la parte central del mismo. Nuevamente aquí, no existe una diferencia notable entre la comparación del comportamiento elástico e inelástico de los ejes analizados.

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

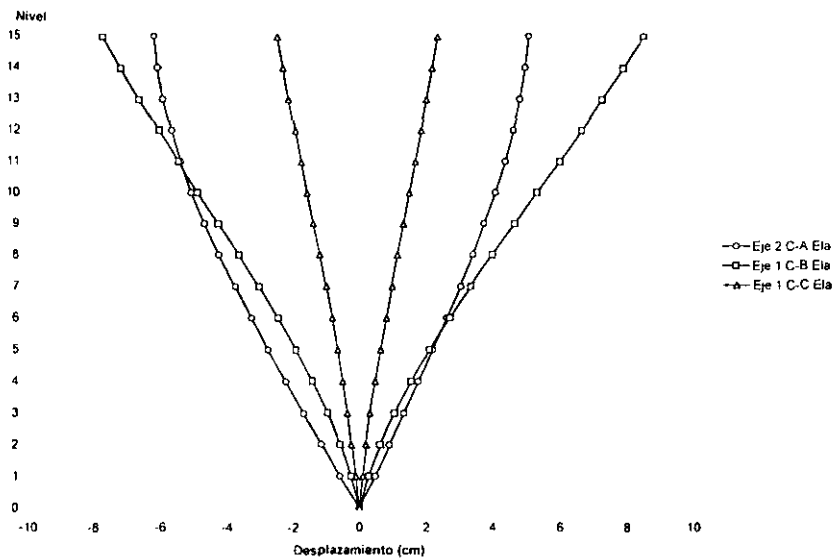


Fig. 4.7 Desplazamientos horizontales, comportamiento elástico, ejes 2 (caso A) y 1 (casos B y C)

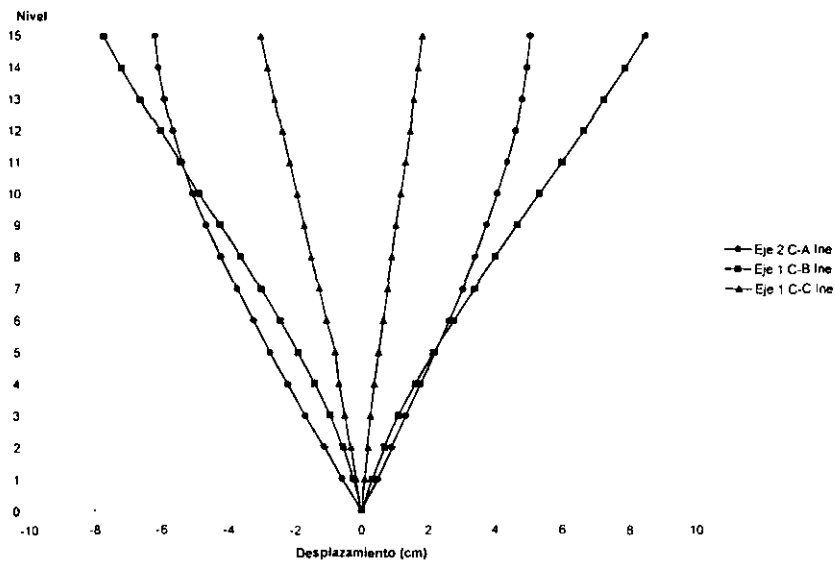


Fig 4.8 Desplazamientos horizontales, comportamiento inelástico, ejes 2 (caso A) y 1 (casos B y C)

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

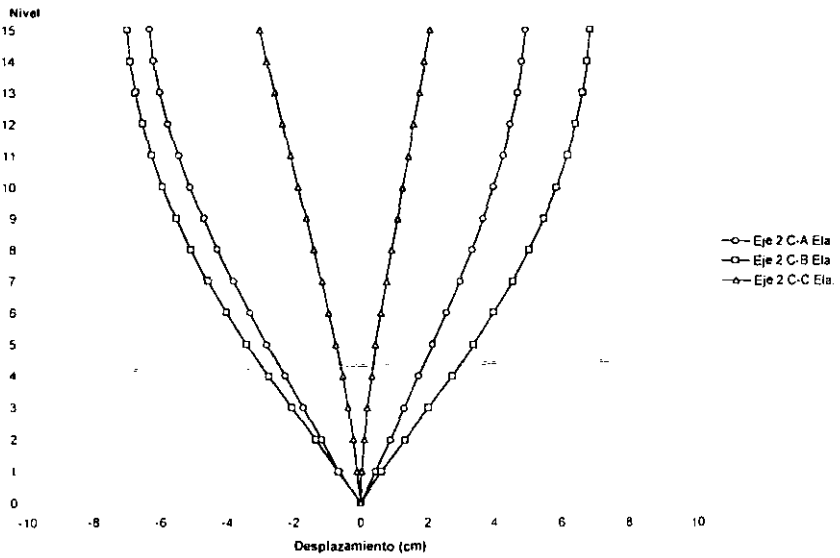


Fig. 4.9 Desplazamientos horizontales, comportamiento elástico, eje 2 (casos A, B y C)

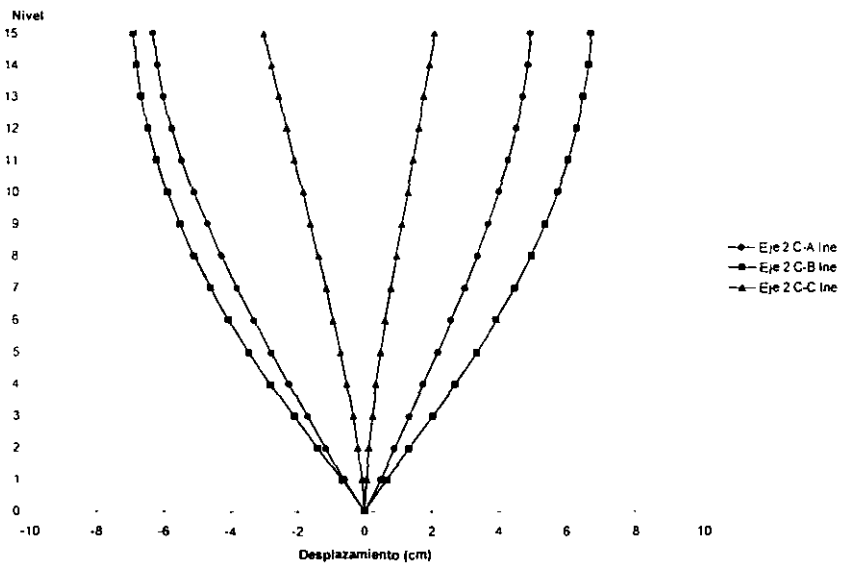


Fig. 4.10 Desplazamientos horizontales, comportamiento inelástico, eje 2 (casos A, B y C)

4.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

En las figuras 4.11 a 4.14 se comparan las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de cada uno de los ejes analizados paso a paso, comportamiento elástico e inelástico, de los casos A, B y C.

Los resultados obtenidos al comparar las respuestas es similar a lo anteriormente descrito para los desplazamientos horizontales máximos, tanto elásticos como inelásticos, en los cuales no existe una diferencia significativa, como ya se había mencionado.

Al comparar los ejes 2 del caso A y 1 de los casos B y C se observa que el caso B presenta una mayor respuesta que la del caso A, a excepción de los primeros niveles; lo anterior podría ser indicativo de que la participación de los muros en el caso B no es tan significativa. El caso C es el que presenta la menor respuesta debido a la gran rigidez de los muros con los que cuenta. Es interesante notar que el eje 1 de los casos B y C presenta un patrón de comportamiento similar, con respecto a la altura del edificio, ya que en ambos casos se tiene la presencia de muros.

Con respecto al eje 2 de los casos A, B y C, se tiene que el caso B es el que presenta la mayor respuesta y, el caso C tiene la menor respuesta debido a los muros en la parte central del eje. El patrón de comportamiento de los casos A y B es similar, ya que en éstos no se tiene la presencia de muros.

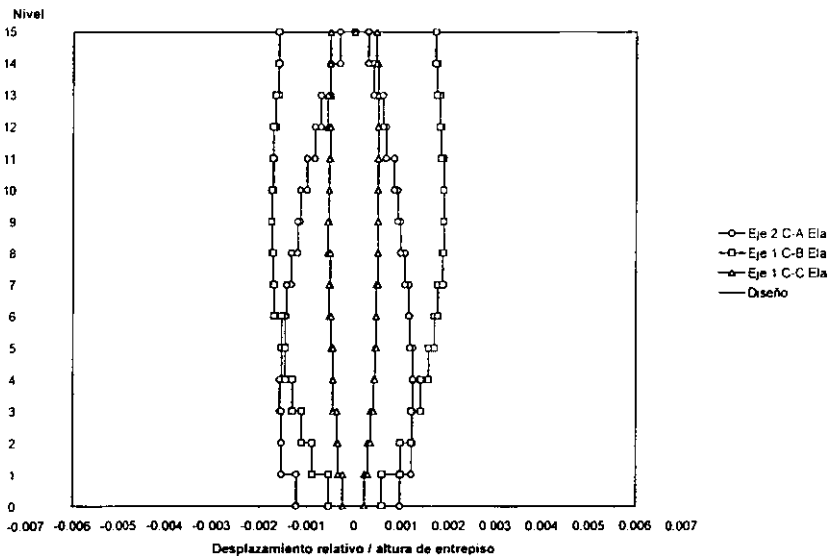


Fig. 4.11 Distorsiones de entrepiso, comportamiento elástico, ejes 2 (caso A) y 1 (casos B y C)

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

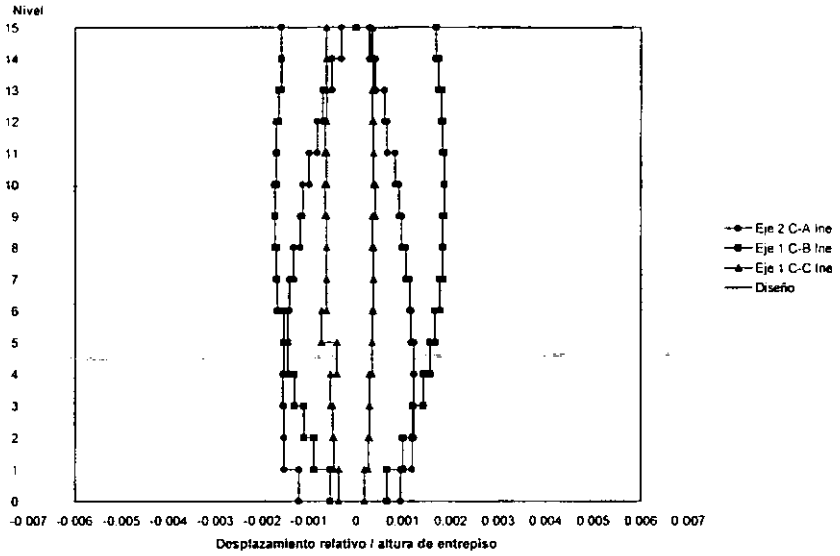


Fig. 4.12 Distorsiones de entrepiso, comportamiento inelástico, ejes 2 (caso A) y 1 (casos B y C)

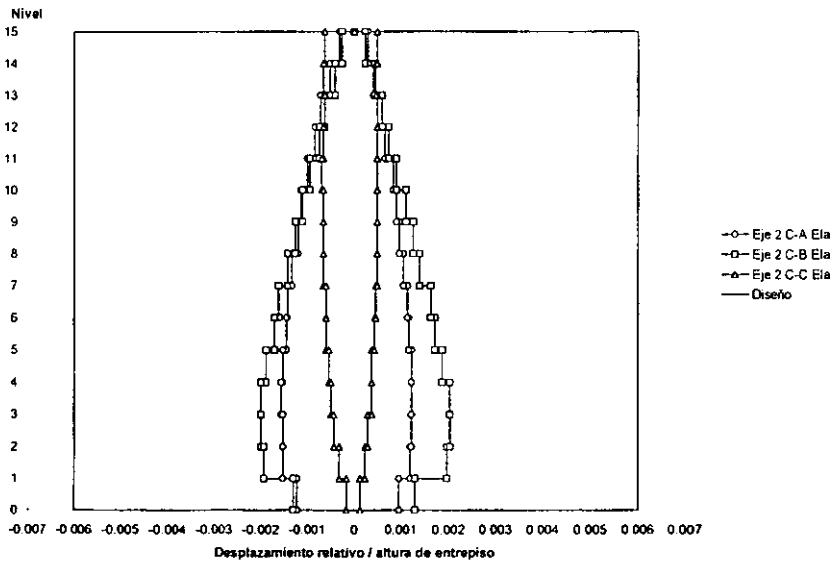


Fig. 4.13 Distorsiones de entrepiso, comportamiento elástico, eje 2 (casos A, B y C)

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

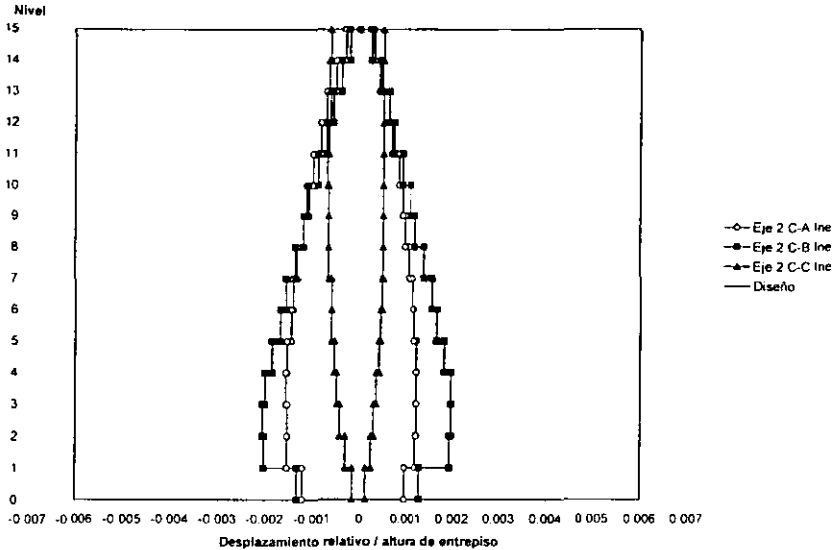


Fig. 4.14 Distorsiones de entrespiso, comportamiento inelástico, eje 2 (casos A, B y C)

4.3.3 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

A continuación se realizan comparaciones de las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de cada uno de los ejes de los tres casos estudiados, de la misma forma que en las comparaciones anteriores: ejes 2 del caso A y 1 de los casos B y C, y eje 2 de los casos A, B y C, tanto análisis elástico como inelástico.

Al comparar las respuestas elásticas de los ejes 2 del caso A y 1 de los casos B y C (figuras 3.38, 3.40 y 3.44) se observa que el eje del caso B es el que presenta los máximos desplazamientos horizontales, y el eje del caso C es el que tiene los máximos cortantes basales, además de poseer la mayor rigidez (lo cual se aprecia en su inclinación). Con respecto a las respuestas inelásticas (figuras 3.39, 3.41 y 3.45), en los ejes de los casos A y B no se observa un excursionamiento en el rango no lineal, lo que sí ocurre para el eje del caso C al presentarse un incremento en el área de histéresis.

Para el eje 2 de los casos A, B y C, respuesta elástica (figuras 3.38, 3.42 y 3.46), se observa que es en el eje del primer caso donde se presentan los máximos cortantes basales, mientras que el eje del caso B es el que posee mayor variación en los desplazamientos; de los tres casos, el eje del caso C es el que tiene la menor variación tanto en fuerzas cortantes basales como

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

en desplazamientos laterales. Con respecto a las respuestas inelásticas (figuras 3.39, 3.43 y 3.47), ninguno de los tres casos presenta cambios significativos en relación con su comportamiento elástico, lo que sería indicativo de que no hay deformaciones en el rango inelástico.

4.3.4 Historias de elementos mecánicos en miembros estructurales

4.3.4.1 Vigas

Las vigas seleccionadas para comparar sus elementos mecánicos son las siguientes

- Viga 1, eje 2, caso B (ver ubicación en la figura 3.4)
- Viga 16, eje 1, caso C (ver ubicación en la figura 3.8)
- Viga 57, eje 2, caso C (ver ubicación en la figura 3.10)

Es importante señalar que no se consideran las vigas del eje 2, caso A, ni del eje 1, caso B, debido a que en estos dos ejes no se presentaron articulaciones plásticas.

Al comparar las historias de momentos flexionantes se observa que la viga del caso B (figura 3.48) es la que presenta los momentos mayores tanto elásticos como inelásticos, también se alcanza la resistencia a momento flexionante negativo en varios ciclos. Las vigas de los ejes 1 y 2 del caso C (figuras 3.49 y 3.50 respectivamente) presentan valores de momento flexionante menores, alcanzándose la fluencia, ante momento negativo, sólo en algunos ciclos.

Al comparar las historias de fuerzas cortantes se aprecia con claridad que los cortantes en la viga del caso B (sin muros) son mayores que los de las vigas del caso C. En las vigas de los dos ejes del caso C los muros se encargan de absorber la mayor cantidad de cortante. También, en ninguna de las vigas el cortante actuante supera al cortante resistente.

Con la anterior se verifica que el mecanismo de falla es del tipo "viga". No se presentan modos de falla frágiles (por cortante), ya que el refuerzo proporcionado por el confinamiento de los núcleos de concreto, según el capítulo sobre marcos dúctiles, resulta con resistencias superiores a las exigidas por cortante. Se tiene, entonces, un diseño adecuado que garantiza comportamientos dúctiles.

4.3.4.2 Columnas

Las columnas seleccionadas para comparar sus elementos mecánicos fueron las columnas extremas izquierdas, parte inferior, entrepiso PB-N1:

- Columna 1, eje 2, caso A (ver ubicación en la figura 3.5)
- Columna 1, eje 1, caso B (ver ubicación en la figura 3.7)
- Columna 1, eje 2, caso B (ver ubicación en la figura 3.5)

4. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

- Columna 1, eje 1, caso C (ver ubicación en la figura 3.9)
- Columna 1, eje 2, caso C (ver ubicación en la figura 3.11)

La columna del caso A es la que presenta los valores mayores y la mayor dispersión en las relaciones carga axial-momento flexionante (figuras 3.54 a 3.58), en la columna rigen principalmente los efectos de flexión. Las columnas del eje B tienen valores menores en sus relaciones carga axial-momento flexionante en comparación con los del caso A y, en general, siguen rigiendo los efectos de flexión. De los tres casos, las columnas del caso C son la que presentan los menores valores en las relaciones carga axial-momento flexionante, con un poco más de variación en sus cargas axiales que en sus momentos flexionantes. Es importante señalar que en todas las columnas los puntos de las relaciones se encuentran por abajo de la condición balanceada (lo que significa que en caso de falla ésta sería por tensión y no por compresión) y nunca se presenta la fluencia.

Con respecto a las historias de fuerzas cortantes (figuras 3.59 a 3.63) se observa que todas las columnas cuentan con una reserva adecuada de resistencia al cortante, con lo cual se tiene una seguridad de que no se presente una falla del tipo frágil. La columna del caso A es la que presenta los mayores cortantes. En los ejes que cuentan con muros (eje 1 del caso B y ejes 1 y 2 del caso C) los cortantes son muy pequeños, lo anterior se debe precisamente a que los muros se encargan de tomar todo el cortante y dejan muy poco a las columnas

4.3.4.3 Muros

Los muros seleccionados para realizar la comparación son:

- Muro 16, eje 1, caso B (ver ubicación en la figura 3.7)
- Muro 16, eje 1, caso C (ver ubicación en la figura 3.9)

Al observar las relaciones carga axial-momento flexionante (figuras 3.64 y 3.65) se tiene que los valores para el muro del caso C son mayores que los correspondientes a los del caso B. En ambos muros se presenta la fluencia y tienen un comportamiento por flexión con cargas axiales por abajo de la condición balanceada.

En las historias de fuerzas cortantes (figuras 3.66 y 3.67) se observa que se tienen valores mayores para el muro del caso C, incluso se alcanza la resistencia a cortante en algunos ciclos, lo que no ocurre con el muro del caso B.

4.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local

Distribución de articulaciones plásticas:

A continuación se hace una comparación de las articulaciones plásticas que se forman en los miembros estructurales de cada uno de los ejes de los tres casos estudiados en este trabajo.

En el eje 2 del caso A no aparecen articulaciones plásticas en ningún miembro estructural. En el eje 1 del caso B (figura 3.71) solamente se tienen articulaciones plásticas en el extremo inferior de los dos muros de planta baja. En el eje 2 del caso B (figura 3.72) se presentan 26 articulaciones plásticas repartidas en las vigas de los tres primeros niveles, no hay articulaciones en columnas. En el eje 1 del caso C (figura 3.73) se tiene un total de 14 articulaciones plásticas, 13 aparecen en vigas de varios niveles y una en el extremo inferior del muro de planta baja, en columnas no se forman articulaciones. Por último, en el eje 2 del caso C (figura 3.74) solamente se tiene una articulación plástica en una viga del último nivel.

Demandas máximas de ductilidad local en miembros estructurales

Vigas:

Las articulaciones plásticas en vigas solamente aparecen en el eje 2 del caso B y en los ejes 1 y 2 del caso C. En el eje 2 del caso B (figura 3.76) la demanda máxima de ductilidad tiene un valor de -3.3 y se presenta en el primer nivel. En el eje 1 del caso C (figura 3.77) se tienen demandas de ductilidad en los primeros niveles, pero la demanda máxima se presenta en el nivel 8 con un valor de -2.7. Para el eje 2 del caso C (figura 3.79) la demanda máxima de ductilidad se tiene en el nivel 15 con un valor de -1.2 y se debe a la única viga en donde se formó una articulación plástica.

Columnas:

Debido a que no se presenta fluencia en ninguna columna de los ejes analizados, el valor máximo de ductilidad que se tendría sería de 1.

Muros:

Las articulaciones plásticas en muros se presentan en el eje 1 de los casos B y C (figuras 3.75 y 3.78). En estos ejes las demandas de ductilidad son pequeñas, de hecho, en el eje 1 del caso B no pasa del valor 1 y en el eje 1 del caso C tiene un valor máximo de 1.2.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

En el presente trabajo se analizaron y diseñaron tres estructuras (casos A, B y C) de 15 niveles, empotradas en la base y con diferentes densidades de muros de concreto. Las estructuras pertenecen al grupo A y se encuentran ubicadas en la zona III (zona compresible) del Valle de México. La revisión del estado límite de servicio se realizó para que los desplazamientos laterales relativos de entrepiso no excedieran el valor permisible de 0.006 veces la altura de entrepiso. En el diseño de las estructuras se utilizó el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

Los sistemas estructurales fueron los siguientes:

- **Caso A:** Marcos en las dos direcciones
- **Caso B:** Marcos y muros con una densidad de 1% (en cada dirección)
- **Caso C:** Marcos y muros con una densidad de 4% (en cada dirección)

El diseño de los elementos estructurales de cada una de las estructuras se llevó a cabo mediante un análisis dinámico modal espectral, considerando las cargas gravitacionales y los efectos P- Δ , se cumplieron todas las especificaciones que indica el RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes. En esta etapa de diseño las estructuras se analizaron considerando un comportamiento tridimensional, para ello se utilizó el programa ETABS. Posteriormente, se hizo la revisión de la respuesta inelástica ante el acelerograma SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985. La tendencia de la formación de articulaciones plásticas se presentó principalmente en vigas y en el extremo inferior de muros de planta baja, lo cual va de acuerdo con la filosofía de diseño "columna fuerte-viga débil".

Al realizar la comparación de las respuestas sísmicas de las tres estructuras se presentaron las siguientes diferencias:

Análisis dinámico modal espectral

- Las dimensiones de vigas y columnas del caso A son mayores que las del caso B, y éstas a su vez son también más grandes que las del caso C. Por ejemplo, el peralte de las vigas principales del caso A, dirección X, es 63% mayor que el correspondiente al caso B, y éste es 7% mayor que el peralte de las vigas del caso C; en el caso A las columnas de planta baja son de 130 x 130 cm; para el caso B, de 100 x 100 cm; y para el caso C, de 60 x 60 cm. Lo anterior tiene sentido con la densidad de muros que se tiene en cada caso.
- Los períodos de vibración de los casos A y B no presentan mucha diferencia entre sí; el caso C es el que tiene los períodos más pequeños, lo que indica que es el que posee la mayor rigidez lateral.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los desplazamientos horizontales máximos dinámicos del caso A en la dirección X resultaron, en promedio, 60% mayores a los del caso B, y estos últimos, 3.3 veces mayores a los del caso C.
- En la dirección X, las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso dinámicas del caso A fueron menores, a partir del último nivel hasta media altura del edificio, que las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del caso B; las distorsiones de entrepiso del caso C fueron las menores de las tres, pero tuvieron un patrón de comportamiento similar a las del caso B. El valor máximo de las relaciones se presentó en el entrepiso 4-3 para el caso A, entrepiso 10-9 para el caso B, y entrepiso 11-10 para el caso C; lo anterior indica que para los casos con muros, éstos no trabajan de la misma manera en los niveles superiores como lo hacen en los niveles inferiores. En los tres casos se cumplió con el valor permisible para la revisión del estado límite de servicio.
- Los casos A y C presentaron los cortantes basales más grandes debido, en parte, a que son las estructuras más pesadas (no existe mucha diferencia entre el peso total de ambos edificios).

Mediante el análisis dinámico modal espectral realizado con el programa ETABS se llega a la conclusión de que los criterios de diseño para elementos de concreto como vigas y columnas que estipulan el código ACI y las NTC-C no difieren mucho entre sí; la diferencia principal radica en los factores de reducción (F_R) que emplean. Por ejemplo, al haber diseñado algunas vigas manualmente de acuerdo a las NTC-C se observó que las áreas de acero necesarias obtenidas fueron prácticamente iguales a las proporcionadas por el postprocesador CONKER (que se basa en el código ACI). En columnas, la diferencia entre las áreas de acero necesarias fue un poco mayor, pero se debió principalmente a la precisión con la que se interpretaron los diagramas de interacción al realizar el diseño de forma manual.

Análisis dinámico paso a paso

- Los desplazamientos horizontales máximos totales, elásticos e inelásticos, de los ejes del caso B resultaron mayores que los desplazamientos de los ejes de los otros dos casos (a excepción de los desplazamientos horizontales en algunos niveles del eje 2 del caso A). Los menores valores de desplazamientos los presentaron los ejes del caso C, lo que indica la gran rigidez lateral que poseen.
- Las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso de los ejes del caso B fueron las mayores, lo anterior es indicativo de que la participación de los muros en el eje 1 de este caso no es tan significativa como podría pensarse. Los valores de las

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

relaciones para los ejes del caso C fueron las menores. Los mayores valores de desplazamientos laterales los presentó el caso B, mientras los mayores valores de cortante basal se presentaron en el eje 1 del caso C.

- Los muros no participan significativamente en el control de desplazamientos y distorsiones de entrepiso en los niveles superiores de las estructuras.
- Al revisar las historias de elementos mecánicos en vigas, casos B y C, la del caso B presentó momentos flexionantes mayores a los actuantes en las vigas del caso C. Ocurrió lo mismo en lo referente a la fuerza cortante, pero en ninguno de los casos se superó la resistencia disponible; lo anterior se debió a que en el caso C los muros se encargaron de tomar la mayoría del cortante introducido por el sismo.
- Al revisar las historias de elementos mecánicos en columnas resultó que los valores de las relaciones carga axial-momento flexionante del caso A fueron las más grandes, seguidos de los valores del caso B y, por último, los valores de las relaciones del caso C fueron las más pequeñas. En las historias de fuerzas cortantes se conservó la misma tendencia y en todos los casos las columnas contaron con una reserva adecuada de resistencia al cortante. Fue en los ejes que contaron con la participación de muros en donde se tuvieron cortantes más pequeños.
- En las historias de elementos mecánicos en muros, las correspondientes al caso C resultaron mucho mayores que las del caso B, tanto en relaciones carga axial-momento flexionante como en fuerzas cortantes.
- Los resultados obtenidos de los análisis paso a paso parecen indicar que la estructura caso B es menos rígida que la del caso A (el período fundamental del caso B es un poco más grande que el del caso A), y la estructura del caso C es la más rígida de las tres (es la que presenta el período fundamental más pequeño). Lo anterior se verifica, por ejemplo, al comparar las demandas máximas de ductilidad en las vigas de las tres estructuras: en las vigas del eje 2, caso A, la demanda máxima de ductilidad tendría un valor teórico de 1 (ya que no se formaron articulaciones plásticas en ninguno de estos miembros), en el eje 2, caso B, la demanda máxima de ductilidad tuvo un valor de -3.3 y, por último, en el eje 2, caso C, la demanda máxima fue de apenas -1.2 (debido a la formación de una articulación plástica en una sola viga). También, se puede usar como parámetro la distribución global de articulaciones plásticas: en el eje 2, caso A, no se tuvieron articulaciones plásticas en vigas, en el eje 2, caso B, se formaron 26 articulaciones y, finalmente, en el eje 2, caso C, solamente se presentó una articulación plástica en una viga del último nivel.

A través de los análisis dinámicos paso a paso realizados se obtuvo un coeficiente sísmico máximo promedio de aproximadamente 0.22, en comparación con el valor de $c = 0.6$ que indica el

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RDF-93 para estructuras pertenecientes al grupo A, ubicadas en la zona III. Lo anterior pone de manifiesto el carácter "conservador" del reglamento vigente en cuanto a diseño sísmico se refiere.

Al haber diseñado con las especificaciones del RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, se logró que el mecanismo de falla en las estructuras fuera del tipo "columna fuerte-viga débil".

Mediante el análisis paso a paso, a través del programa DRAIN, se logra una representación más real y refinada de las solicitaciones a las que estará sujeta una estructura debido a la acción de un sismo. Lo más importante aquí consiste en la forma en que una estructura tridimensional se modela en dos dimensiones ya que, de no hacerlo correctamente, se pueden obtener resultados incorrectos.

Los muros de concreto tienen una participación importante al tomar la mayoría del cortante de las vigas y columnas (razón por la cual se les denomina en el medio como "muros de cortante"); por este motivo es fundamental realizar su diseño con cuidado para obtener una separación adecuada del refuerzo horizontal y vertical en el alma.

Cuando la densidad de muros es considerable la estructura tiene una mayor rigidez lateral y los desplazamientos horizontales son menores. De las comparaciones realizadas se observó que los muros de los niveles superiores no realizan un trabajo tan eficiente como los muros de los niveles inferiores, es por esta razón que se debe dar cuidado especial al diseño de estos últimos. Los muros de concreto pueden proporcionarles rigidez lateral a la estructura, pero es importante el considerar la forma en que se disipa la energía de un sismo mediante la ductilidad que se le proporcione a la misma; esto se logra cumpliendo con las especificaciones que indican las Normas Técnicas Complementarias del RDF-93.

Recomendaciones

- En estructuras de determinada altura ubicadas en la zona compresible del Valle de México el uso de muros de concreto puede proporcionar una rigidez lateral adecuada y controlar, hasta cierto grado, los desplazamientos laterales.
- Los muros correctamente unidos con marcos pueden controlar los daños estructurales en edificios.
- En edificios que utilizan muros la rigidez adquirida puede ser grande pero el desarrollo de la ductilidad puede no ser suficiente, es por esta razón que se deben respetar las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias en lo referente a marcos dúctiles, y tener mucho cuidado en el diseño de las uniones de los elementos estructurales para lograr una adecuada disipación de la energía.
- Es conveniente buscar la mejor forma simétrica para ubicar a los muros con el fin de evitar posibles problemas de torsión.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Con el fin de realizar una comparación más precisa de los resultados de los análisis dinámicos paso a paso es recomendable utilizar las versiones más recientes del programa DRAIN que proporcionan los periodos de vibrar de una estructura. Con lo anterior se puede lograr también una calibración más exacta.
- Con el objetivo de llegar a conclusiones más generales es necesario realizar estudios más profundos sobre el comportamiento sísmico elástico e inelástico de edificios con problemas de estructuración, como podría ser la irregularidad en planta y en elevación de los mismos.

Otros estudios que podrían llevarse a cabo en relación con el presente trabajo son:

- a) El comportamiento sísmico de estructuras con y sin muros en la zona de transición del Valle de México.
- b) El comportamiento sísmico de edificios construidos con otro tipo de material como el acero.
- c) La consideración de elementos no estructurales en el comportamiento sísmico elástico e inelástico de las estructuras.
- d) La comparación de la respuesta sísmica de sistemas con la misma estructuración diseñados con diferentes códigos, etc.

En la práctica profesional solamente se realiza el análisis dinámico modal espectral; los análisis inelásticos paso a paso generalmente no se llevan a cabo por varias razones: el tiempo invertido en el análisis mismo, la difícil interpretación de sus resultados y, tal vez la más importante, no son remunerados económicamente. Sin embargo, los análisis inelásticos proporcionan una representación más cercana a la realidad del comportamiento de una estructura.

BIBLIOGRAFÍA

1. Diario Oficial de la Federación, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", D.D.F., México, D.F., (1993).
2. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo", D.D.F., México, D.F., (1993).
3. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", D.D.F., México, D.F., (1993).
4. Bazán E. y Meli R., "Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, México, D.F., (1999).
5. Meli R., "Diseño Estructural", Ed. Limusa, México, D.F., (1987).
6. Wakabayashi M. Martínez E., "Diseño de Estructuras Sismorresistentes", Ed. McGraw-Hill, México, D.F., (1988).
7. Paulay T. and Priestley J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Ed. John Wiley & Sons, Inc., (1992).
8. Park R. y Paulay T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa, México, D.F., (1975).
9. Vertero, V.V., et al. "Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 1/5 th-scale Model of a 7-story R/C Frame-Wall Test Structure", Report No. UCB/EERC-84/05, Universidad de California, Berkeley, E.U.A., (1984).
10. Sudhakar, A., Powell, G.H., Orr, G. y Wheaton R. "ULARC: Small Displacements Elasto-Plastic Analysis of Plane Frames", Universidad de California, Berkeley, E.U.A., (1972).
11. Kanaan A. E and Powell, G.H., "Drain-2D: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California, Berkeley, (1973), adaptado a P.C. por J. N. Dyer, Instituto de Ingeniería, UNAM., (1990).
12. Wilson E. and Habibullah Ashraf, "ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building System", Computer and Structures, Inc., California, E.U., (1993).
13. Loera S. et al, "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Publicación ES-2. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., (1991).
14. Meli Piralla y M. Rodríguez, "Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado", Publicación 428, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.