

01121
70



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"COMPORTAMIENTO DE MARCOS PLANOS
CON CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
RUBEN HINOJOSA ROJAS



MEXICO, D. F.

SEPTIEMBRE DE 2003

A



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZANDO
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/04999

Señor
RUBEN HINOJOSA ROJAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FRANCISCO DE JESUS CHACON GARCIA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPORTAMIENTO DE MARCOS PLANOS CON CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA"

- INTRODUCCION**
- I. ¿QUE SON LOS CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA?
 - II. COMPORTAMIENTO DE UN MARCO TIPO DE 15 PISOS CON CONCRETO NORMAL
 - III. COMPORTAMIENTO DE UN MARCO TIPO DE 15 PISOS CON CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA
 - IV. COMPARACION DE DESPLAZAMIENTO Y ELEMENTOS MECANICOS ENTRE LOS DOS MARCOS
 - V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 23 de marzo de 1999
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

Vo. Bo.

ING. Fco. CHACÓN G.
01/JULIO/2003

Vo. Bo.

César Valenzuela Segura

Vo. Bo.

Gerardo Ferrando Bravo
19/08/03

Vo. Bo.

Vo. Bo.
E. Urdutaya B
09/07/03
B

Agradezco a:

Mis padres, Elita y Chenchito, por apoyarme siempre en todo momento, por ser comprensibles y pacientes ante los tiempos difíciles que he tenido. Y por ser como son, al mostrarme siempre su cariño y el cual será siempre correspondido por mí.

Mis hermanos: Oscar, Lalo y Alejandro. Que siempre han estado conmigo, y que me han extendido su mano en todo momento.

Mis Abuelos: Lupe y Andrea, que siempre se preocuparon por mí, me apoyaron y me dieron muestras de cariño, aunque ya no están con nosotros, siempre los recordare, más aun sabiendo que hay una esperanza que abrigamos.

GRACIAS: Los quiero mucho.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: RUBEN HINOJOSA ROJAS

FECHA: 4 DE SEPTIEMBRE DEL 2003

FIRMA: 

Agradezco a Jehová Dios por darme la oportunidad de ver realizado mis metas, y de compartirlos con mis seres queridos.

Siempre recordare este día, y estaré siempre agradecido a nuestro creador, así como se escribió en la antigüedad respecto a El.

“¡Oh la profundidad de las riquezas y de la sabiduría y del conocimiento de Dios!, por que procedentes de El y por El y para El son todas las cosas. A El sea la gloria para siempre. ”

ROMANOS 11: 33^a, 36.

A mis compañeros y amigos:

**Miguel Deyta Pantoja
Cesar Alarcón Jaime
Ricardo Palma Silva
Sergio Macuil Robles
Fermín Sandoval Espinosa**

..., que han compartido conmigo todos estos años de esfuerzo y dedicación, y por haber mostrado ser una fuente de estímulo y compañerismo.

A mis profesores y amigos:

**Ing. Francisco Chacón García
Ing. Carlos Montoya Beltrán
Ing. Luis Cesar Vázquez Segovia
Ing. Jaime Martínez Martínez
Ing. Carmelino Zea Constantino
Arq. José Luis Yáñez Martínez**

..., que siempre han sido un apoyo para mí, y que fueron partícipes de momentos agradables en la Universidad, así como aquellos que me han brindado la oportunidad de colaborar con ellos en el ámbito profesional.

A todos ellos muchas gracias.

I



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INDICE

“COMPORTAMIENTO DE MARCOS PLANOS CON CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA”

INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES

TEMA

CAPITULO I ¿QUÉ SON LOS CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA?

PÁGINA

I	¿Qué son los concretos de alta resistencia?	
1.1	Comportamiento del concreto de alta resistencia a la compresión	1
1.2	Comportamiento del concreto de alta resistencia a la flexión	4
1.3	Comportamiento de columnas de concreto de alta resistencia en regiones de alta sismicidad	5
1.4	Elementos estructurales donde se aprovechan mejor las propiedades del concreto de alta resistencia	10
1.5	Aplicabilidad de expresiones para poder predecir las propiedades Del concreto de alta resistencia	12

CAPITULO II COMPORTAMIENTO DE UN MARCO TIPO DE 15 PISOS CON CONCRETO NORMAL

II.1	Propiedades geométricas del marco tipo	18
II.1.1	Trabajabilidad del concreto de resistencia normal en elementos geométricos	18
II.1.2	Formas geométricas en elementos de marcos con concreto de Resistencia normal	19

F

II.1.3	Características geométricas del marco tipo en análisis	23
II.2	Propiedades mecánicas del marco tipo	26
II.2.1	Acciones-estructura-respuesta	26
II.2.2	Características mecánicas propias del marco con concreto de resistencia normal	29
II.2.3	Propiedades del concreto a usar	32
II.3	Análisis estructural del marco tipo	37
II.3.1	Cargas aplicadas al marco tipo	37
II.3.2	Resumen de cargas en marco tipo de concreto de resistencia normal	40
II.3.3	Métodos recomendables para el análisis estructural	45
II.3.4	Análisis estructural del marco tipo con uso del SAP-2000	47
II.3.5	Criterios de diseño por sismo	47
II.3.6	Método utilizado para el diseño por sismo	48
II.3.7	Cálculo de fuerzas sísmicas en marco de concreto de resistencia Normal con uso del Método estático	51
II.3.8	Análisis por volteo	53
II.3.9	Aspectos principales de diseño basados en reglamentos	53
II.3.10	Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal	57
II.3.11	Cálculo del refuerzo longitudinal en vigas	62
II.3.12	Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal	64
II.3.13	Cálculo del refuerzo transversal en vigas	70
II.3.14	Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal	71
II.3.15	Cálculo de acero en columnas sometidas a flexocompresión	77
II.3.16	Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal	82
II.3.17	Cálculo del refuerzo transversal en columnas	88
II.4	Recopilación de respuestas del marco tipo de concreto de resistencia normal	89
II.4.1	Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco tipo de concreto de resistencia normal	89
II.4.2	Resumen de fuerzas cortantes en vigas del marco tipo de concreto de resistencia normal	91

II.4.3	Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal	93
II.4.4	Resumen de fuerzas cortantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal	95

CAPITULO III COMPORTAMIENTO DE UN MARCO TIPO DE 15 PISOS CON CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

III.1	Propiedades geométricas del marco tipo	97
III.1.1	Trabajabilidad del concreto de alta resistencia en elementos geométricos	97
III.1.2	Formas geométricas en elementos de marcos con concreto de alta resistencia	98
III.1.3	Características geométricas del marco tipo en análisis	99
III.2	Propiedades mecánicas del marco tipo	102
III.2.1	Acciones-estructura-respuesta	102
III.2.2	Características mecánicas propias del marco con concreto de alta resistencia	103
III.2.3	Propiedades del concreto a usar	104
III.3	Análisis estructural del marco tipo	109
III.3.1	Cargas aplicadas al marco tipo	109
III.3.2	Resumen de cargas en marco tipo de concreto de alta resistencia	111
III.3.3	Métodos recomendables para el análisis estructural	116
III.3.4	Análisis estructural del marco tipo con uso del SAP-2000	116
III.3.5	Criterios de diseño por sismo	116
III.3.6	Método utilizado para el diseño por sismo	117
III.3.7	Cálculo de fuerzas sísmicas en marco de concreto de alta resistencia con uso del método estático	117
III.3.8	Análisis por volteo	119
III.3.9	Aspectos principales de diseño basados en reglamentos	120
III.3.10	Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia	123
III.3.11	Cálculo del refuerzo longitudinal en vigas	129
III.3.12	Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia	131
III.3.13	Cálculo del refuerzo transversal en vigas	137

III.3.14	Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia	138
III.3.15	Cálculo de acero en columnas sometidas a flexocompresión	144
III.3.16	Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia	149
III.3.17	Cálculo del refuerzo transversal en columnas	155
III.4	Recopilación de respuestas del marco tipo de concreto de alta resistencia	156
III.4.1	Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco tipo de concreto de alta resistencia	156
III.4.2	Resumen de fuerzas cortantes en vigas del marco tipo de concreto de alta resistencia	158
III.4.3	Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco tipo de concreto de alta resistencia	160
III.4.4	Resumen de fuerzas cortantes en columnas del marco tipo de concreto de alta resistencia	162

CAPITULO IV COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE LOS DOS MARCOS

IV.1	Comparación de desplazamientos	164
IV.2	Comparación de fuerzas axiales	194
IV.3	Comparación de fuerzas cortantes	206
IV.4	Comparación de momentos de flexión	231
IV.5	Comparación de costos	255

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1	Recomendaciones para la construcción de los dos marcos	306
V.2	Conclusiones	324
	Referencias	325
	Bibliografía	326



INTRODUCCIÓN

El concreto de alta resistencia es un material que tiene al menos tres décadas de uso en diferentes partes del mundo. Las razones de su uso van desde las económicas hasta las ventajas que ofrece desde el punto de vista ingenieril.

Este material se ha estado estudiando en diferentes lugares como en universidades, centros de investigación, empresas particulares y organismos gubernamentales. Entre los cuales se destaca al Instituto Americano del Concreto (ACI), el cual ha dedicado dos comités al estudio de este tipo de material, el Comité 363-Concreto de Alta Resistencia y Comité 441-Columnas de Alta Resistencia.

Sin embargo, qué se entiende por *alta resistencia*, depende de quién esté haciendo la definición y del país. Por ejemplo, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE por sus siglas en inglés) define como *alta resistencia* a los concretos con resistencias a la compresión entre 600 y 800 kg/cm², mientras que para el Instituto Japonés de Arquitectura son de *alta resistencia* aquellos concretos con resistencias entre 270 y 350 kg/cm².

Existen dos comités del ACI que definen al concreto de alta resistencia, uno es el ACI 363 «Concreto Profesional de Alta Resistencia», que define como *alta resistencia* a aquellos concretos cuyas resistencias a la compresión a la edad especificada son iguales o mayores a 420 kg/cm², debido a que muchas de las ecuaciones empíricas utilizadas para predecir las propiedades del concreto o para el diseño de miembros estructurales están basadas en pruebas que utilizaron concretos con resistencias iguales o menores a la mencionada, explica el mismo comité.

Mientras tanto, el ACI 441, «Columnas de Concreto», en un documento titulado «High Strength Concrete Columns: State of the Art», publicado en el ACI Structural Journal, define como de *alta resistencia* a aquellos concretos cuya resistencia a la compresión es igual o mayor a 700 kg/cm², debido que a partir de esta resistencia a la compresión, el comportamiento estructural de las columnas es tal que se deben hacer algunos cambios en las consideraciones de diseño.

En otros lugares del mundo como en Australia, durante los años 80 hubo desarrollos progresivos en el diseño de mezclas de concreto. Por ejemplo usando agregados seleccionados y cemento combinados, se produjeron mezclas comerciales que iban de 600 a 900 kg/cm². Simultáneamente, se desarrollaron técnicas de construcción y aditivos para mejorar la trabajabilidad de la mezcla.



Por otro lado, en México para el grupo Cementos Mexicanos (Cemex), el más grande productor de cemento y concreto en México, el concreto profesional de alta resistencia es aquél cuya resistencia a la compresión es igual o mayor a 400 kg/cm^2 , ya que la producción diaria de concreto en toda la República incluye resistencia a la compresión de hasta 350 kg/cm^2 , mientras que el concreto de 400 kg/cm^2 o más, no se encuentra en la producción típica.

Sin embargo, también en México existe el CIDETEC (Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Concreto), el cual ha estudiado el comportamiento del concreto de alta resistencia, así como la cantidad y calidad de los materiales que permitan un comportamiento adecuado a los requerimientos de los elementos.

Como podemos observar, algunas de las definiciones del concreto de alta resistencia cambian con el tiempo y el lugar, por lo cual es importante mencionar junto con la definición, el criterio que la ha sustentado. Esta tesis tiene como propósito presentar criterios obtenidos de muchos años de investigación, y que han permitido tanto en Europa, Asia, E.E.U.U. y en años más recientes en México, tener una visión más amplia sobre el uso y manejo del concreto de alta resistencia. Además se realizará una comparación entre el desempeño de dos edificios, uno con concreto de resistencia normal y el otro con concreto de alta resistencia.



ANTECEDENTES

Es frecuente, en la práctica que la mayoría del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierte en los procesos de análisis y diseño, y que se examinen con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Lo anterior ha sido puesto de relieve en numerosos trabajos en los que se exponen diversos conceptos que deben tenerse presentes al estructurar edificios que van a soportar sismos. Estos puntos tienen gran importancia, pues en la Ciudad de México, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien diseñados han tenido un comportamiento adecuado.

Y tratándose de un material como lo es el concreto de alta resistencia, reviste aun más importancia. Con esto no se quiere afirmar que al hacer uso de materiales como el concreto de resistencias normales, el acero y otros, disminuya su importancia al diseñar estructuras, al contrario, en todos y cada uno de ellos se debe de procurar, para su diseño, lineamientos generales, que deben conjugarse con el criterio y la experiencia ingenieriles. No obstante, en lo posible se debe evitar salirse de dichos lineamientos generales.

El marco histórico del concreto de alta resistencia se presentara en el primer capítulo; además, se presentarán en este trabajo, las ventajas al hacer uso de este material, sin dejar de mencionar los cuidados que se requieren para el uso racional de este material de construcción.



CAPÍTULO I ¿QUÉ SON LOS CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA?

1.1 Comportamiento del concreto de alta resistencia a la compresión

Una de las propiedades importantes del concreto ya sea de alta o baja resistencia es su resistencia a la compresión, por lo que muchas de las investigaciones que se han realizado sobre las propiedades mecánicas del concreto giran en torno a dicha resistencia, por este motivo a continuación se muestran puntos de vista producto de pruebas realizadas a elementos de concreto de alta resistencia que nos darán un enfoque más certero sobre este tipo de material. Por ejemplo, los resultados muestran que para concretos con resistencia a la compresión de hasta 850 kg/cm^2 la curva esfuerzo-deformación presenta en su forma ascendente más linealidad y verticalidad que para concretos de resistencia normales, además la deformación para el máximo esfuerzo es ligeramente mayor en concretos de alta resistencia, y la pendiente de la parte descendente es más vertical para concretos de alta resistencia (Fig. 1.1).

Para una misma deformación axial impuesta, el concreto de alta resistencia exhibe menos microgrietamiento interno que un concreto de menor resistencia. La curva de Esfuerzo-Deformación es más pronunciada que para el concreto de resistencia normal y la curva descendente cae abruptamente. La deformación en el esfuerzo es típicamente de 0.003.

La resistencia a la tensión sigue una relación similar a la resistencia a la compresión, al igual que para el concreto de resistencia normal. El factor más importante que influye en el diseño de elementos de concreto de alta resistencia es su naturaleza quebradiza inherente, tal como se muestra en la figura de la curva esfuerzo-deformación del concreto (Fig. 1.1)

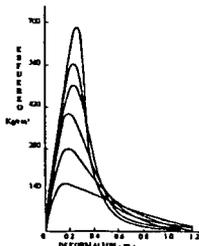


Fig. 1.1. La curva esfuerzo-deformación del concreto a resistencias diferentes. Nótese la marcada inclinación de la curva descendente para el concreto de alta resistencia.



Además las investigaciones en el extranjero han demostrado que, los factores empíricos para la dimensión del bloque de esfuerzo de compresión usado en el diseño de vigas reforzadas hechas con concreto de resistencia normal son satisfactorios para mezclas de concreto de más alta resistencia. Sin embargo, estas vigas experimentan fallas de naturaleza que quebradiza si la zona de compresión del concreto no está adecuadamente confinada.

La falla del concreto de resistencia normal típicamente esta representada por el agrietamiento de la pasta de cemento y el agregado. Con un incremento en el contenido de cemento, la resistencia de la matriz del cemento se incrementa a una etapa en donde la resistencia del agregado llega a formar parte del mismo mecanismo de falla. Una de las propiedades deseables del agregado grueso para producir concreto de alta resistencia es que la resistencia a la compresión debe de exceder la resistencia media de diseño del concreto. Esto ha provocado que en la búsqueda de una resistencia a la compresión cada vez mayor, y para encontrar la fórmula óptima del concreto de alta resistencia, los investigadores desarrollaran la idea de combinar el humo de sílice con cemento, ya sea escoria molida o ceniza volante.

Por ejemplo en Toronto, Canadá la parte de cemento del concreto de alta resistencia ha estado formada por cemento Pórtland, escoria molida y humo de sílice. Esta combinación resultó ser económica, fácil de controlar y capaz de alcanzar resistencias a la compresión de entre 714 y 867 kg/cm² (a los 28 días). Una planta de concreto premezclado en Montreal produjo un concreto con una resistencia a la compresión a un año de 1395.36 kg/cm² con 30% de cemento (168 kg/m³), 60% de escoria (320 kg/m³) y 10% de humo de sílice (54 kg/m³) para lograr un contenido total de materiales cementantes de 542 kg/m³. La relación agua-cemento fue de 0.25. En la tabla I.1 se presenta la información para este concreto experimental y para otros cuatro más.

Tabla I.1. Composición de concretos experimentales producidos en una planta de Premezclado (unidades métricas del SI).

<i>Composición del concreto</i>	<i>Referencia</i>	Humo de sílice	Ceniza volante	Escoria + Humo de sílice	
Relación agua/materiales cementantes	0.30	0.30	0.30	0.30	0.25
Agua, kg/m ³	127	128	129	131	128
Cemento ASTM Tipo II, kg/m ³	450	425	365	228	168
Humo de sílice, kg/m ³	-	45	-	45	54
Ceniza volante, kg/m ³	-	-	95	-	-
Escoria, kg/m ³	-	-	-	183	320
Agregado grueso a base de caliza dolomítica, kg/m ³	1100	1110	1115	1110	1100
Agregado fino, kg/m ³	815	810	810	800	730
Súper plastificante*, l/m ³	15.3	13	13	12	13
Revenimiento después de 45 minutos, mm	110	170	170	220	210
f'c a 28 días, kg/cm ²	1012.86	1124.04	918	1072.02	1163.82
f'c a 91 días, kg/cm ²	1107.72	1199.52	1135.26	1237.26	1287.24
f'c a 1 año, kg/cm ²	1217.88	1293.36	1276.02	1290.30	1395.36



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO I ¿Qué son los concretos de alta resistencia?

Si bien la resistencia con que contribuyen los agregados tiene una importancia secundaria en la determinación de las propiedades mecánicas del concreto de resistencia normal, la situación es algo diferente en el caso del concreto de alta resistencia, ya que la adhesión en la interfase pasta-agregado es lo suficientemente grande como para permitir una buena transferencia del esfuerzo. La pasta densa del concreto de alta resistencia es más resistente que muchas rocas naturales. La observación de las superficies de falla muestra que el plano de fractura pasa a través del agregado grueso con más frecuencia que a través de la propia pasta. En algunos casos, la resistencia del agregado grueso es de hecho el factor determinante de la resistencia a la compresión del concreto.

En lo que se refiere al tamaño de los agregados, aunque el agregado grueso con un tamaño máximo de 20 mm (3/4 ") se ha usado para producir el concreto de alta resistencia con resistencias de hasta 1020 kg/cm², en general se ha encontrado que el agregado con un tamaño máximo de 10 a 12mm (3/8 " a 1/2 ") es el más adecuado para los concretos de alta resistencia.

El tamaño máximo del agregado constituye un factor fundamental en la elaboración del concreto de alta resistencia, aconsejándose un tamaño máximo pequeño, generalmente comprendido entre 10 y 15 mm. Esto es debido a que en la mayoría de los tipos de roca los agregados de menor tamaño son más resistentes que los de tamaño superior, ya que estos generalmente presentan menos defectos internos tales como: poros, micro-fisuras, partículas blandas, etc. y por otra parte se incrementa la superficie de adherencia a la matriz cementante.

La resistencia a la compresión del concreto sigue dependiendo de la relación agua-cemento siempre y cuando la resistencia de los agregados no sea el factor limitante. Debido a la importancia directa que tiene la relación agua/cemento en las resistencias, es necesario controlar las posibles aportaciones de agua que podamos tener por parte de los componentes, fundamentalmente por parte de los agregados, corrigiendo la dosificación en función de la humedad aportada por estos. En España por ejemplo, para la construcción de uno de los complejos llamado: Natura Playa II situado en Campello(Alicante) la relación agua/cemento que se empleó en los ensayos previos estaba comprendida entre 0.4 y 0.34, siendo el valor 0.37 el empleado finalmente (154 l / m³).

Los súper plastificantes han hecho posible poder colocar concretos con una relación agua-cemento muy baja. Ahora bien, el empleo de grandes cantidades de material cementante (como lo son: cemento, microsilíce, humo de sílice, ceniza volante, escoria) y bajas relaciones agua/cemento, obliga a la utilización de aditivos para lograr una adecuada trabajabilidad del concreto de alta resistencia. Por ejemplo en el proyecto anterior a Natura Playa II, es decir Natura Playa I, se comenzó a fabricar el concreto de alta resistencia empleando un único aditivo de los denominados superfluidificantes de alta actividad, pero enseguida se observó que la puesta en obra era muy dificultosa ya que el tiempo de trabajabilidad era muy corto. Se tuvo que recurrir aun segundo aditivo de los llamados polifuncionales, a base de lignosulfatos modificados, para proteger el tiempo para una adecuada puesta en obra. La suma de ambos aditivos era de unos 22 l/m³ (6% del peso de



cemento). Sin embargo en Natuara Playa II se empleo un aditivo nuevo de los llamados superfluidificantes de nueva generación (comercialmente se llama GLENIUM 22), que tiene como característica, a menor cantidad se consiguen mejores resultados, ya que tanto el tiempo de trabajo como la puesta en obra lo mejoran muy satisfactoriamente. La cantidad empleada de este aditivo ha sido de 8 l/m^3 (2% del peso de cemento).

Con la combinación adecuada de superplastificantes y cemento, además de agregados de alta resistencia se pueden producir concretos con una resistencia promedio a la compresión de 1530 kg/cm^2 siempre y cuando se aplique un programa de control de calidad.

1.2 Comportamiento del concreto de alta resistencia a la flexión

Las observaciones realizadas en miembros altamente reforzados sometidos a flexión construidos a base de concreto de alta resistencia muestran una falla frágil en la zona de compresión. La capacidad de carga de la zona de compresión no es suficiente para soportar la fuerza correspondiente al límite elástico del acero de refuerzo en la zona de tensión. Además, si la zona de compresión no esta debidamente confinada con estribos, aparecerá una falla frágil. Se deberá evitar ese tipo de falla. Por lo tanto, el método más sencillo será el de reforzar el miembro a flexión con el valor de P_b (relación del acero de refuerzo en el punto de equilibrio), en aquellos casos donde la capacidad de carga del acero de refuerzo resulte menor que la carga máxima de la zona de compresión. Esta cantidad de refuerzo garantiza un comportamiento dúctil adecuado.

Por otra parte, una amplia investigación hecha por Ibrahim y MacGregor¹ establece la aplicabilidad del bloque a compresión rectangular equivalente especificado por el ACI 318-95 para el cálculo de la resistencia a flexión de columnas de concreto de alta resistencia.

Ibrahim comparo la resistencia de la componente del concreto con la resistencia medida a momento y carga axial en 94 pruebas hechas a columnas que tenían una resistencia a la compresión alrededor de 1325 kg/cm^2 . Para el cincuenta y cinco por ciento de las pruebas, la componente del concreto en la resistencia fue menor que la calculada por el ACI 318-95. Se observó una tendencia hacia abajo en las relaciones de resistencias conforme se incrementaba la resistencia a compresión del concreto, f'_c . Este autor concluyo que el bloque equivalente de esfuerzos a compresión del ACI 318-95 necesita una revisión para concretos de alta resistencia.

Por otra parte, los resultados de pruebas en especímenes de columnas con resistencia a la compresión entre los 510 y 560 kg/cm^2 , sujetas a cargas axiales combinadas con momento flexionante, han sido reportados por Sheikhⁱⁱ. Las columnas de pruebas fueron sujetas a niveles de cargas axiales altas ($0.6 f'_c A_g$ a $0.7 f'_c A_g$). Los resultados indican que, a este nivel de resistencias a la compresión, el procedimiento del ACI 318-95 predice en forma conservadora la resistencia a flexión de las columnas. Basados en los datos reportados por Sheikh puede concluirse que la resistencia a flexión de las columnas de hasta 560 kg/cm^2 de resistencia a la compresión puede ser calculada conservadoramente mediante el procedimiento del ACI 318-95, siempre y

⁴ Comportamiento de marcos planos con concreto de alta resistencia



cuando se cumpla con las recomendaciones de confinamiento dadas en las disposiciones sísmicas del mismo reglamento.

1.3 Comportamiento de columnas con concreto de alta resistencia en regiones de alta sismicidad.

En el diseño de columnas de concreto de alta resistencia surgen dos grandes preguntas. La primera es, ¿Es valido el bloque rectangular de esfuerzos descrito en la sección 10.2.7 del ACI 318-95 para columnas de concreto de alta resistencia? Y la segunda es, ¿Son adecuadas las reglas de confinamiento dadas en las secciones 10.9.3 y 21.4.4 del ACI 318-95 para columnas de concreto de alta resistencia? En regiones de alta sismicidad, la ductilidad de las columnas de concreto de alta resistencia ha sido un tema importante, esto ha provocado un desanimo en el uso de concreto de alta resistencia en estas áreas comparado con regiones de baja sismicidad.

Las columnas de concreto reforzado que son parte de marcos resistentes a momentos, construidos en áreas de alta sismicidad deben ser diseñadas para que tengan adecuadas propiedades de curvatura y desplazamientos. Estos requisitos se han establecido, en parte, como resultado de observar el comportamiento en campo de las columnas después de grandes sismos, los cuales indican que, a pesar de seguir el concepto de diseño de columna fuerte-viga débil, puede ocurrir daño en los extremos de las columnas. Por lo que, es necesario que las columnas de concreto reforzado sean diseñadas de tal manera que sean capaces de responder inelásticamente sin una apreciable pérdida de capacidad de carga.

Una de las maneras en las cuales los reglamentos de construcción aseguran tal ductilidad en las columnas es mediante la especificación de la cantidad de refuerzo transversal en regiones críticas de las columnas. Sin embargo, estas ecuaciones son empíricas y están basadas en criterios de resistencia, aunque intentan asegurar la ductilidad. Mediante pruebas experimentales de columnas de resistencia normal se ha mostrado que, aunque estas ecuaciones están basadas en criterios de resistencia, también proporcionan una adecuada ductilidad en las columnas de resistencia normal. Se ha cuestionado la extensión de estas ecuaciones al caso de columnas de concreto de alta resistencia.

Algunos investigadores han indagado el efecto de la resistencia a la compresión, el tipo, espaciamiento, cantidad y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, y el nivel de carga axial sobre la ductilidad de las columnas de concreto de alta resistencia. A continuación se da una breve descripción de algunos de los parámetros que afectan el comportamiento de las columnas de concreto de alta resistencia bajo cargas axiales y momento flexionante.



Un incremento en la resistencia a compresión del concreto tiende a producir una menor ductilidad. La ductilidad también es afectada adversamente por un incremento en el nivel de carga axial de la carga aplicada a la columna.

En la figuras I.2 y I.3 se muestran dos diagramas de carga lateral vs desplazamiento lateral para dos columnas que fueron probadas. Estos diagramas nos muestran el efecto de la resistencia a compresión del concreto sobre la ductilidad. En la misma figura se muestran las resistencias a la compresión, la cantidad de refuerzo transversal en las regiones críticas, y la máxima relación de desplazamiento de entrepiso para cada columna antes de la falla. Ambas columnas estuvieron sujetas a un nivel de carga constante, equivalente al 20 por ciento de la capacidad de carga axial de la columna. Para ambos especímenes, el espaciamiento, la cantidad, tipo, y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal fue el mismo. Ambos especímenes tuvieron idéntico refuerzo longitudinal. Los dos especímenes usaron estribos del No. 4, grado 40 con una separación de 64 mm.

Es importante mencionar que de acuerdo con las especificaciones del ACI 318-95 el espécimen 2 requiere una mayor cantidad de refuerzo transversal debido a su mayor resistencia a la compresión del concreto. Como se indica en la figura I.3, un incremento en la resistencia a la compresión del concreto de 550 a 1030 kg/cm² provoca casi un 25 por ciento de reducción en la máxima relación de desplazamiento de entrepiso del espécimen 2.

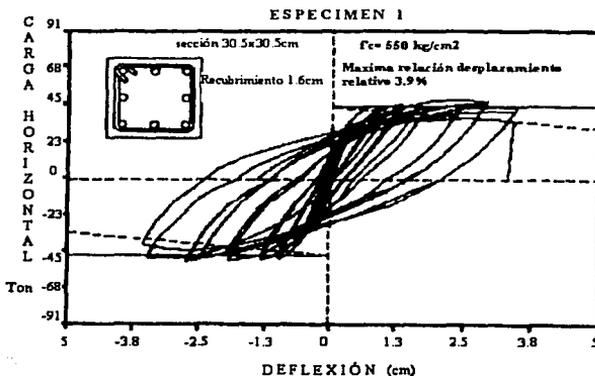


Fig. I.2 Efecto de la resistencia a la compresión del concreto en la ductilidad.

Esta reducción es la máxima relación de desplazamiento, sin embargo, no debe interpretarse como una evidencia de que el concreto de resistencia normal no deba usarse en áreas de alta sismicidad.

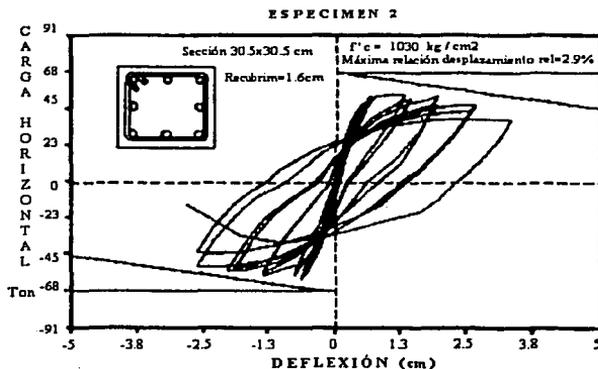


Fig. 1.3 Efecto de la resistencia a la compresión del concreto en la ductilidad.

Azizinami et al^m. Reportaron que cuando el nivel de carga axial es por debajo del 20 por ciento de la capacidad de carga axial de la columna (lo cual es el caso para la mayoría de las columnas hechas en zonas sísmicas), existe una adecuada ductilidad en las columnas con refuerzo transversal ligeramente menor que el especificado de acuerdo con los requisitos sísmicos del ACI 318-95.

Las figuras 1.4 y 1.5 muestran las relaciones carga lateral cíclica vs deflexión lateral para dos especímenes de prueba. Los especímenes 3 y 4, cuya respuesta se muestra en esta figura, tenían una resistencia a la compresión del concreto de aproximadamente 510 y 1020 kg/cm², respectivamente, al momento de la prueba. Ambos especímenes usaron estribos del No. 3, grado 42 con una separación de 38 mm. Puede observarse en esta figura que, a pesar de que un incremento en la resistencia a la compresión del concreto resulte en un decremento en la relación máxima de desplazamiento de entrepiso (especimen 4) con una resistencia a la compresión del concreto de 1020 kg/cm², aun exhibe un buen nivel de ductilidad.

Ambas columnas estuvieron sujetas a un nivel de carga axial constante del 20 por ciento de su respectiva resistencia a carga axial concéntrica.

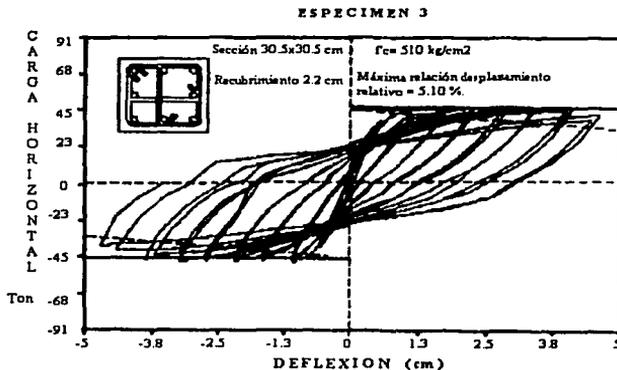


Fig. I.4 Efectos de la resistencia a la compresión del concreto en la ductilidad

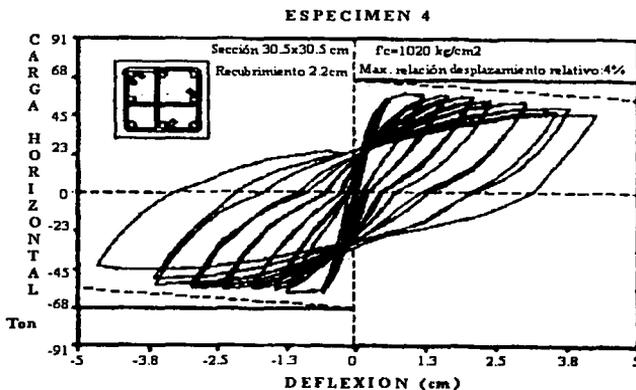


Fig.I.5 Efecto de la resistencia a la compresión en la ductilidad



Thomsen¹⁰ et al reporta resultados que dan más evidencia que las columnas de concreto de alta resistencia se comportan en forma dúctil para niveles de carga axial relativamente bajas (por debajo del 20 por ciento de la capacidad de la capacidad de carga axial concéntrica). Estos autores reportaron resultados de doce pruebas de columnas relativamente pequeñas (150 mm de sección transversal cuadrada) con resistencia a la compresión de aproximadamente 850 kg/cm². Estos especímenes estuvieron sujetos a carga axial constante y cargas laterales repetidas. El nivel de carga axial usado por estos investigadores vario entre 0 y 20 por ciento de la capacidad de carga axial concéntrica de las columnas. Estos autores reportaron que todas las columnas fueron capaces de sostener un 4 por ciento de la relación de desplazamiento de entrepiso antes de la falla, la cual se caracterizo por el pandeo de las varillas longitudinales.

Los datos están limitados a la ductilidad de columnas de concreto de alta resistencia con carga axial en el rango del 20 al 30 por ciento de la capacidad axial de la columna. En general, cuando el nivel de carga axial esta por arriba del 40 por ciento de la capacidad de carga axial y la resistencia a compresión del concreto es de aproximadamente 1020 kg/cm², se necesitan mayores cantidades de refuerzo transversal que las especificadas en las disposiciones sísmicas del ACI 318-95. Los resultados de prueba indican que cuando el nivel de carga axial es alto, puede ser necesario el uso de acero de refuerzo transversal con esfuerzo de fluencia mayor debido a la demanda más alta de confinamiento.

La información sobre columnas con cargas axiales por arriba de 0.6 f'c y resistencias a la compresión del concreto mayor de 715 kg/cm² es limitada. Muguruma et al¹¹ reportó los resultados de las pruebas de doce columnas cuadradas de 200mm de dimensión transversal hechas con concreto de alta resistencia con resistencias a la compresión del concreto al momento de las pruebas de más de 1225 kg/cm². Dos de las variables investigadas por estos autores fueron la resistencia a la compresión del concreto (815 a 1225 kg/cm²) y el nivel de carga axial (25 a 63 por ciento de la capacidad a carga axial de la columna). Una de las principales conclusiones de estos autores es que las columnas cuadradas de concreto de alta resistencia pueden diseñarse para que tengan un comportamiento dúctil, aun a niveles altos de carga axial, mediante el uso de refuerzo transversal con un alto esfuerzo de fluencia. Sin embargo, existen dos puntos que merecen un análisis cuidadoso cuando se interpretan sus resultados:

- ♦ La cantidad de refuerzo transversal usada en las columnas de pruebas fue muy alta, 230 por ciento de la requerida por las disposiciones sísmicas del ACI 318-95
- ♦ Muguruma et al usaron para una sección relativamente pequeña de columna (200 x 200 mm), un arreglo de 12 varillas longitudinales con un refuerzo transversal relativamente congestionado.



1.4 Elementos estructurales donde se aprovechan mejor las propiedades del concreto de alta Resistencia.

El concreto de alta resistencia ha permitido la construcción de estructuras o elementos más esbeltos o más resistentes a toda clase de esfuerzos. Motivo por el cual se ha estado estudiando en diferentes lugares del mundo por universidades, centros de investigación, empresas particulares y organismos gubernamentales.

Actualmente, se utiliza concreto de alta resistencia en:

- ◆ Muros y columnas de edificios de gran altura.
- ◆ Pilotes prefabricados de concreto para ser hincados.
- ◆ Columnas en grandes tribunas para reducir el tamaño y el impacto visual.
- ◆ Pavimentos de carreteras para incrementar la resistencia a la abrasión.
- ◆ Plataformas petroleras frente a las costas.
- ◆ Puentes diversos

La reducción en el tamaño de los elementos verticales también reducirá su peso, y tiene un efecto acumulativo al reducir el peso aplicado a la cimentación.

Resultados obtenidos por investigadores han demostrado que el concreto de alta resistencia tiene una menor deformación por fluencia que el concreto de resistencia normal. Por ejemplo en estructuras altas con varios elementos verticales de soporte, invariablemente cada elemento tiene diferentes cargas y esto conduce a deflexiones verticales diferenciales entre columnas y muros. Los diseñadores toman en cuenta este efecto transfiriendo las cargas producidas por deflexiones diferenciales, estas cargas en los elementos del piso disminuyen y, potencialmente permiten una reducción en las cantidades de refuerzo.

Puesto que el concreto de alta resistencia se usa generalmente en elementos donde las fuerzas de compresión son altas, la extensión y cantidad de los anillos laterales necesitan ser mayores que los utilizados en elementos de compresión hechos con concreto de resistencia normal.

Otro punto a considerar es que en el uso de grandes elementos de concreto, se debe de considerar equipo de enfriamiento y/o cemento combinado para evitar altos gradientes térmicos que conducen a agrietamiento.

Además este tipo de concreto tiene muy alta trabajabilidad, que hace posible su uso en áreas congestionadas de acero de refuerzo. Permitiendo a su vez alta cohesividad de la mezcla en estado fresco, un sostenimiento del revenimiento por períodos de duración suficientemente largos, alta consistencia que permite una alta bombeabilidad alcanzando grandes alturas y un control de tiempos de fraguado similar al de los concretos comerciales, facilitando su uso.



Puesto que el concreto de alta resistencia produce un concreto de baja permeabilidad, los métodos tradicionales de aplicar una primera capa de aplanado a los elementos pueden resultar difíciles, y algunos constructores han tenido que usar métodos mecánicos tales como una malla fina para ayudar a la adherencia del aplanado al elemento.

El concreto de alta resistencia tiene un mayor riesgo de agrietamiento por contracción plástica que el concreto de resistencia normal durante el periodo de fraguado, ya que no produce agua de sangrado. Estas grietas están típicamente asociadas con elementos horizontales, y pueden reducirse poniendo mayor atención a las técnicas de construcción.

En elementos de gran tamaño, la temperatura de curado por la reacción de hidratación tendera a ser alta debido al alto contenido de cemento. Estas altas temperaturas pueden conducir a altos gradientes térmicos entre la superficie y el alma del elemento y pueden causar agrietamiento térmico y pérdida de la resistencia a la compresión. En estas situaciones, tiene que introducirse a la mezcla hielo o nitrógeno licuificado para reducir el gradiente térmico.

Sin embargo las aplicaciones del concreto de alta resistencia en Europa han permitido tener un amplio criterio del propietario de construcciones como edificios y al valor de una compañía constructora, el concreto de alta resistencia se usó por primera vez en Alemania en un rascacielos de 186 m de altura construido en Frankfort y que se terminó en 1992. El diseño de las columnas centrales de alta capacidad de carga y de los muros usados en el edificio se basó en experimentos y recomendaciones del Prof. Konig. La estructuración del piso entre columnas también se hizo a base de concreto de alta resistencia a fin de garantizar una resistencia uniforme del concreto en la columna. La mezcla de concreto en el sitio de la obra se hizo a base de 7 % de humo de sílice, 10 litros de superplasticante, y cemento portland tipo PZ 45 F. Con esto se obtuvo una relación agua-cemento de 0.35 con una capacidad de extendido de 50 cm. En general se usó concreto bombeado en el sitio. Se recurrió a un sistema de control dentro de un nivel constante de trabajabilidad.

El mismo proporcionamiento desarrollado para el edificio BFG se aplicó en el edificio Bauer-Druck en Cologne Alemania, con 8 pisos y 54.6 m de altura. Esta estructura debe soportar equipos de imprenta pesados. Una novedad para este edificio fue el sistema de unión a tope de las columnas precoladas. Las columnas se colocan en su sitio por medio de una grúa pesada, luego se ajusta su posición y posteriormente se unen entre sí con una capa de mortero de 2 cm de espesor. El empleo del concreto de alta resistencia trajo como consecuencia una reducción apreciable de acero de refuerzo longitudinal, así como una condición de confinamiento donde se va a aplicar la carga. Con esto se facilita la operación del colado.



I.5 Aplicabilidad de expresiones para poder predecir las propiedades del concreto de alta resistencia

Como se menciona en la sección I.1 de este capítulo, una de las características más sobresalientes del concreto es su resistencia a la compresión, esta ha permitido mediante diseños adecuados, que sea utilizado con mayor frecuencia en elementos donde se requiere de mayor resistencia. Esta propiedad esta asociada con el módulo de elasticidad del concreto, de hecho, la información que se ha obtenido durante años ha permitido obtener valores de resistencia a la compresión altos, que dan como resultado concretos de alta resistencia.

En esta sección mostraremos las expresiones que se han obtenido en el transcurso de los años, para poder predecir el valor del módulo de elasticidad. De hecho los investigadores asocian de manera empírica la resistencia a la compresión en la determinación del modulo de elasticidad, desgraciadamente, debido a aspectos nacionalistas, ingenieros de varios países no han podido unificar la expresión que les permita usarla universalmente. Motivo por el cual se mostraran a continuación las expresiones que se han propuesto en algunas partes del mundo y las que desde un punto de vista imparcial se sugiere sean utilizadas.

Por ejemplo en 1934 Thoman y Raeder^{vii} reportaron valores para el módulo de elasticidad que van desde 295,560 hasta 365,950 kg/cm² para concretos con resistencia a la compresión de 700 a 775 kg/cm², determinado como la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación en compresión uniaxial al 25 porciento del esfuerzo máximo. Algunos otros investigadores han reportado valores para el módulo de elasticidad de concretos de alta resistencia que van de los 316,700 hasta 457,400 kg/cm² dependiendo principalmente del método de determinación del módulo. Además se ha utilizado frecuentemente la expresión dada por el ACI 38, sección 8.5 para concretos de menor resistencia, basándose en el peso unitario seco (W_c) de 2346 kg/m³.

El ACI 318 presenta la relación entre el módulo de elasticidad E_c y la resistencia a la compresión f'_c para concretos de peso normal, y se propone el uso de la siguiente ecuación:

$$E_c = 10611 \sqrt{f'_c} + 70370 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{para } 210 < f'_c < 850 \text{ kg/cm}^2. \dots\dots (I.5.1)$$

Se han propuesto otras ecuaciones empíricas para predecir el módulo de elasticidad. La desviación de los valores es altamente dependiente de las propiedades y proporción de los agregados gruesos. Por ejemplo, Saucier^{vii}, Russell y Pfeiffer^{viii} reportaron valores más altos que los predichos por la ecuación I.5.1.

El módulo de elasticidad se incrementa con la resistencia, pero generalmente llega a ser más dependiente del módulo de elasticidad del agregado en las resistencias más altas.

Cuando se incrementa la resistencia a la compresión del concreto, se tendrá como resultado un módulo de elasticidad más alto incrementando así la rigidez del elemento. Por ejemplo para edificios de gran altura donde la condición dominante de diseño es el grado de oscilación de la parte más alta del edificio, al incrementar el módulo de elasticidad se tiene una reducción en la magnitud de la oscilación.

12 Comportamiento de marcos planos con concreto de alta resistencia



Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones y basados en estudios experimentales, se llegó a las siguientes expresiones:

1. El CEB-FIP (1990) propuso la relación siguiente:

$$E_c = (10) \times (f'c + 8)^{1/4}, \text{ en Gpa} \dots\dots\dots (1.5.2)$$

2. El Código Noruego (1992) propone:

$$E_c = [(9.5) \times (f'c)^{1/2}] \times (\rho / 2400), \text{ en Gpa, pero } \rho \text{ en kg/cm}^3 \dots\dots (1.5.3)$$

3. Carrasquillo, Nilson y Pizarra (1981) y el ACI Comité 363 sugiere:

$$E_c = [(3.32) \times (\sqrt{f'c})] + 6.9, \text{ en Gpa} \dots\dots\dots (1.5.4)$$

o

$$E_c = [(3.32) \times (\sqrt{f'c}) + 6.9] \times [\rho / 2346], \text{ en Gpa, pero } \rho \text{ en kg/m}^3 \dots\dots(1.5.5)$$

4. El Código Europeo de Edificios CEB (1995) sugiere:

$$E_c = (10) \times (f'c + 8)^{1/4}, \text{ en Gpa} \dots\dots\dots (1.5.6)$$

Al sustituir el valor de $f'c$, con sus respectivas unidades, tenemos los siguientes resultados de módulo de elasticidad para $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y para $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$.

TABLA 1.2 Relación de resultados para el módulo de elasticidad

Ecuación	Módulo de elasticidad con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.	Módulo de elasticidad con $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$.
1.5.2	204,089.08	204,338.25
1.5.3	476,131.80	603,181.81
1.5.4	605,463.36	864,056.73
1.5.5	593,591.53	1,594,785.01
1.5.6	204,079.39	224,737.71



Como podemos observar, la diferencia entre el menor y el mayor es de alrededor 400,000 kg/cm², que viene a representar el total del valor de la segunda propuesta con un $f'_c=250$ kg/cm². Y con un $f'_c=550$ kg/cm² existe una diferencia aun mayor, por lo tanto no se tiene un rango razonable en cuanto a valores del módulo de elasticidad. Sin embargo, pese a los resultados mostrados, el informe mostrado por el ACI 363R -92 nos muestra como Thoman y Raeder informaron valores del modulo de elasticidad del rango de 295,500 kg/cm² y 367,000 kg/cm². Y sugiere se tome en cuenta la siguiente expresión:

$$E_c = [(40000) x (\sqrt{f'_c})] + 1000000, \text{ en psi} \dots\dots\dots (I.5.7)$$

$$\text{Para: } 209 < f'_c < 840 \text{ kg/cm}^2$$

o

$$E_c = [(3320) x (\sqrt{f'_c})] + 6900, \text{ en Mpa} \dots\dots\dots (I.5.8)$$

$$\text{Para: } 214 < f'_c < 846 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo uso de la ecuación (I.5.7) se dieron los siguientes resultados:

$$\text{Para un } f'_c=250 \text{ kg/cm}^2 \text{ el } E_c=237,994.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para un } f'_c=550 \text{ kg/cm}^2 \text{ el } E_c=319,028.51 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo uso de la ecuación (I.5.8) se dieron los siguientes resultados:

$$\text{Para un } f'_c=250 \text{ kg/cm}^2 \text{ el } E_c=237,927.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Para un } f'_c=550 \text{ kg/cm}^2 \text{ el } E_c=318,927.13 \text{ kg/cm}^2$$

Esta correlación entre el módulo de elasticidad (E_c) y el f'_c de fuerza a la compresión se determino mediante la grafica siguiente: (fig. I.5.1)

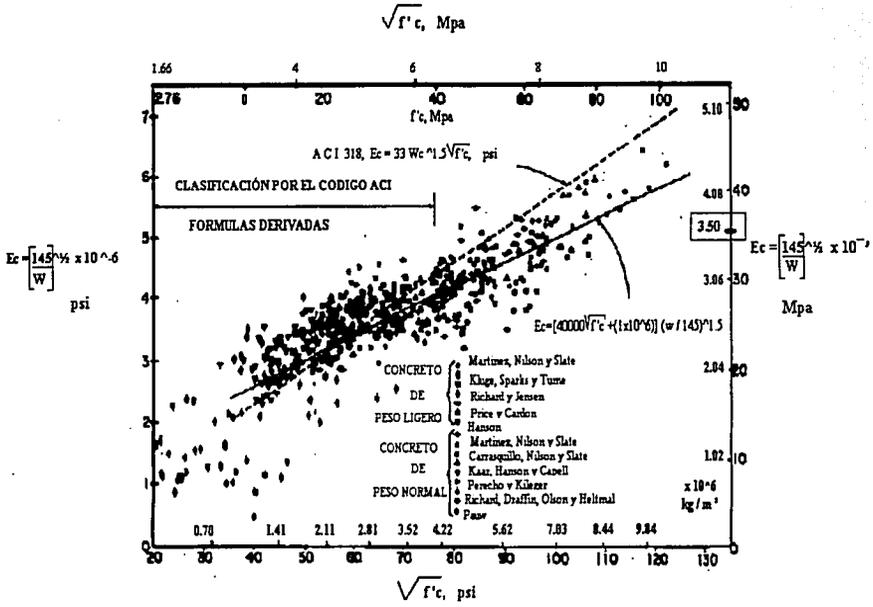


Fig. 1.5.1 Modulos de elasticidad para diferentes resistencias a la compresión

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





Por otro lado, las investigaciones realizadas por Mattock et al¹, derivaron en la realización del bloque rectangular de esfuerzos que actualmente es utilizado para el diseño de columnas sometidas a cargas axiales y momentos flexionantes que bien podemos encontrar en el ACI 318-95 sección 10.2.7.

Este bloque rectangular fue derivado por pruebas hechas a columnas de concreto sub-reforzado sometidas a carga axial y momento, de tal manera que tenían el eje neutro en una cara del espécimen de prueba. Las resistencias del concreto fueron de hasta 535 Kg/cm².

El bloque de esfuerzos fue definido por dos parámetros: la intensidad del esfuerzo en el bloque de esfuerzos, el cual fue designado como $\alpha 1$; y la relación de la profundidad del bloque de esfuerzos contra la profundidad del eje neutro, la cual se definió como $\beta 1$. Mattock et al. Propuso un $\alpha 1 = 0.85$ y $\beta 1$ como sigue:

$$\beta 1 = 1.05 - f'c / 1400 \leq 0.85$$

donde $f'c$ esta en Kg/cm². Esta propuesta fue incorporada en la sección 1504-g del ACI 318-63. Nedderman² propuso un límite inferior para $\beta 1 = 0.65$ para concretos con resistencias por arriba de los 560 kg/cm², basado en pruebas similares de columnas de concreto con resistencias a la compresión entre 805 y 1000 kg/cm².

Este límite se incorporó en el ACI 318-77. Kaar et al³ efectuó pruebas similares en columnas de concreto con resistencias a la compresión desde los 245 hasta los 1040 kg/cm² y Swartz et al⁴, usó columnas de concreto con resistencias a la compresión entre los 590 y 785 kg/cm².

El límite inferior seleccionado para $\beta 1$ se obtuvo de la comparación entre los valores dados por la ecuación para $\beta 1$ y los resultados de pruebas, observándose además que el producto de $(\alpha 1) * (\beta 1)$ tendían hacia un valor conservador, sobre todo para concretos cuyas resistencias a la compresión eran altas. Por lo que la fuerza total a compresión en el concreto de una columna cargada excéntricamente es subestimada, ya que es función del producto $(\alpha 1) * (\beta 1)$.

Sin embargo, el usar un valor mínimo para $\beta 1$ (para concretos de alta resistencia a la compresión) nos conduce a tener un mayor brazo de palanca ($Z = h/2 - \beta 1 e/2$; donde h = peralte total de la sección transversal de la columna) y de esta manera a sobrestimar el momento resistente por compresión en el concreto. Siendo esto más significativo en columnas de concreto que fallan por compresión, y con relaciones e/h menores que 0.30, donde e = excentricidad de la carga axial.

Bing et al⁵. Sugirió el uso de un bloque a compresión rectangular equivalente con un esfuerzo promedio, $(\alpha 1) * (f'c)$, y con una profundidad de $a = (\beta 1) * (c)$, para el diseño de columnas de concreto de alta resistencia, donde:



$$\alpha_1 = 0.85 \quad \text{para } f'c \leq 560 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0004*(f'c - 560) \geq 0.75 \quad \text{para } f'c > 560 \text{ kg/cm}^2$$

donde: $f'c$ está en kg/cm^2 .

Sin embargo Ibrahim et al. De acuerdo a los resultados obtenidos de pruebas realizadas a las columnas mencionadas en el apartado 1.2 de este capítulo, reportaron que para todos los especímenes, la deformación a compresión máxima del concreto antes de que ocurra el desprendimiento del recubrimiento fue mayor que 0.003, y concluye lo siguiente referente a las dos fórmulas anteriormente mencionadas:

- ♦ El bloque de esfuerzos rectangular puede ser usado para el diseño de secciones de concreto de alta resistencia con algunas modificaciones a los parámetros usados para definir el bloque de esfuerzos.
- ♦ El valor constante de 0.85 como factor de intensidad del esfuerzo en compresión actualmente usado por el ACI 318-95 es no conservador para concreto de alta resistencia y se debe de usar el siguiente valor modificado:

$$\alpha_1 = (0.85 - 0.000123 f'c) \geq 0.725, \quad f'c \text{ en } \text{kg/cm}^2$$

- ♦ La distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del bloque equivalente de esfuerzos en compresión (parámetro $\beta_1 c/2$) como se especifica en el ACI 318-95 nos conduce a una sobrestimación del brazo de palanca. Ellos proponen la siguiente ecuación:

$$\beta_1 = (0.95 - 0.000245 f'c) \geq 0.70, \text{ donde } f'c \text{ esta en } \text{kg/cm}^2.$$



CAPITULO II

COMPORTAMIENTO DE UN MARCO TIPO DE 15 PISOS CON CONCRETO NORMAL.

II.1 Propiedades geométricas del marco tipo

II.1.1 Trabajabilidad del concreto de resistencia normal

Los factores que hacen del concreto un material de construcción universal son tan evidentes que ha sido utilizado de diversas maneras por muchos de años, uno de estos factores consiste en la facilidad con la cual, mientras se encuentra en estado plástico, puede depositarse y llenar los moldes de cualquier forma. Esto ha permitido la realización de casi cualquier forma imaginable que el hombre ha ido utilizando y mejorando con el transcurso del tiempo para elementos de construcción.

Podemos definir el término "trabajabilidad" de un concreto como la facilidad que presenta para ser transportado, colocado y compactado. Es importante hacer notar que esta trabajabilidad es relativa, un concreto trabajable para una presa puede no ser trabajable para una columna. Ahora bien, esta característica se manifiesta cuando la disposición del concreto en sus ingredientes se encuentra mezclado y húmedo para ser manipulado, colocado en las cimbras y terminado mientras sea todavía un fluido. Un cierto grado de trabajabilidad es esencial para cimbrar y terminar en forma adecuada el material. Sin embargo, la naturaleza fluida de la mezcla queda determinada, en gran parte, por la cantidad de agua presente y la forma más fácil de hacerlo más trabajable es añadir agua. Hasta cierto punto, esto puede ser aceptable, pero el agua adicional, generalmente, *significa menor resistencia, mayor porosidad y más encogimiento*, que son en general, *propiedades indeseables*. El uso de vibración, aditivos y otras técnicas para facilitar el manejo sin incrementar el contenido de agua, a menudo, se utilizan para obtener el concreto de mejor calidad.

Como se menciona, el concreto debe ser trabajable, pero no se debe segregar ni sangrar excesivamente. El sangrado es la migración del agua hacia la superficie superior del concreto recién mezclado provocada por el asentamiento de los materiales sólidos-cemento, arena y piedra dentro de la masa. Un sangrado excesivo aumenta la relación agua-cemento cerca de la superficie superior, pudiendo dar como resultado una capa superior débil de baja durabilidad, particularmente si se llevan a cabo las operaciones de acabado mientras está presente el agua de sangrado. Debido a la tendencia del concreto recién mezclado a segregarse y sangrar, es importante transportar y colocar cada carga lo más cerca posible de su posición final. Una solución a este problema, es similar a la que se menciona anteriormente, la de incluir aire, pues mejora la trabajabilidad y reduce la tendencia del concreto fresco de segregarse y sangrar.



II.1.2 Formas geométricas en elementos de marcos con concreto de resistencia normal

El concreto como material de construcción se presta para la posible construcción de todos los componentes básicos de un edificio: cimentación, pisos, techos, muros y marcos, así como los diversos tipos de sistemas estructurales, incluyendo arcos, cúpulas, cascarones, armaduras y estructuras especiales. También es, en general, el material de construcción más inerte y durable, que resiste el envejecimiento, efectos climáticos, podredumbre, insectos, fuego y cambio o descomposición química. Dadas estas circunstancias adecuadas es un material muy utilizable.

Ahora bien para dar origen a dichas formas, se necesita un dimensionamiento, que no es mas que la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo en una estructura de concreto. La cual esta sujeta a diversos factores, entre los cuales se destacan su uso y la funcionalidad de la misma, por lo cual a continuación se mencionaran algunas de las principales formas que pueden llegar a tomar en edificios.

Las figuras que siguen muestran algunas de las principales formas tradicionales que se han utilizado en estructuras de concreto. Dentro de estos tenemos el sistema estructurales a base de columnas y vigas, bien conocido como marco, que se muestra en la figura II.1.2.1, se puede mencionar además sistema de losa nervada que se muestra en la figura II.1.2.2, y el sistema de losa plana y vigas acarteladas que se muestran en la figura II.1.2.3. Y de estas existen infinidad de formas que se pueden hacer con la combinación de las anteriormente mencionadas que dan origen a elementos estructurales de concreto.

La elección entre estos y otros sistemas de entrepiso y cubierta depende de requisitos funcionales, cargas, luces y espesores permisibles de elementos, al igual que de factores económicos y estéticos.

Las formas estructurales que anteriormente se mostraron difícilmente constituyen un inventario completo, pero son ilustrativas de las formas compatibles con las propiedades del concreto reforzado o preesforzado. Ellas ilustran la adaptabilidad del concreto a una gran variedad de estructuras y componentes estructurales unidimensionales (vigas, columnas), bidimensionales (losas, arcos, pórticos rígidos) y tridimensionales (cascarones, tanques). Esta variabilidad permite adaptar la forma de la estructura a su función de una manera económica, y proporciona al arquitecto y al ingeniero diseñador una amplia gama de posibilidades para soluciones estructurales estéticamente satisfactorias.

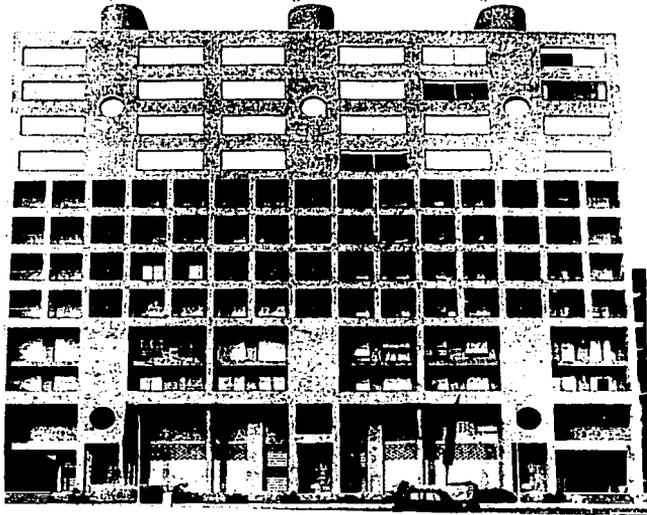


Fig. II.1.2.1 Marco estructural formado por el sistema de columnas y vigas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

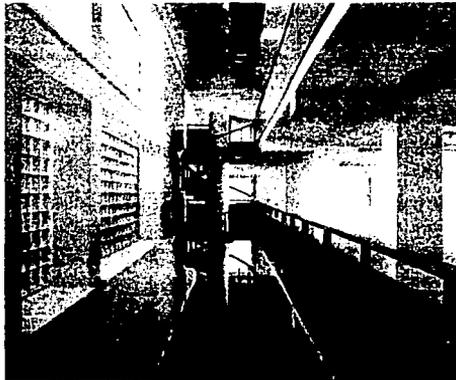


Fig. II.1.2.2 Sistema de losa nervada.



Fig. II.1.2.3 Sistema a base de losa plana y viga acartelada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



En lo particular se utilizara una marco plano, que esta compuesto por un sistema de vigas y columnas, estas estarán reforzadas con varillas de acero, las características detalladas de este marco se comentaran en el subtema II.1.3.

Ahora bien las especificaciones para el diseño y dimensionamiento del concreto reforzado pueden tomar la forma de un reglamento o de recomendaciones.

Los reglamentos se escriben en forma de leyes para que los promulguen las instituciones públicas, como los consejos municipales; y que representan, usualmente, los requisitos mínimos necesarios para proteger al público de riesgos. No tratan de especificar el mejor procedimiento, aunque se intenta generalmente eliminar los errores más comunes, especialmente los que ponen en peligro la seguridad.

En las recomendaciones, por otra parte, se trata de definir el mejor procedimiento o, cuando menos, de establecer suposiciones y procedimientos de cálculo satisfactorios. En general, pueden contener razonamientos así como métodos.

Por ejemplo, para un esquema estructural dado, algunas normas actuales permiten diferentes opciones al proyectista en cuanto a la magnitud de la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño por efectos de ductilidad; en el RCDF (Reglamento de Construcción para el Distrito Federal) esto se realiza por medio del valor del factor Q (denominado factor sísmico). Los requisitos de estructuración, dimensionamiento y detallado son más rigurosos cuando se admite usar un factor de reducción por ductilidad mayor. Por tanto, no necesariamente la estructura más conveniente es la que se diseña para el máximo factor de reducción admitido por el reglamento.

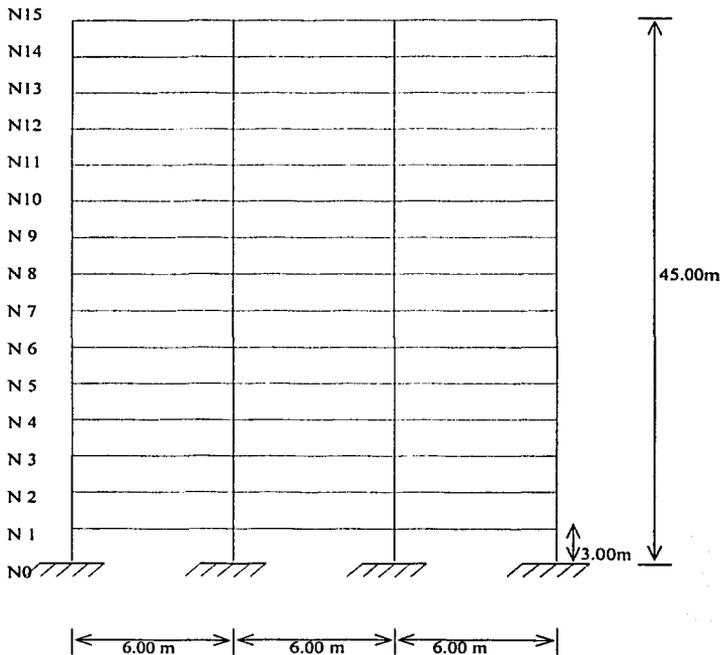
El proyectista deberá en cada caso hacer una evaluación económica para determinar si el costo, que implica cumplir los requisitos impuestos para el empleo de un factor de reducción mayor, justifica el ahorro que se tiene por la reducción en las fuerzas sísmicas de diseño.



II.1.3 Características geométricas del marco tipo en análisis

El marco contará con 15 niveles, y estará constituido por un sistema de vigas y columnas de concreto reforzado, la separación entre niveles será de 3.00 m y la separación de columnas será de 6.00 m.

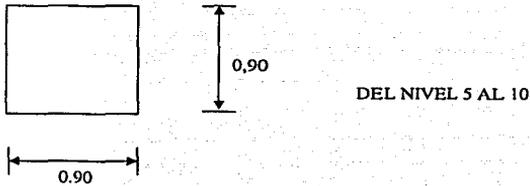
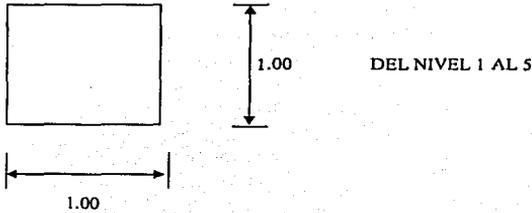
Se utilizará un concreto de resistencia normal ($f'c$: 250 kg/cm²), con acero de refuerzo.



Dimensiones del marco tipo

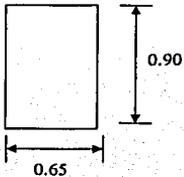


II.1.3.1 Dimensionamiento de columnas de concreto de alta resistencia

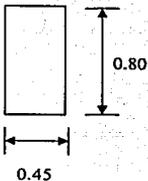




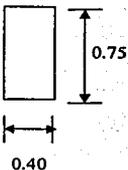
II.1.3.2 Dimensionamiento de vigas de concreto de alta resistencia



DEL NIVEL 1 AL 5



DEL NIVEL 6 AL 10



DEL NIVEL 11 AL 15



Tabla II.1.3.1 Resumen de dimensionamiento de columnas:

Niveles	Sección (m)	Area (m ²)
1 AL 5	1.00 x 1.00	1.00
5 AL 10	0.90 x 0.90	0.81
10 AL 15	0.80 x 0.80	0.64

Tabla II.1.3.2 Resumen de dimensionamiento de vigas:

Niveles	Sección (m)	Area (m ²)
1 al 5	0.65 x 0.90	0.58
6 al 10	0.45 x 0.80	0.36
11 al 15	0.40 x 0.75	0.30

II.2 Propiedades mecánicas del marco tipo

II.2.1 Acciones-Estructura-Respuesta

Se dice que el objeto del diseño, consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que ésta cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente en condiciones de servicio. Debido a estos requisitos es preciso conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura (dimensiones, refuerzos, etc.), las solicitaciones que debe soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura. En otras palabras, es necesario conocer las características acción-respuesta de la estructura estudiada. Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida. Entre éstas se encuentran por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos. La respuesta de una estructura, o de un elemento, es su comportamiento bajo una acción determinada. Puede expresarse como: deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración, etc. Desde luego, la respuesta es función de las características de la estructura, que bien pudiera tratarse de un marco u otro elemento estructural.



Si se conocen las relaciones:

ACCIÓN → ELEMENTO DE CIERTAS CARACTERÍSTICAS → RESPUESTA

Para todas las combinaciones posibles de acciones y características de una estructura, se contará con una base racional para establecer un método de diseño. Éste tendrá por objeto determinar las características que deberá tener una estructura para que, al estar sometida a ciertas acciones, su comportamiento o respuesta sea aceptable desde el punto de vista de seguridad frente a la falla y utilidad en condiciones de servicio.

El problema de la determinación de las relaciones acción-respuesta para estructuras, con cualesquiera características, sometidas a toda la gama posible de acciones, es variable, ya que puede presentarse un número infinito de combinaciones.

Debido a esta situación fue necesario desarrollar métodos que permitieran basar el estudio de una estructura en conjunto, en estudios del comportamiento de sus distintas partes o elementos. Estos métodos, llamados de análisis, permiten determinar en cada uno de los miembros de una estructura las acciones internas resultantes de la aplicación de las solicitaciones exteriores a la estructura total. Esta consideración reduce el problema de la determinación de las características acción-respuesta a dimensiones manejables.

Dichas acciones son la respuesta a cargas para las cuales fue diseñada la estructura, y estas se pueden dividir en tres categorías:

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas ambientales

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Esta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión. Las cargas vivas mínimas para las cuales deben diseñarse los entresijos y las cubiertas de un edificio se especifican usualmente en el código de construcción que se aplica en el lugar de construcción. En este caso en particular se tomaron las recomendaciones para el diseño del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.



Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de nieve, presión y succión del viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras, cargas de posibles empozamientos de agua de lluvia sobre superficies planas y fuerzas causadas por cambios de temperatura.

En nuestro caso, se realizará el dimensionamiento de un marco de concreto reforzado con concreto de resistencia normal (con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$), el cual tendrá un total de 15 niveles, con una separación de 3 m en cada nivel.

Para establecer una base racional de diseño será necesario obtener las características acción-respuesta, correspondientes a las acciones más frecuentes sobre los distintos elementos estructurales. Con esta información se puede delimitar el rango de las solicitaciones bajo las cuales el elemento se comportará satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. En otras palabras, es necesario establecer las relaciones entre los elementos siguientes:

Tabla II.2.1 Acción – Estructura – Respuesta

Acciones interiores	Respuesta de resistencia	Características del elemento	Respuesta de servicio
Carga muerta	Carga axial	Tipo de concreto	Deformación
Carga viva	Flexión	Tipo de refuerzo	Desplazamientos
Carga accidental	Torsión	Tamaño	Agrietamiento
Otras cargas	Cortante	Forma	Durabilidad
		Restricciones	Vibración

Al valuar la respuesta correspondiente a una acción determinada, es necesario tomar en cuenta el modo de aplicación de la misma, ya que este factor ejerce influencia muy importante en dicha respuesta. Es decir, la respuesta de una estructura a una acción determinada dependerá de si ésta es instantánea, de corta duración, sostenida, repetida, etc.

En el procedimiento de diseño, el dimensionamiento se lleva a cabo normalmente a partir de las acciones interiores, calculadas por medio de un análisis de la estructura. Debe notarse que, para diseñar satisfactoriamente no siempre es necesario obtener las acciones interiores inducidas por las exteriores. Muchos diseños han sido desarrollados directamente a partir del estudio de modelos estructurales. En estos casos los conjuntos de acciones exteriores, representativas de aquellas a las que en realidad estará sometido el prototipo, se aplica a un modelo a escala de la estructura por diseñar, y se miden las respuestas del mismo. Para satisfacer las condiciones de seguridad, el modelo a escala debe resistir acciones un tanto mayores que las que se estima deberá soportar la estructura en condiciones de servicio, las respuestas del modelo a estas acciones deberán



estar comprendidas entre los valores considerados como límites de tolerancia. Si una de las dos condiciones no se satisface, se modifican las características del modelo y se repite el proceso.

La primera condición que debe satisfacer un diseño, es que la estructura resultante sea lo suficientemente resistente. En términos de las características acción-respuesta, se puede definir la resistencia de una estructura o elemento a una acción determinada como el valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinada la resistencia a una cierta acción, se compara este valor máximo con el valor correspondiente bajo las condiciones de servicio. De esta comparación se origina el concepto de factor de seguridad o factor de carga. De un modo rudimentario, éste puede definirse como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente en condiciones de servicio.

El diseño debe garantizar que la estructura tenga un factor de seguridad razonable. Mediante este factor, se trata de tomar en cuenta en el diseño, la incertidumbre existente respecto a los efectos de ciertas acciones y los valores usados en varias etapas del proceso. Entre las principales incertidumbres se pueden mencionar el desconocimiento de las acciones reales y su distribución, la validez de las hipótesis y simplificaciones utilizadas en el análisis, la diferencia entre el comportamiento real y el supuesto, y la discrepancia entre los valores reales de las dimensiones y de las propiedades de los materiales con las especificadas en el diseño.

II.2.2 Características mecánicas propias del marco con concreto de resistencia normal.

El marco es el sistema estructural más común en las estructuras modernas, el cual, generalmente lo constituye un esqueleto vertical resistente, en particular en los edificios. Sus ventajas residen no sólo en su buena eficacia estructural, sino sobre todo en que ocasiona una mínima interferencia con el funcionamiento de la construcción, al permitir gran libertad en el uso del espacio interior.

Estas estructuras están compuestas por vigas o barras, las cuales comúnmente están sujetas a cargas normales a su eje, y esta transmite a sus apoyos (columnas) la carga por medio de flexión y cortante. La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales, ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección esta definida por la magnitud de las resultantes de esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse, y del brazo de palanca de dichas fuerzas. Y para poder dar el dimensionamiento de estos elementos, se debe de tomar en cuenta la flexión principal, la falla por cortante, el pandeo lateral, además del pandeo local de la zona de compresión que suelen resultar críticos para definir las dimensiones del alma de la viga, de su momento de inercia alrededor del eje débil y de los espesores de las diferentes partes de la sección.



Así pues, en un marco de concreto, la transmisión de esfuerzos de una a otra barra o viga no se realiza por simple sobreposición, sino que existe una conexión entre ellas que proporciona capacidad para transmitir no sólo compresiones, sino también tensiones y cortantes. La conexión puede ser una articulación mediante un nudo rígido con la capacidad suficiente de transmitir, además de fuerzas internas, momentos flexionantes (figuras II.2.2.1 y II.2.2.2).

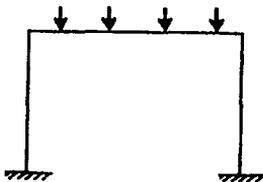


Fig. II.2.2.1 Marco rígido de un solo claro con apoyos fijos sometido a carga vertical.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

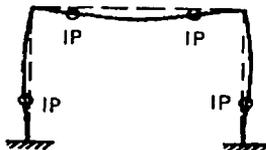


Fig. II.2.2.2 Deformación de marco rígido debido a carga vertical.

Las principales ventajas de estos marcos, es la protección contra acciones accidentales (como sismos o viento) que pueden introducir tensiones en las conexiones y, especialmente, un aumento sustancial de la



resistencia y rigidez ante cargas laterales (Fig. II.2.2.3 y Fig. II.2.2.4). Además como estructura hiperestática, y si el material utilizado es dúctil, si se sobrepasa el intervalo lineal de comportamiento, se presentan redistribuciones importantes de momentos y se puede tener una notable reserva de capacidad.

Para que el sistema funcione efectivamente como marco rígido es fundamental el diseño y detallado de las conexiones para proporcionarles rigidez y capacidad de transmitir momentos.

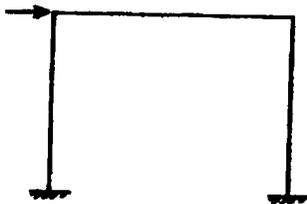


Fig. II.2.2.3 Marco rígido de un solo claro con apoyos fijos sometido a carga lateral.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

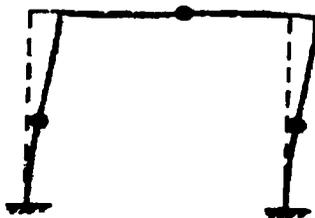


Fig. II.2.2.4 Deformación de marco rígido debido a carga lateral.



II.2.3 Propiedades del concreto a usar

El concreto como material de construcción es y ha sido utilizado por la gran variedad de sus bondades, dentro de estas se mencionaran las más significativas a continuación. En este caso en especial se analizara el concreto que será utilizado para el marco tipo, el cual tendrá una resistencia normal, es decir, una resistencia no mayor de 250 kg/cm².

- Resistencia ($f'c$)

Este sin duda es uno de los puntos que diferencian a un concreto de otro, hablando de resistencia a la compresión, el cual varía dependiendo de la mezcla. De los ingredientes que especialmente pueden ayudar en la ganancia de resistencia a compresión son el agua y el cemento, motivo por el cual nos interesa en especial la relación agua-cemento, además de aspectos constructivos como la duración y calidad del curado, los cuales puede obtener resistencias a la compresión en el concreto de hasta 703.04 kg/cm² o más. El concreto fabricado comercialmente con agregados ordinarios generalmente varía de 175.76 a 421.82 kg/cm² y lo más común es que tenga una resistencia cerca de 210 kg/cm². La resistencia a la compresión $f'c$ se basa en la obtenida en cilindros estándar de 6 por 12 plg. (de 15.24 a 30.48 cm), curados en las condiciones normales de laboratorio y probados aumentando la carga en forma especificada a los 28 días de edad.

Cuando no se usan mejores métodos para el proyecto de la mezcla, el Reglamento del ACI supone que con varias relaciones agua-cemento, con agregados naturales, se obtienen las resistencias aun mayores a las normalmente utilizadas. En el caso del agua para uso de fabricación de concreto, se puede estimar que el agua ocupa entre 10 y 25 % de cada metro cúbico de concreto que se fabrica.

Otro de los factores que intervienen en la ganancia de resistencia es la utilización de agregados, pues más del 60% de cada metro cúbico de concreto fabricado está constituido por los agregados, las características de los materiales que los forman y los efectos de su uso en el concreto se han estudiado con mucho mayor detalle, de tal forma que se puedan producir concretos de mejores características en estado fresco y con una mayor durabilidad.

En especial para la fabricación del concreto normal se usan los agregados con las siguientes características:

- Agregado fino (arena)
- a) Agregado que pasa la malla 3/8" (9.5 mm) y casi totalmente pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y es predominantemente retenido en la malla No. 200 (0.075 mm).
- b) Es la porción de un agregado que pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y es retenido en la malla No. 200 (0.075 mm).



- Agregado grueso
 - a) Agregado predominantemente retenido en la malla No. 4 (4.75 mm).
 - b) Es la porción de un agregado retenido en la malla No. 4 (4.75 mm).

Debe tenerse suficiente cuidado, pues dicho material debe de estar libre de contener materia orgánica.

- Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto puede variar en función de diversos factores tales como el estado de humedad y de compactación del concreto, la relación agua/cemento y edad de la pasta, y las características de los agregados, principalmente.

El diagrama esfuerzo-deformación es una curva, y en consecuencia, a cada valor de esfuerzo, correspondería otro valor del módulo de elasticidad (fig. II.2.3.1).

A mayor abundamiento, las pendientes iniciales de las curvas de esfuerzo-deformación, aumenta con la resistencia máxima del concreto, como lo muestra la figura II.2.3.1 ya citada.

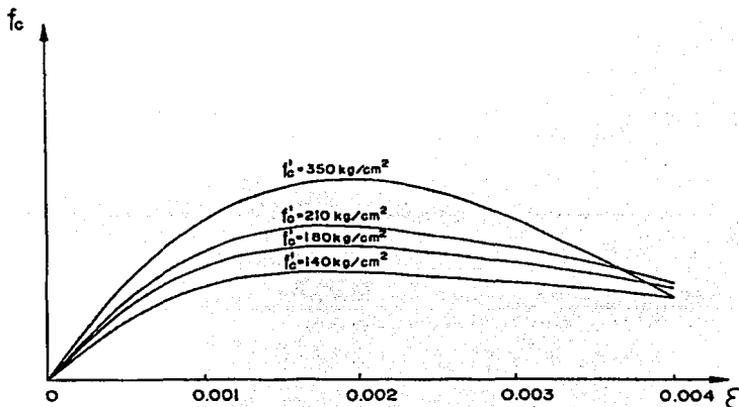


Fig. II.2.3.1 Diagrama de esfuerzo-deformación del concreto



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
 CAPITULO II Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto normal.

Como puede observarse, la primera parte del diagrama esfuerzo-deformación se aproxima mucho a la línea recta y puede considerarse así, sin gran error, hasta valores del esfuerzo de $0.45f'c$ correspondientes al rango usado en la teoría elástica.

Después de estos valores, el diagrama se curva francamente y alcanza el punto correspondiente a la máxima resistencia, para una deformación unitaria prácticamente igual a 0.002. La deformación unitaria correspondiente a la máxima resistencia, se conserva más o menos constante, independientemente de la fatiga de ruptura del material ensayado, la cual si interviene en cambio en la falla final, que suele ocurrir entre 0.003 y 0.007 para probetas cargadas en pruebas estándar.

Aun así las investigaciones han permitido el establecimiento de expresiones, basadas en pruebas de laboratorio, que han logrado la uniformidad y predicibilidad del comportamiento resistente del concreto. A continuación se mencionaran algunas expresiones:

El reglamento ACI-63 propone la siguiente expresión para el módulo de elasticidad E_c del concreto:

$$E_c = (4270) \times (w^{1.5}) \times (\sqrt{f'c}) \dots\dots\dots (II.2.3.1)$$

en la cual w , el peso volumétrico del concreto, está dado en ton/m^3 . El Reglamento recomienda para w un valor de 2.3 ton/m^3 , pero pueden asignarse valores entre 2.3 y 2.5 ton/m^3 , de acuerdo con los materiales de que se disponga para la fabricación del concreto.

Para $w = 2.4 \text{ ton/m}^3$, la fórmula II.2.3 toma el valor:

$$E_c = (15860) \times (\sqrt{f'c}) \dots\dots\dots (II.2.3.2)$$

El Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, recomienda para los materiales comúnmente usados en el Distrito Federal, un valor de:

$$E_c = (12000) \times (\sqrt{f'c}) \dots\dots\dots (II.2.3.3)$$

El módulo de elasticidad también es función de la resistencia del concreto y de su peso volumétrico. Como las anteriores formulas II.2.1, II.2.2 y II.2.3 existen otras que dan parámetros a considerar respecto al módulo de elasticidad, sin embargo para efectos de diseño y considerando que se utilizará para el diseño del marco con un concreto normal usando cemento Tipo I se tomara como valor del módulo el que resulta de la



formula de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que propone la siguiente ecuación (apartado I.4.2.d):

$$E_c = (14000) \times (\sqrt{f'c}) \dots\dots\dots (II.2.3.4)$$

Haciendo uso de la expresión II.2.4 y sustituyendo el valor de un concreto de resistencia normal con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, témenos como resultado un valor de $E = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$.

- Modulo de ruptura

En la prueba de flexión, el esfuerzo a la tensión máxima teórica alcanzada en la fibra del fondo de una viga de prueba se conoce como módulo de ruptura, el cual ha sido pertinente, por ejemplo, para el diseño de pavimentos de carreteras y pistas de aterrizaje. El valor del módulo de ruptura depende, en el caso de las vigas, de sus dimensiones y sobre todo, de la disposición de la carga. La carga simétrica en dos puntos (a los tercios del claro) se ha usado, y esto ha producido un momento de flexión constante entre los puntos de carga, de modo que un tercio del claro está sujeto al esfuerzo máximo, y por tanto, es ahí donde probablemente se produzca el agrietamiento.

El módulo de ruptura como medida de la resistencia a la tensión, tiene varias desventajas. La principal es que el punto de tensión máxima se presenta en la superficie externa de los modelos de prueba, que está sujeta en forma importante a esfuerzos de contracción originados por cambios en el ambiente. Por esta razón, la dispersión de datos de ensayos de módulo de ruptura es mayor que la dispersión obtenida de datos de pruebas en compresión.

- Temperatura

El concreto está sometido a cambios volumétricos por temperatura. Se han determinado algunos coeficientes térmicos que oscilan entre 0.000007 y 0.000011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura. Los valores anteriores corresponden a concreto de peso volumétrico normal (del orden de 2.2 ton/m^3). Para concretos fabricados con agregados ligeros, los coeficientes pueden ser muy distintos de los mencionados.

El mayor de los problemas se establece cuando hay una temperatura mayor de la normal en el concreto fresco, que conduce a una hidratación más rápida del cemento y, por tanto, a un periodo de fraguado acelerado y a una resistencia de largo plazo más baja, pues se establece un armazón de gel menos uniforme. Más aun, si a la elevada temperatura se añade una baja de humedad relativa de aire, se producirá una rápida evaporación de parte del agua de la mezcla, ocasionando mayor disminución de la manejabilidad, mayor agrietamiento y mayor revenimiento plástico.



La elevada temperatura en el concreto fresco también resultará perjudicial cuando se trata de colocar volúmenes muy grandes de concreto, ya que pueden desarrollarse mayores diferenciales de temperatura entre las partes de la masa, debido a la evolución más rápida del calor de hidratación del cemento; el enfriamiento subsecuente inducirá esfuerzos de tensión, que pueden ocasionar agrietamiento térmico.

Por otra parte, cuando se elabora concreto de resistencia normal ($f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ y no mayor de 350 kg/cm^2) en clima frío, es necesario tomar precauciones para evitar efectos no conocidos del congelamiento en el concreto fresco. En todos estos casos debemos tomar los pasos apropiados durante el mezclado, la colocación y el curado del concreto.

Para lidiar con los problemas descritos anteriormente, deben tomarse varias medidas. En primer lugar, la temperatura del concreto, hecho en la obra o entregado, debe mantenerse baja, de preferencia a no más de 16°C , con un límite superior de 32°C .

Puesto que a menudo se tiene un cierto control sobre la temperatura de por lo menos algunos ingredientes del concreto, es útil considerar la influencia relativa de cambiar sus temperaturas. Por ejemplo, para una relación agua/cemento de 0.5 y una relación agregado-cemento de 5.6, puede lograrse una disminución de 1°C en la temperatura del concreto fresco, si se disminuye la temperatura del cemento en 9°C o la del agua en 3.6°C , o la del agregado en 1.6°C .

Se ha observado que debido a su proporción relativamente pequeña en la mezcla, es necesario una mayor caída de la temperatura del cemento que la de los otros ingredientes; por otra parte, es más fácil enfriar el agua que el cemento o el agregado. Es posible usar hielo como parte del agua para mezcla, lo cual resulta muy eficaz debido a que se extrae más calor de los otros ingredientes para suministrar el calor latente de fusión del hielo.

Ahora bien, para reducir la pérdida de manejabilidad debido a los factores anteriormente mencionados, y a la vez aumentar el tiempo de fraguado puede usarse un ingrediente retardador del fraguado; esto tiene la ventaja de evitar la formación de juntas frías en capas sucesivas. Se pueden requerir altas dosis de este ingrediente por lo que debe buscarse la asesoría de un especialista para cada aplicación en particular.

Aunque en general las condiciones climáticas en el caso de la Ciudad de México (sitio del proyecto) permiten en cierta forma la fácil colocación del concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, no esta por demás tomar en consideración las anteriores recomendaciones, sobre todo en los casos en que existe lluvia o hay demasiado calor.

- Manejabilidad

En sentido estricto, la manejabilidad es la cantidad de trabajo interno útil necesaria para producir la compactación total. El trabajo interno útil es una propiedad física del concreto y es el trabajo o energía requerida para vencer a la fricción interna entre las partículas en el concreto.



Es importante resaltar que la manejabilidad se ve afectada por una serie de factores interactuantes: contenido de agua, tipo y graduación del agregado, relación agregado-cemento, aditivos para mezcla y finura del cemento. Sin embargo, el elemento principal es el contenido de agua de la mezcla, ya que basta añadir agua para que se incremente la lubricación entre las partículas. Aun así, a fin de lograr condiciones óptimas para que haya un mínimo de espacios o una máxima densidad sin segregaciones, se debe tener en cuenta la influencia del tipo de agregado y de la graduación del mismo.

Hay otros dos factores que afectan la manejabilidad: el tiempo y la temperatura, la última ya se analizó en apartados anteriores. El concreto recién mezclado se vuelve rígido con el tiempo, pero esto no debe confundirse con el tiempo del fraguado del cemento. Esta claro que el agregado absorbe parte del agua de la mezcla, otra parte se pierde por evaporación (especialmente si el concreto esta expuesto al sol o al viento) y otra parte más se elimina por las reacciones químicas iniciales.

El endurecimiento del concreto se mide con precisión por la pérdida de la manejabilidad con el paso del tiempo, conocida como pérdida de revenimiento, que varía según la riqueza de la mezcla, el tipo de cemento, la temperatura del concreto y la manejabilidad inicial. Debido a este cambio en la consistencia o manejabilidad aparente, es muy importante la manejabilidad en el momento de colocar el concreto, después de hacer la mezcla, es preferible retrasar la prueba adecuada hasta unos 15 minutos después de la mezcla.

Con las consideraciones anteriores mencionaremos las características de los materiales que serán utilizadas para la elaboración de un concreto con un $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

Se utilizará un agregado grueso o grava de $\frac{3}{4}$ " (20 mm), agregado fino o arena media fina, cemento tipo I, para lograr una consistencia de 8 a 10 cm de revenimiento.

II.3 Análisis estructural del marco tipo

II.3.1 Cargas aplicadas al marco tipo

Las cargas a las que va a ser sometido el marco de concreto de resistencia normal serán las siguientes:

- Carga muerta
- Carga viva
- Carga ambiental o accidental

La carga muerta corresponderá al peso propio de la estructura que contempla el peso de los elementos que la forman (columnas, vigas), y esta representada en toneladas. Para esta carga tendrá implícito el peso volumétrico del concreto de resistencia normal (con un $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$); dicho peso tiene el valor de 2400 kg/m^3 . La tabla II.3.1.1 muestra el peso del marco por nivel, así como el peso total de la estructura.



Tabla II.3.1.1 Resumen de carga muerta sometida a marco tipo de concreto de resistencia normal

Nivel	Carga muerta (Ton)
15	31.39
14	31.39
13	31.39
12	31.39
11	31.39
10	36.43
9	38.88
8	38.88
7	38.88
6	38.88
5	51.34
4	54.07
3	54.07
2	54.07
1	54.07
Total	616.52

En lo que corresponde a la carga viva esta se tomara con el valor de 5 t / m y se aplicara uniformemente repartida en los 15 niveles del marco de concreto de resistencia normal. En la tabla II.3.1.2 se muestra la carga por nivel y el total de esta en toda la estructura.

Tabla II.3.1.2 Resumen de carga viva sometida a marco tipo de concreto de resistencia normal

Nivel	Carga viva uniformemente repartida (t / m)	Carga viva (Ton)
15	5.00	90.00
14	5.00	90.00
13	5.00	90.00
12	5.00	90.00
11	5.00	90.00
10	5.00	90.00
9	5.00	90.00
8	5.00	90.00
7	5.00	90.00
6	5.00	90.00
5	5.00	90.00
4	5.00	90.00
3	5.00	90.00
2	5.00	90.00
1	5.00	90.00
Total	75	1350.00



Y finalmente se aplicara a la estructura una carga ambiental o accidental que corresponderá a la sísmica la cual será aplicada por nivel de acuerdo a la altura de esta. La Tabla II.3.1.3 muestra el valor de cada carga por nivel así como el total.

Tabla II.3.1.3 Resumen de la carga sísmica en marco tipo de concreto de resistencia normal

Nivel	Carga sísmica (Ton)
15	43.82
14	44.26
13	41.10
12	37.94
11	34.78
10	32.93
9	30.21
8	26.85
7	23.50
6	20.14
5	18.41
4	15.01
3	11.26
2	7.50
1	3.75
Total	391.46

A continuación se presentaran gráficamente las cargas aplicadas en el marco de concreto de resistencia normal en las figuras II.3.2.1 para carga muerta, II.3.2.2 para carga viva, para carga vertical (carga muerta + carga viva) II.3.2.3, y II.3.2.4 para carga horizontal (sísmica).



Fig. II.3.2.1 Marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga muerta.

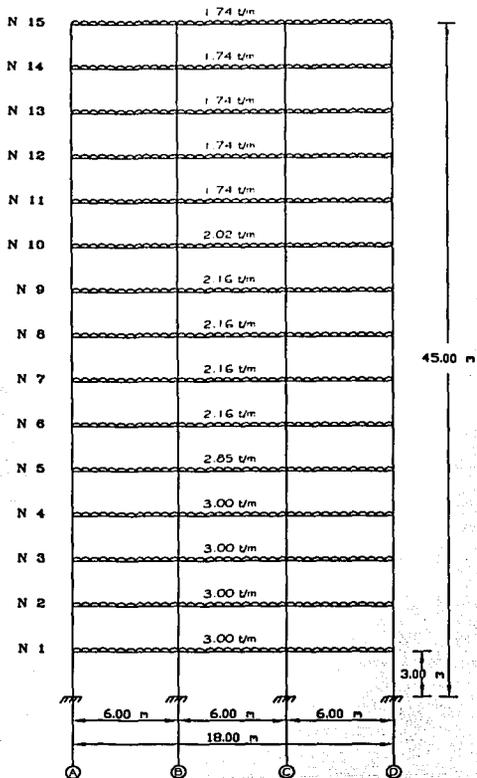




Fig. II.3.2.2 Marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga viva.

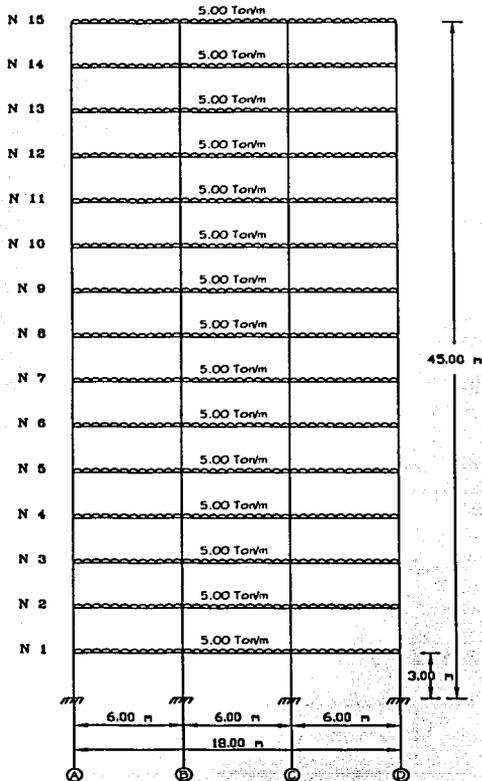




Fig. II.3.2.3 Marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

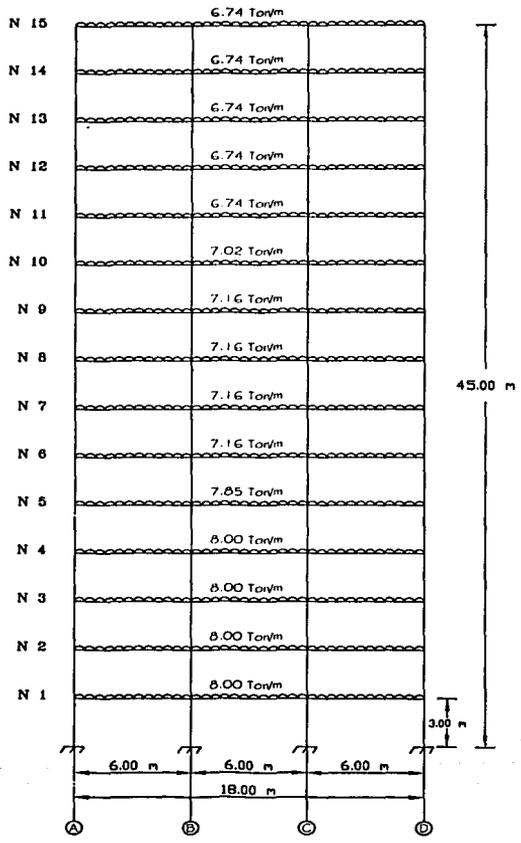




Fig. II.3.2.4 Marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal (sismo).

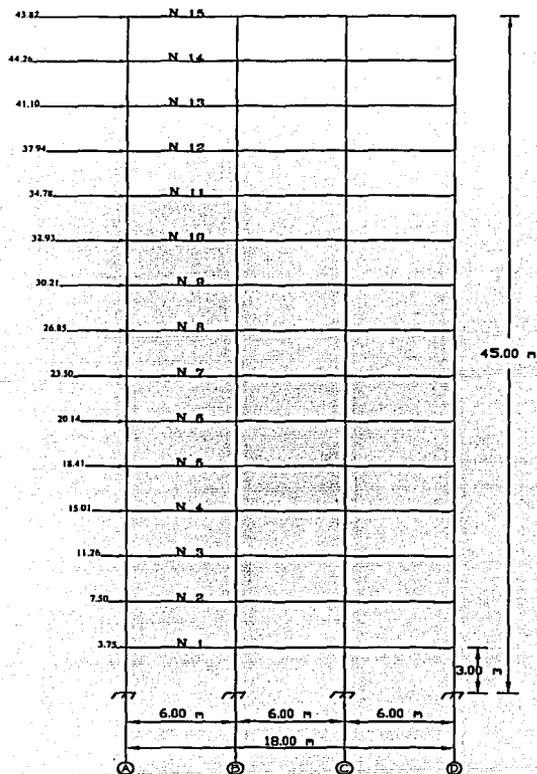
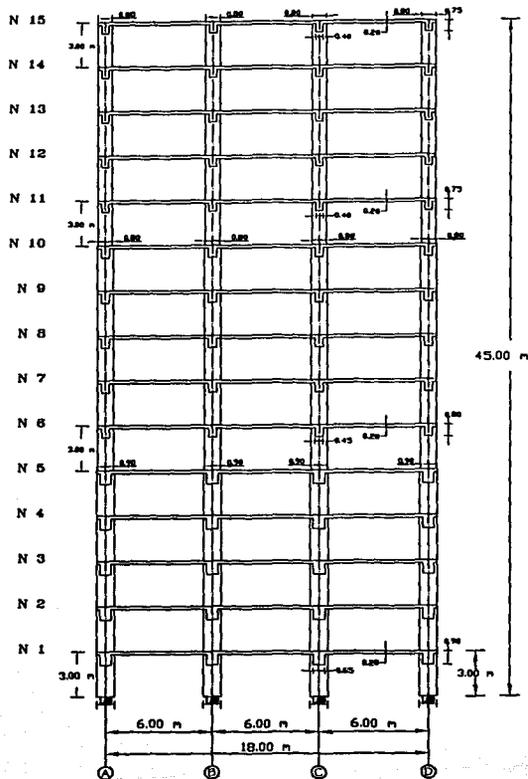




Fig. II.3.2.5 Marco tipo de concreto de resistencia normal.





II.3.3 Métodos recomendables para el análisis estructural

El diseño estructural abarca las diversas actividades que se deben de desarrollar para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función resistir las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ellas se imponen. Junto con éste, deben cuidarse otros aspectos, como los relativos al funcionamiento y a la habitabilidad, que en general son responsabilidad de otros especialistas. Evidentemente, dada la multitud de aspectos que deben considerarse, el proceso mediante el cual se crea una construcción moderna puede ser de gran complejidad.

Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. Un edificio, por ejemplo, está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para encerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire y los elevadores. Todos estos subsistemas interactúan de modo que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos. Así, no puede confiarse que lograr la solución óptima para cada uno de ellos, por separado, conduzca a la solución óptima para el edificio en su totalidad.

Cualquiera que sea la metodología seguida en el diseño de una obra, el ingeniero estructural debe saber encuadrar su actividad dentro del proceso general del proyecto. Al igual que no debe imponer soluciones que resulten inconvenientes o ineficientes para el funcionamiento general de la construcción, debe pugnar para que no se le impongan esquemas o restricciones que conduzcan a un diseño estructural poco racional o antieconómico.

Por lo tanto, el objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento y que resulte a su vez funcional para su uso. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

La bondad del proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto. Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto.

Podrá lograrse que una estructura mal ideada cumpla con requisitos de estabilidad, pero seguramente se tratará de una solución antieconómica o antifuncional. Esta parte creativa del proceso no está divorciada del



conocimiento de la teoría estructural. La posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente e imaginarlo en sus aspectos esenciales, es el fruto sólo en parte de cualidades innatas; es resultado también de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida en el ejercicio del proceso de diseño y en la observación del comportamiento de las estructuras. Lo que comúnmente se denomina buen criterio estructural no está basado sólo en la intuición y en la práctica, sino que también debe estar apoyado en sólidos conocimientos teóricos.

Para la estructuración se deben de determinar los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados. En esta etapa es donde desempeñarán un papel preponderante la creatividad y el criterio. En este caso en especial, la estructura estará constituida en su totalidad por concreto de resistencia normal (es decir con un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$).

Ya dentro de las actividades que envuelven al análisis, es fundamental la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Y dentro de estas se encuentran las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Y es necesario idealizar la estructura por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Los valores supuestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades, pueden tener que modificarse e irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.

Con lo cual llegamos a la determinación de los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido. En el cual se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico-lineal. Y para lograrlo cabe mencionar que en las últimas décadas los métodos de análisis han evolucionado considerablemente, y para muestra mencionaremos que el desarrollo de los métodos numéricos asociados al empleo de las computadoras ha hecho posible analizar con precisión modelos estructurales cada vez más complejos.

Dentro de los programas para el análisis estructural elástico-lineal destacan:

- SAP-2000
- STAAD-III



- SUPER ETABS
- TRICAL
- ECO
- OTROS

El uso de uno de ellos nos permitió determinar las fuerzas internas de la estructura que analizaremos. Este resultado ser el SAP-2000.

II.3.4 Análisis estructural del marco tipo con uso del SAP-2000.

Este programa nos permite resolver estructuras hiperestáticas e isostáticas, que en este caso en especial se trata de un marco plano de concreto de resistencia normal. Además este programa es ideal para su análisis, pues el marco consta de una estructura de 15 niveles, el cual esta conformado por 105 barras o elementos a analizar, entre los cuales se encuentran las vigas y columnas.

El SAP-2000 permite determinar los efectos de las acciones de diseño reflejada en los esfuerzos de cada uno de los elementos.

El conocimiento de dichos esfuerzos permitirá desarrollar un diseño adecuado, y con la ayuda de otros procedimientos matemáticos, calcular la cantidad de acero de refuerzo que requerirá la estructura.

II.3.5 Criterios de diseño por sismo

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Las diferencias no residen tanto en las características dinámicas de la acción, si no en que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

El diseño sismo resistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere, además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado especial en la observancia de requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales, aun de los no estructurales. Esto implica que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo demuestran las frecuentes fallas y problemas que se tienen al utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmica en otras en que estos efectos son críticos.

En muchas regiones, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las estructuras, y es necesario tomar precauciones muy especiales a este respecto en el proyecto de todas las estructuras. En otras, su ocurrencia es mucho más esporádica, pero el riesgo de sismos intensos es suficientemente grande para que sus efectos deban tomarse en cuenta en el diseño de las estructuras comunes.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO II Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto normal.

Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que, aun donde no se tenga evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren de un diseño sismo-resistente.

El carácter accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica lograr que, ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una estructura se mantenga dentro de niveles de comportamiento que no impliquen daño alguno, hacen que se trate de aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones que sobrepasan el intervalo elástico.; por ello, las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales, y en particular la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en el diseño sísmico.

Este tema adquiere mayor importancia en regiones como la Ciudad de México, la cual ha experimentado sismos de gran intensidad durante su historia.

Para el edificio en estudio lo ubicaremos en la zona III del Distrito Federal con los datos siguientes:

- Coeficiente sísmico $c=0.40$
- Factor de comportamiento sísmico $Q=2.00$
- Espectro de diseño $T_a=0.68 \text{ seg.}$, $T_b=3.9 \text{ seg.}$, $r=1$
- Periodo del marco $T=0.075 H^{3/4} = 1.3 \text{ seg.}$

II.3.6 Método utilizado para el diseño por sismo

El criterio que se usara para la determinación del método para el análisis sísmico se basa tomando en cuenta las características de la estructura. En este caso en especial, se analizaran las fuerzas sísmicas actuantes en un marco rígido formado por trabes y columnas, que formaran un edificio de 15 niveles. Se aplicara el método de análisis estático, pues la estructura en cuestión cumple con los siguientes requisitos:

- Altura total menor de 60 m
- Geometría en planta poco irregular
- Geometría en elevación poco irregular
- Distribución de masas uniformes
- Distribución de rigidez uniforme

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural.



La fuerza cortante basal se determina de la siguiente forma:

$$V = C_s W \dots\dots\dots \text{Expresión} \dots\dots \text{II.3.6.1}$$

en donde W es el peso total de la estructura, C_s es el coeficiente de cortante basal para cuya determinación el reglamento admite dos opciones. Si no se calcula el período natural de la estructura, este coeficiente debe tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por ductilidad, o sea:

$$C_s = C / Q' \dots\dots\dots \text{expresión} \dots\dots \text{II.3.6.2}$$

Esta forma de proceder es muy conservadora, ya que cuando el período de la estructura se encuentra fuera de la zona de ordenadas máximas pueden hacerse reducciones importantes en C_s . La segunda opción permite hacer una estimación aproximada del período natural, T . Si éste corresponde a la zona plana, o sea si se encuentra entre los valores T_1 y T_2 de la tabla II.3.6.1, no se pueden hacer reducciones por este concepto y C_s se calcula con la expresión II.3.6.2. Si $T < T_1$, el coeficiente basal C_s puede tomarse igual a la ordenada del espectro reducido según las reglas definidas de acuerdo a:

$$C_s = \frac{\alpha_0 + (C - \alpha_0) T / T_1}{(1 + (Q' - 1) T / T_1)} \dots\dots\dots \text{expresión} \dots\dots \text{II.3.6.3}$$

Finalmente, si $T > T_2$, la estructura se encuentra en la zona correspondiente a la rama descendente del espectro (fig. II.3.6.1). En esta zona sería poco conservador tomar el coeficiente basal igual a la ordenada espectral, para un método estático en que se ignoran los efectos de modos superiores, ya que estos últimos pueden ser significativos para estas estructuras de período largo. Por ello, el coeficiente basal C_s debe ser mayor que la ordenada espectral correspondiente al período de la estructura. Para tomar en cuenta lo anterior, el RCDF especifica una reducción en el coeficiente de cortante basal que va aparejada a una modificación en la distribución de fuerzas laterales con la altura y para cuya determinación puede considerarse inicialmente el mismo valor de C_s especificado por la ecuación II.3.6.2 y realizar toda la corrección en las fuerzas aplicadas en los diferentes niveles.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO II Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto normal.

Para emplear esta segunda opción en que se permiten reducciones al coeficiente C_r , es necesario conocer el periodo natural de la estructura, y un procedimiento sencillo para dicho calculo es el uso de la siguiente expresión:

$$T = C_T H^{0.75} \dots\dots\dots \text{expresión} \dots\dots \text{II.3.6.4}$$

en donde C_T es una constante que vale 0.08 para marcos de concreto y H es la altura total de la estructura.

Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuáles son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar a dicha cortante total. Y aceptando la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero hasta un máximo, a_M en la punta, da como resultado la siguiente expresión:

$$F = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (C_s W) \dots\dots\dots \text{expresión} \dots\dots \text{II.3.6.5}$$

Con la expresión II.3.6.5 se determinan las fuerzas aplicadas en cada masa.

Para el edificio en estudio lo ubicaremos en la zona III del Distrito Federal, y de acuerdo al NTC-RCDF para diseño sísmico en la tabla 3.1 de este se toma el valor siguiente de T_a , T_b y r :

Tabla II.3.6.1 Valores de T_a , T_b y r para el espectro de diseño

ZONA	T_a	T_b	r
I	0.20	0.60	1/4
II	0.30	1.50	2/3
III	0.60	3.90	1.00

Y con los datos siguientes:

- Coeficiente sísmico $c=0.40$
- Factor de comportamiento sísmico $Q=2.00$
- Espectro de diseño $T_a=0.68 \text{ seg.}$, $T_b=3.9 \text{ seg.}$, $r=1$

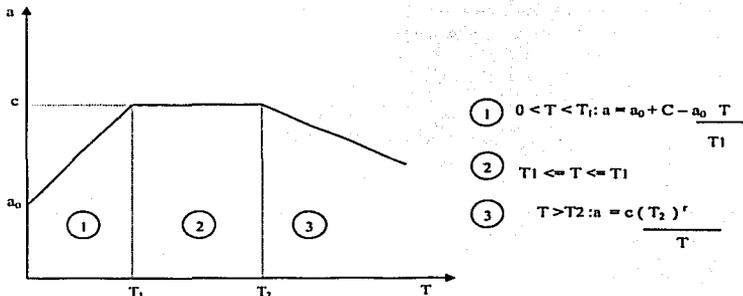


Fig. II.3.6.1 Espectro de diseño sísmico para la República Mexicana. Según manual CFE

Periodo del marco $T = 0.075 H^{3/4} = 1.3$ segundos.

II.3.7 Cálculo de fuerzas sísmicas en marco de concreto de resistencia normal con uso del método estático

II.3.7.1 Cálculo de pesos de los elementos que conforman el marco de concreto de resistencia normal

Tabla II.3.7.1.1 Peso de vigas y columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal.

Nivel	Volumen de columnas (m ³)	Volumen de vigas (m ³)	Volumen total	Peso total (m ³) x (2,4 ton*m ³)
1	12.00	10.53	22.53	54.07
2	12.00	10.53	22.53	54.07
3	12.00	10.53	22.53	54.07
4	12.00	10.53	22.53	54.07
5	12.00	10.53	22.53	54.07
6	9.72	6.48	16.20	38.88
7	9.72	6.48	16.20	38.88
8	9.72	6.48	16.20	38.88
9	9.72	6.48	16.20	38.88
10	9.72	6.48	16.20	38.88
11	7.68	5.40	13.08	31.39
12	7.68	5.40	13.08	31.39
13	7.68	5.40	13.08	31.39
14	7.68	5.40	13.08	31.39
15	7.68	5.40	13.08	31.39
Total	147.00	112.05	259.05	621.70



II.3.7.2 Cálculo de fuerzas sísmicas con uso del método estático

Tabla II.3.7.2.1 Cálculo de espectro de diseño y periodo del marco

Datos:

Edificio ubicado en la zona III correspondiente al RCDF

b.1) Cálculo del espectro de diseño:

Ta= 0.60

Tb= 3.90

r=1.00

Periodo del marco: $T=(0.0075) \times (H^{3/4}) = (0.0075) \times (45^{3/4}) = 1.30$ segundos

b.2) Cálculo de Cs:

C= 0.40

Q= 2.00

Cs= 0.20

Tabla II.3.7.2.2 Cálculo de fuerzas sísmicas actuantes en el marco de concreto de resistencia normal

Nivel	Peso (Wm+Wv)	h	W _i x h _i	F _i	V _i
15	112.18	45,00	5048.10	43.82	
14	121.39	42,00	5098.38	44.26	43.82
13	121.39	39,00	4734.21	41.10	88.09
12	121.39	36,00	4370.04	37.94	129.19
11	121.39	33,00	4005.87	34.78	167.13
10	126.43	30,00	3792.90	32.93	201.91
9	128.88	27,00	3479.76	30.21	234.84
8	128.88	24,00	3093.12	26.85	265.05
7	128.88	21,00	2706.48	23.50	291.90
6	128.88	18,00	2319.84	20.14	315.40
5	141.34	15,00	2120.10	18.41	335.54
4	144.07	12,00	1728.84	15.01	353.94
3	144.07	9,00	1296.63	11.26	368.95
2	144.07	6,00	864.42	7.50	380.21
1	144.07	3,00	432.21	3.75	387.71
Total	1957.32		45090.90		391.46



II.3.8 Análisis por volteo

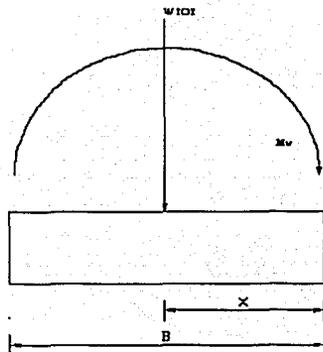
Se revisara el volteo del marco plano en la dirección horizontal

$$M_v = V_i \times h_i \quad \text{ton}^*m \quad M_v = 11865,35$$

$$MR = W_{tot} \times (X) \quad \text{ton}^*m \quad MR = 17615,88$$

$FS_v = MR/M_v$ y se debe de cumplir que $MR / M_v \geq 1.50$

$$FS_v = MR / M_v = 11865.35 / 17615.88 = 1.50$$



EL VALOR DE $X = B/2$

II.3.9 Aspectos principales de diseño basados en reglamentos

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Y este puede lograrse siendo consistente y congruente con las consecuencias que podrían traer fallas no deseables, encontrando el punto óptimo de seguridad estructural y costo.

Motivo por lo cual el diseño del marco tipo de concreto de resistencia normal se basara en dichos lineamientos y recomendaciones bajo las siguientes publicaciones:



- Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 1997.
- Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito federal.
- Normas técnicas complementarias para diseño sísmico.
- Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993)

II.3.9.1 Requisitos geométricos de diseño

Tabla II.3.9.1.1 Requisitos geométricos para columnas

Columnas	Requisito	Valor
Desnivel 1 al 5 con sección de 1.00x1.00 m	$b/h \leq 4$	$100 / 100 = 1 \leq 4$
Desnivel 5 al 10 con sección de 0.90x0.90 m	$b/h \leq 4$	$90 / 90 = 1 \leq 4$
Desnivel 10 al 15 con sección de 0.80x0.80 m	$b/h \leq 4$	$80 / 80 = 1 \leq 4$

II.3.9.2 Requerimientos para el diseño sísmico en el D.F.

Tabla II.3.9.2.1 Requerimientos para diseño de marco tipo en el D.F.

Método sísmico		
Método	Requisito	Valor
Estático	El RDF acepta el uso en estructuras no mayores de 60 m de altura.	H = 45 m
Coeficiente sísmico		
Coficiente	Requisito	Valor
C	Se usa en estructuras en zona III (D.F.)	0.40
Factor de comportamiento sísmico		
Coficiente	Requisito	Valor
Q	La resistencia de todos los entrepisos es suministrada por marcos no contraventados de concreto reforzado	2



II.3.9.3 Factores de seguridad para estructuras de concreto diseñadas en el D.F.

Tabla II.3.9.3.1 Factores de seguridad para estructuras de concreto

Condición	Factor
Flexión	0.90
Cortante y torsión	0.90
Tensión axial	0.90
Tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial y flexocompresión	0.75
Aplastamiento del concreto	0.70

II.3.9.4 Desplazamientos permisibles para estructuras de concreto en el D.F.

Tabla II.3.9.4.1 Requerimientos de desplazamientos verticales permisibles

Elemento	Desplazamiento vertical	Valor
Trabes	Desplazamiento máximo, incluyendo efectos a largo plazo	$L/240+0.50$
Trabes	Desplazamiento vertical máximo en elementos cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales.	$L/480+0.30$

Tabla II.3.9.4.2 Requerimientos de desplazamientos horizontales permisibles

Elemento	Desplazamiento lateral	Valor
Entre pisos	Desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura donde los elementos no estructurales están ligados	$h / 500$
Trabes	Desplazamiento estructural debido a fuerzas sísmicas donde elementos no estructurales se ligan y la relación de desplazamiento máximo con el entre piso de dicho nivel	0.0012 h



II.3.10 Diagramas de momentos flexionantes en vigas

II.3.10.1 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal

Sometido a carga vertical.

Niveles 1 al 5.

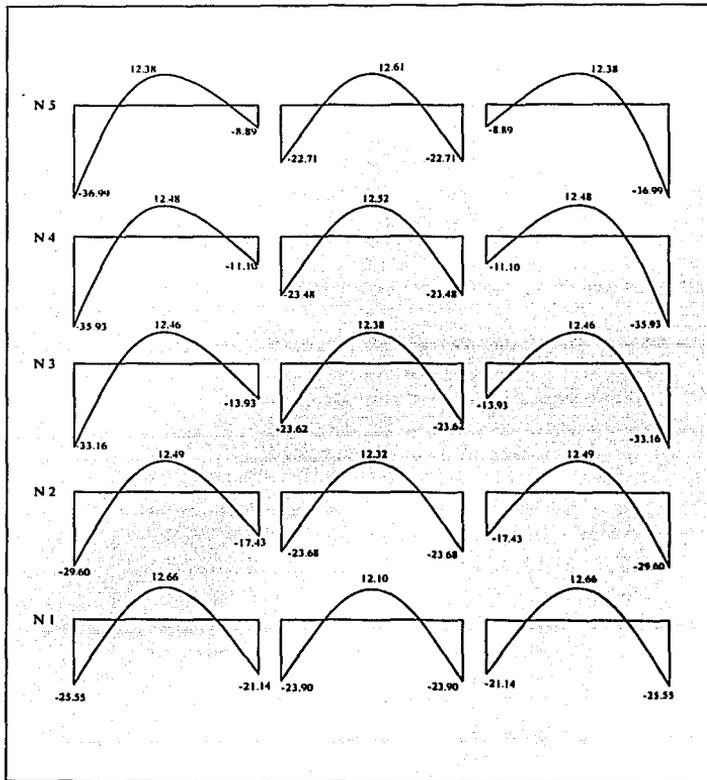




Fig. II.3.10.2 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.

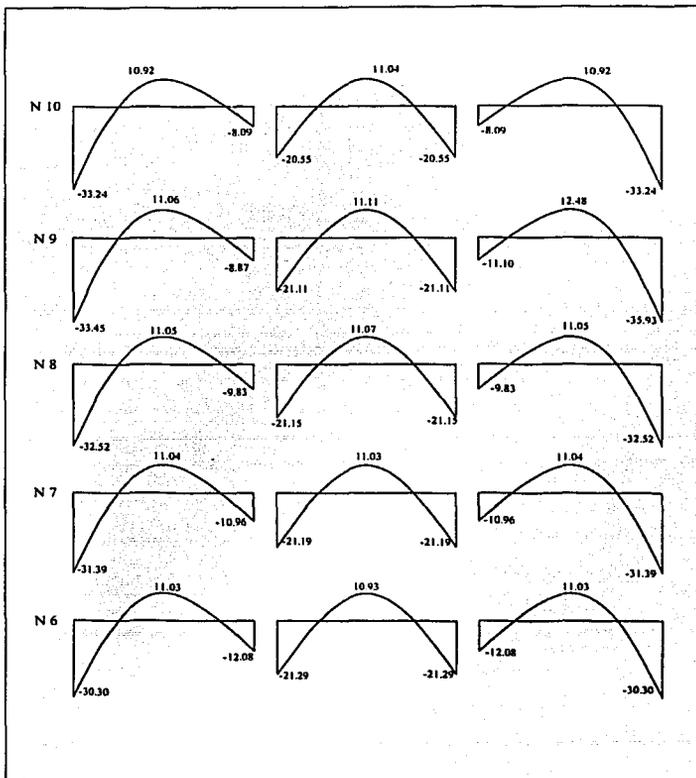




Fig. II.3.10.3 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 11 al 15.

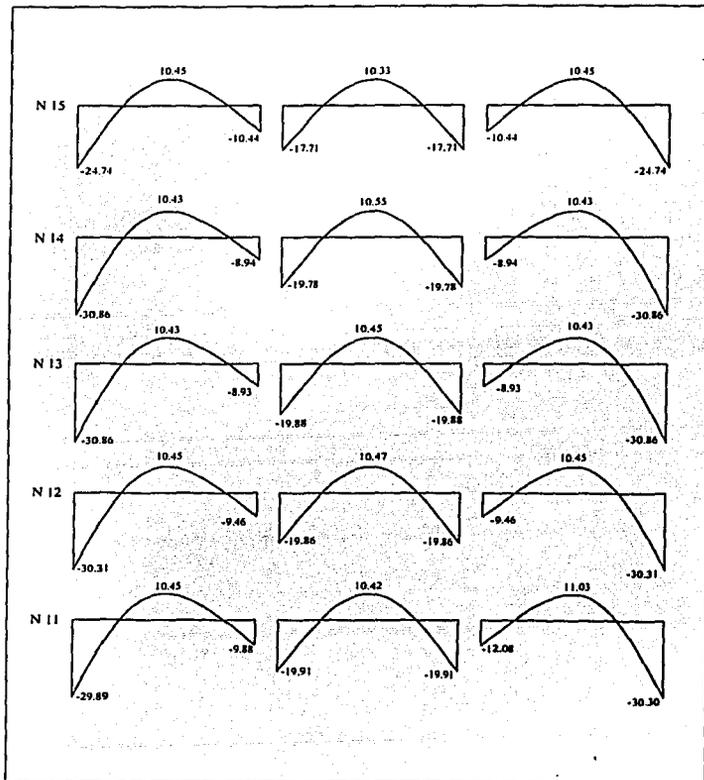




Fig. II.3.10.4 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 1 al 5.

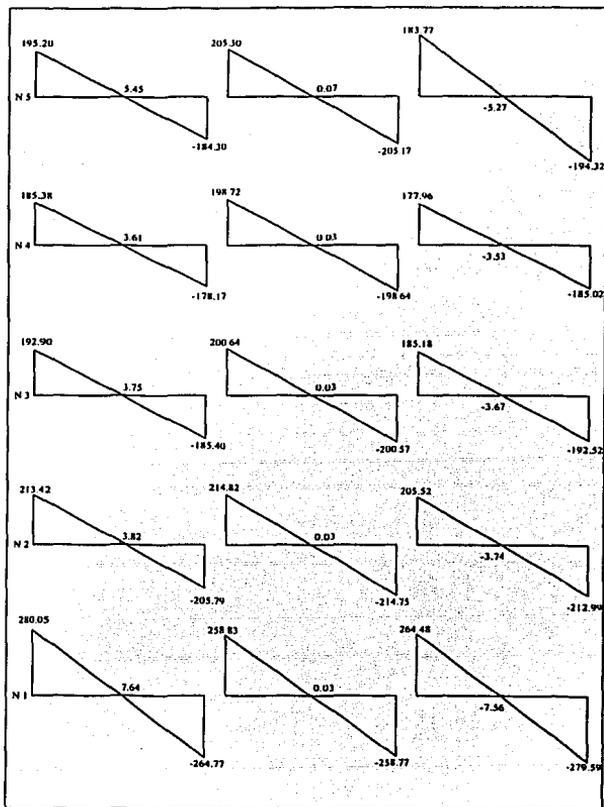




Fig. II.3.10.5 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 6 al 10.

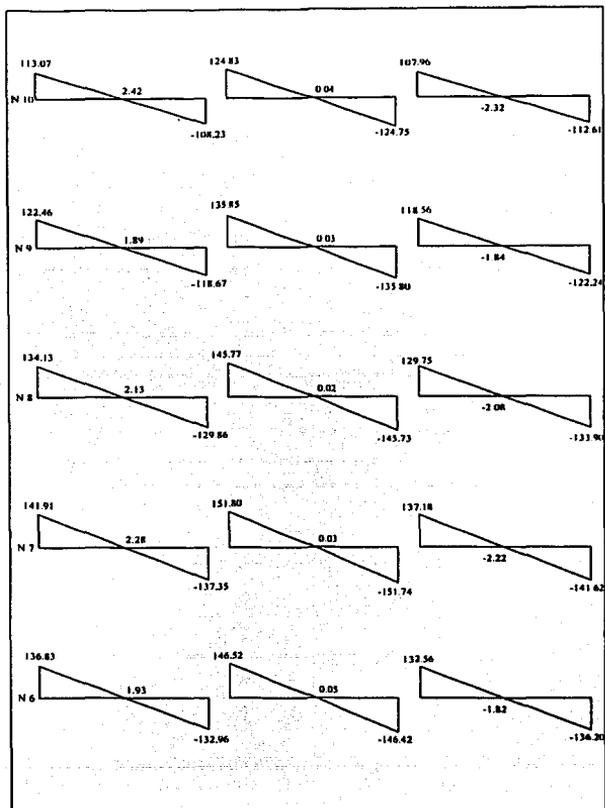
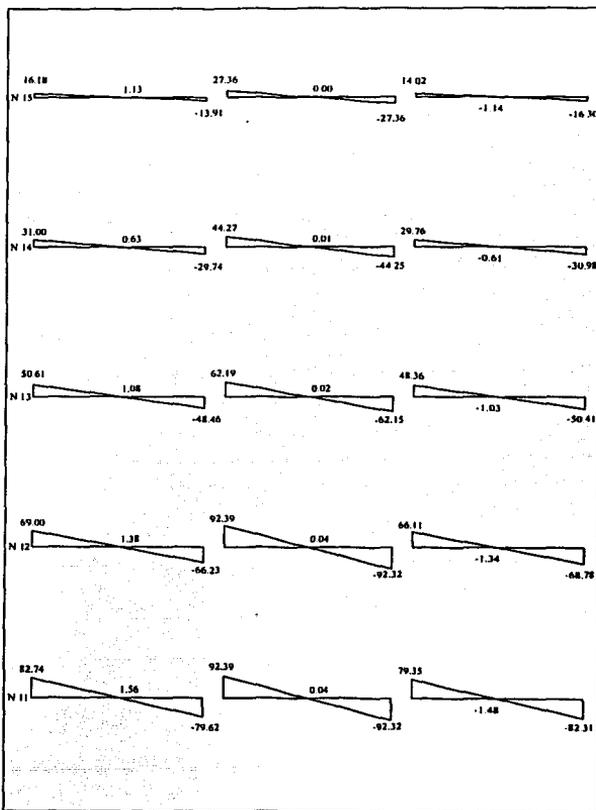




Fig. II.3.10.6 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 11 al 15.



II.3.11 Cálculo del refuerzo longitudinal en vigas

Método de diseño por flexión en viga de concreto de resistencia normal

Datos:

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

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

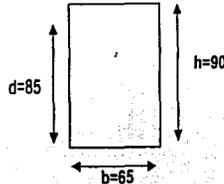
$$f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$d = 85 \text{ cm}$$



$$m_u = [(m_u \text{ flexión carga vertical}) + (m_u \text{ flexión carga lateral})] \cdot 1.1$$

$$m_u = [25.55 + 280.05] \times 1.1 = 336.16 \text{ Ton}^*m$$

$$m_u = 336.16 \text{ ton}^*m$$

Se analizará la viga correspondiente al primer nivel del eje A

a) Cálculo de MR_{min}

$$P_{min} = (0.70 \times \sqrt{f'c}) / fy = (0.70 \times \sqrt{250}) / 4200 = 0.00264$$

$$q_{min} = (P_{min}) \times (fy / f'c) = (0.00264) \times (4200 / 170) = 0.06522$$

$$A_{smin} = P_{min} \times b \times d = 0.00264 \times 65 \times 85 = 14.59 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rmin} = (0.9 \times b \times d^2 \times f'c \times q_{min}) \times [1 - (0.50 \times q_{min})] = (0.9 \times 65 \times 85^2 \times 170 \times 0.06522) \times [1 - (0.50 \times 0.06522)] = 4525733.82 \text{ kg}^*cm$$

$$M_{Rmin} = 45.26 \text{ ton}^*m$$

b) Cálculo de MR_{máx}

$$P_{min} = (f'c / fy) \times [4800 / (6000 + fy)] = (170 / 4200) \times [4800 / (6000 + 4200)] = 0.01905$$

Tomamos el valor de $P_{máx} = 0.75 P_{bal}$, en este caso por estar sometido a sismo

$$P_{máx} = P_{bal} = 0.01429$$

$$q_{máx} = (P_{máx}) \times (fy / f'c) = 0.35294$$

$$A_{smáx} = (P_{máx}) \times b \times d = 78.93 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rmáx} = (0.90 \times b \times d^2 \times f'c \times q_{máx}) \times [1 - (0.50 \times q_{máx})] = 20884500.00 \text{ kg}^*cm$$

$$M_{Rmáx} = 208.85 \text{ Ton}^*m$$

Se debe de cumplir que: $M_u < M_{Rmáx}$
 Como: $336.16 > 208.85 \text{ Ton}^*m$

Entonces se debe de diseñar doblemente reforzada



c) Determinación de A_s y A'_s

$$A_s = A_{s\text{máx.}} + \left[\frac{(M_u - M_{r\text{máx.}})}{(F_R \times f_y \times (d - d'))} \right] = 78.93 + \left[\frac{(33616000 - 20885000)}{(0.90 \times 4200) \times (85 - 5)} \right] = 121.03 \text{ cm}^2$$

$$P = A_s / (b \times d) = 121.03 / (65 \times 85) = 0.02191$$

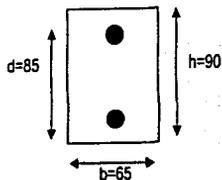
$$A'_s = \left[\frac{(M_u - M_{r\text{máx.}})}{(F_R \times f_y \times (d - d'))} \right] = \left[\frac{(33616000 - 20885000)}{(0.90 \times 4200) \times (85 - 5)} \right] = 50.52 \text{ cm}^2$$

$$P' = A'_s / (b \times d) = 50.52 / (65 \times 85) = 0.00914$$

Revisión de que el A'_s esta fluyendo, con lo cual se debe de cumplir:

P	-	P'	\geq	$[4800 / (6000 - f_y)] \times [(d' / d) \times (f'_c / f_y)]$
0,02191	-	0,00914	\geq	$[4800 / (6000 - 4200)] \times [(85/5) \times (170/4200)]$
		0,01277	\geq	0,00635

Se cumple, por lo tanto el diseño se acepta.



Numero de varillas:

$A_s =$	121,02	cm ²	(14 # 10) + (2 # 8)
$A'_s =$	51,96	cm ²	(4 # 10) + (4 # 8)





FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO II Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto normal.

II.3.12 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Fig. II.3.12.1 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles I al 5.

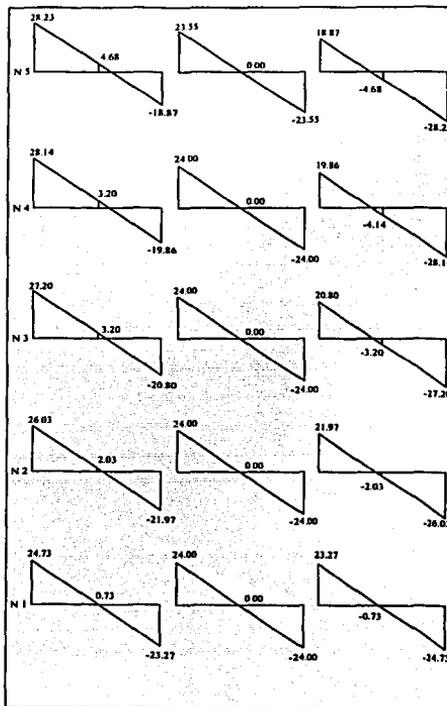




Fig. 11.3.12.2 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.

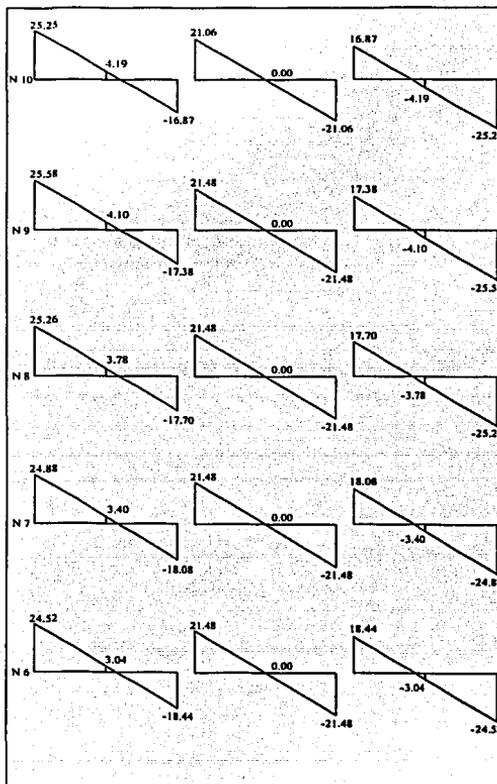




Fig. II.3.12.3 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 11 al 15.

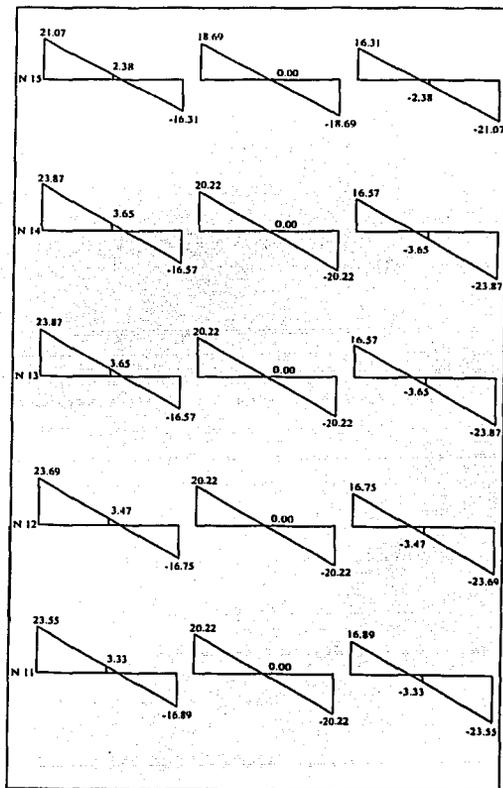




Fig. II.3.12.4 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 1 al 5.

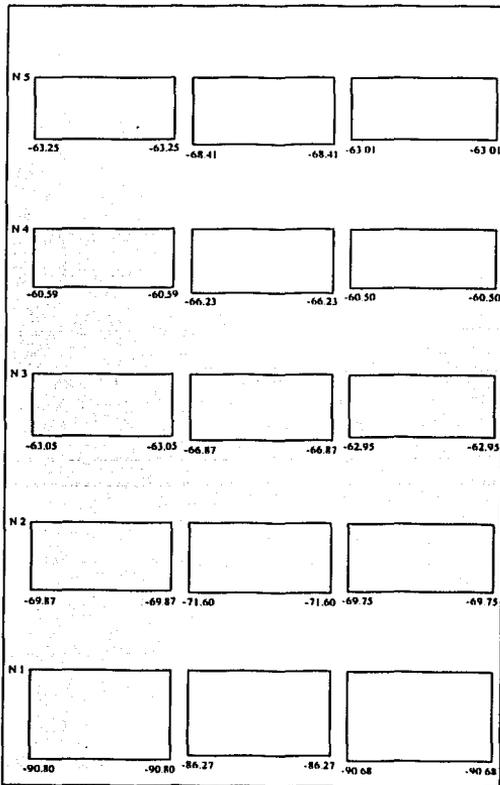




Fig. II.3.12.5 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 6 al 10.

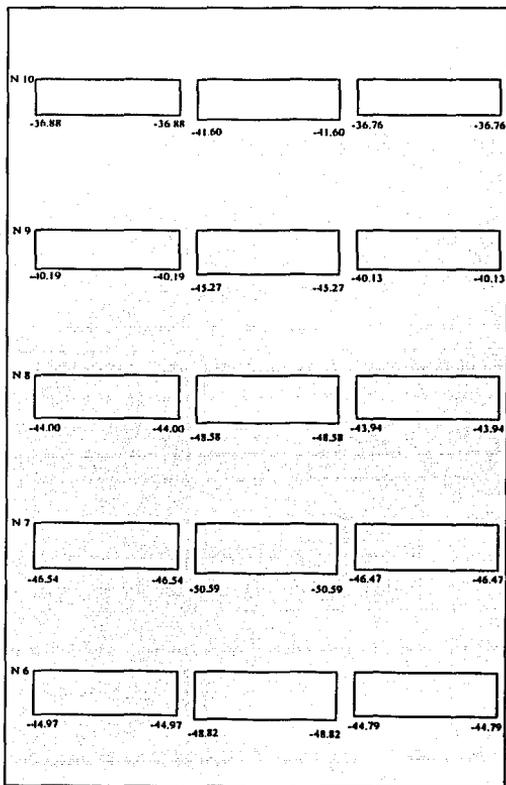
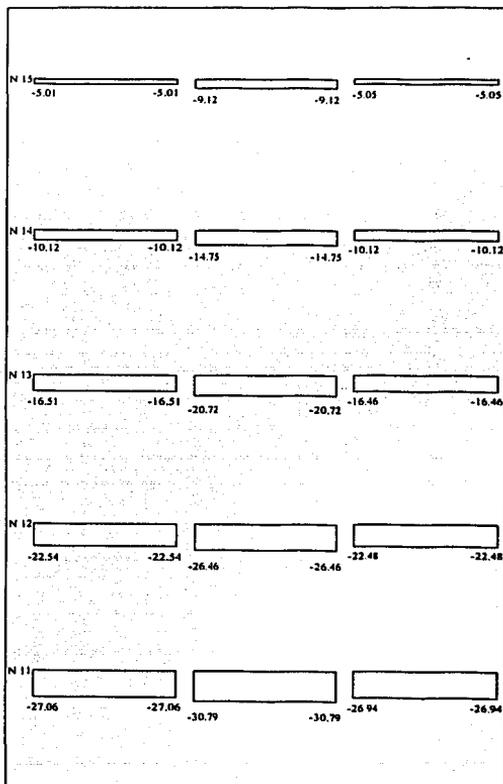


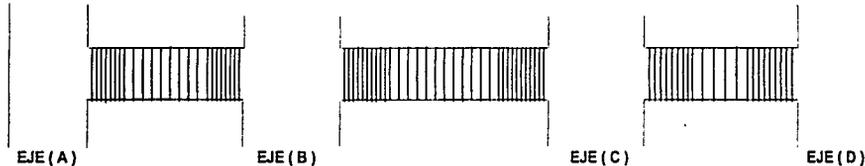


Fig. II.3.12.6 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 11 al 15.



II.3.13 Cálculo del refuerzo transversal en vigas

NIVEL 1



Se realizará el cálculo de refuerzo transversal de la viga que se ubica en el eje A correspondiente al Nivel 1

I.- Datos:

$$\begin{array}{llll} b = 65 & f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 & fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \\ d = 90 & f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 & \text{Estribos del \# 3} \longrightarrow & Av = 1.42 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$Vu = [(Vu \text{ C. vertical}) + (Vu \text{ C. horizontal})] \times 1.10 = [24.73 + 90.90] \times 1.10 = 127.08 \text{ Ton} \quad Vu = 127.08 \text{ Ton}$$

II.- Procedimiento de calculo

$$P = As/bxd = (121.02) / (65 \times 90) = 0.0207, \text{ como } p > 0.010 \text{ entonces se usara la siguiente formula del VCR} = 0.50 \times FR \times b \times d \times \sqrt{f'c}$$

$$\text{VCR} = 0.50 \times 0.90 \times 65 \times 90 \times (\sqrt{200}) = 37229.172 \text{ kg} = 37.23 \text{ Ton}$$

Además se debe de cumplir:

$$\begin{array}{llll} 1.5 \times FR \times b \times d \times \sqrt{f'c} & \leq & Vu & \leq & 2 \times FR \times b \times d \times \sqrt{f'c} & \text{Ton} \\ 1.5 \times 0.90 \times 65 \times 90 \times \sqrt{200} & \leq & 127,08 & \leq & 2 \times 0.90 \times 65 \times 90 \times \sqrt{200} & \text{Ton} \\ 99,28 & \leq & 127,08 & \leq & 132,40 & \text{Ton} \end{array}$$

Por lo tanto cumple, y se calcula la separación de los estribos

III.- Separación máxima necesaria de estribos

$$a) (FR \times Av \times fy \times d) / (Vu - VCR) = (0.90 \times 1.42 \times 4200 \times 90) / (127080.00 - 37229.17) = 5.00 \text{ cm}$$

$$b) (FR \times Av \times fy) / (3.50 \times b) = (0.90 \times 1.42 \times 4200) / (3.5 \times 65) = 21.00 \text{ cm}$$

$$c) (d/4) = 90/4 = 22.50 \text{ cm}$$

$$e) S \leq 0.50 \times d = 0.50 \times 90 = 45.00 \text{ cm}$$

* De acuerdo al cálculo anterior registrá la separación de 5.00 cm en ese extremo de la viga.

Este procedimiento se realizará en todas y cada una de las vigas para los 15 niveles de nuestro marco.





II.3.14 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Fig. 11.3.14.1 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 1 al 5.

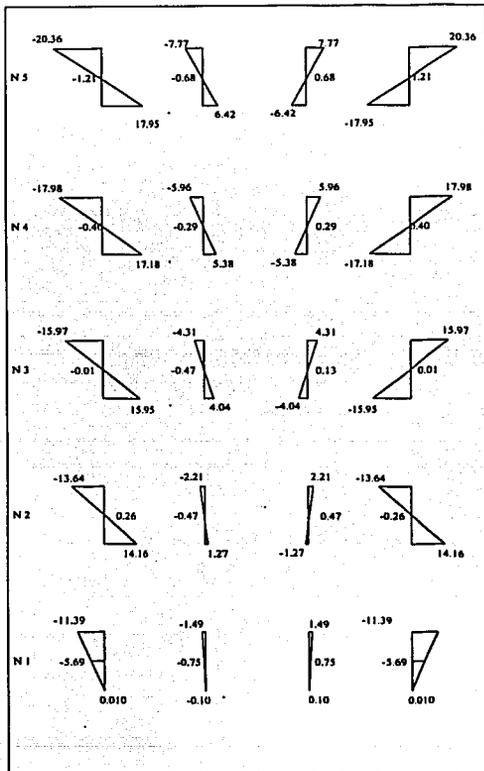




Fig. 11.3.14.2 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.

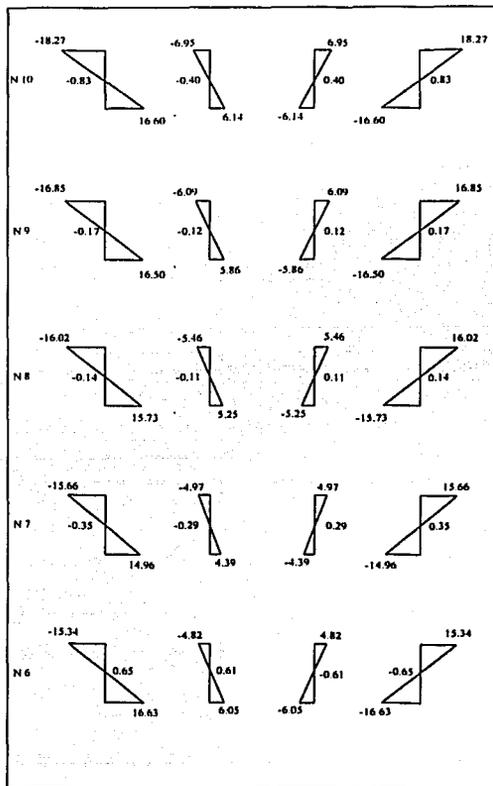




Fig. II.3.14.3 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 11 al 15.

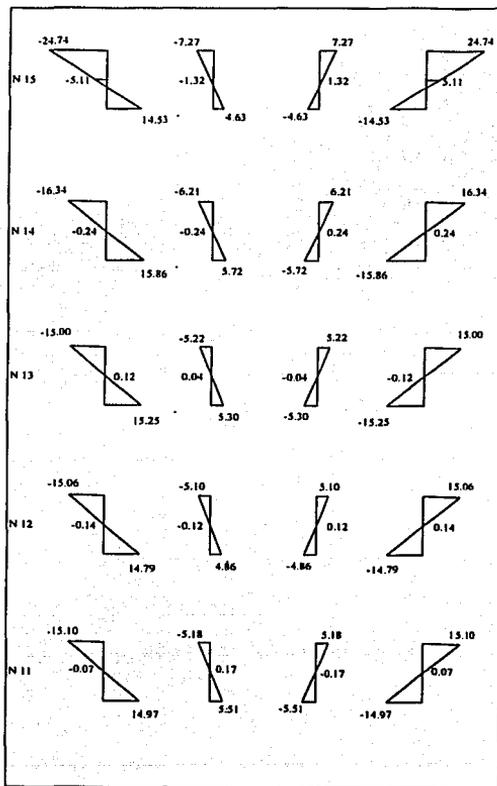




Fig. II.3.14.4 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 1 al 5.

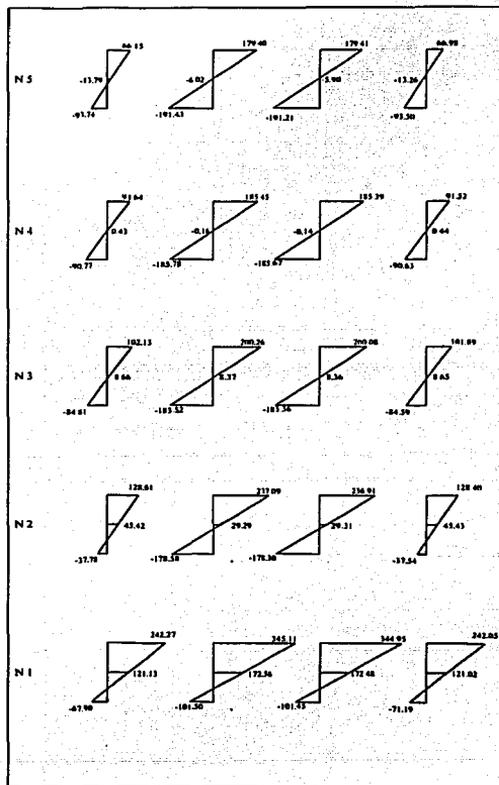




Fig. II.3.14.5 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 6 al 10.

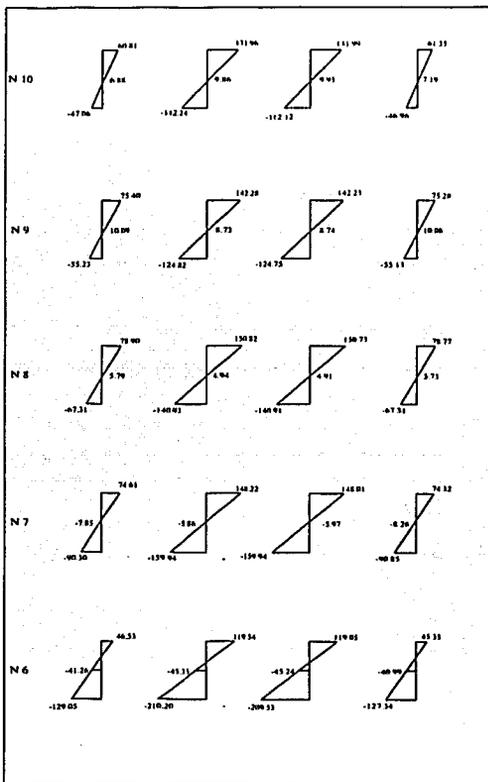
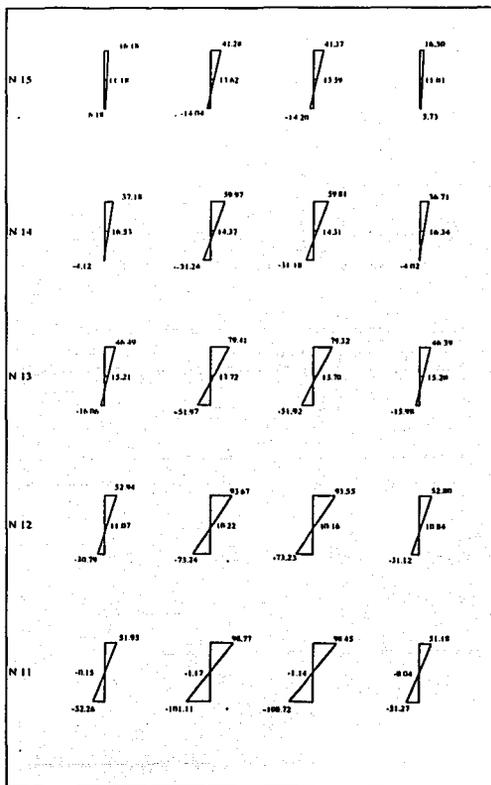




Fig. II.3.14.6 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles I I al I 5.





II.3.15 Cálculo de acero en columnas sometidas a flexocompresión

NIVEL 1 COLUMNA 1 EJE A

Datos:

CONSTANTES:

$f'c=$	250	kg/cm ²	$f_y=$	4200	kg/cm ²		
$f'c=$	200	kg/cm ²	$b=$	100	cm	$d_x=$	95
$f'c=$	170	kg/cm ²	$h=$	100	cm	$d_y=$	95

VARIABLES:

Solo con Carga Vertical (y) :

$P_u=$	413,49	Ton
$M_u (+)=$	-12,47	T*m
$M_u (-)=$	12,474	T*m
$V (-)=$	-4,18	Ton

Carga axial actuante = 375.90 Ton = Carga axial de diseño = 375.90 x 1.10 = 413.49 Ton
 $P_u = 413.49$ Ton

En el caso de los momentos de diseño, se tomaron los momentos actuantes multiplicados por un factor de carga igual a 1.10

Solo con Carga Lateral (Sismo en x) :

$P_u=$	705,529	Ton
$M_u (+)=$	266,497	T*m
$M_u (-)=$	-63,80	T*m
$V (-)=$	88,84	Ton

Carga axial actuante = 641.39 Ton = Carga axial de diseño = 641.39 x 1.10 = 705.53 Ton
 $P_u = 705.53$ Ton

En el caso de los momentos de diseño, se tomaron los momentos actuantes multiplicados por un factor de carga igual a 1.10

II.-Cálculo de Rx y Ry =

$$R_x = (M_{ux} / (F.R. \cdot b \cdot h \cdot \Gamma)) = 0,2090$$

$$R_y = (M_{uy} / (F.R. \cdot b \cdot h \cdot \Gamma)) = 0,0098$$

III.- Cálculo de As=

$$K = (P_u / (F.R. \cdot b \cdot h \cdot \Gamma_c)) = 0,877662$$

Con los datos siguientes:

Para x:

$$R_x = 0,2090$$

$$K = 0,877662$$

$$f_y = 4200,00$$

$$d_x/b = 0,95$$

Para Rx/Ry = 0.50 (caso biaxial)

Entramos en la grafica 41 de las ayudas de diseño:

$$q = 0,60$$

Para y:

$$R_y = 0,00978$$

$$K = 0,877662$$

$$d_y/h = 0,95$$

Para Rx/Ry = 1.0 (caso uniaxial)

Entramos en la grafica 9 de las ayudas de diseño:

$$q = 0,20$$

Tomamos como qnec.: 0,40

$$P_{nec.} = (q_{nec.}) \cdot (f_c / f_y) = 0,01619$$

$$A_{nec.} = (P_{nec.}) \cdot (b) \cdot (h) = 161,90 \text{ cm}^2$$

ACERO PROPUESTO= 161,52 cm²

ACERO PROPUESTO= 10 # 12 + 6 # 10





IV.- REVISIÓN POR BRESLER:

$$P = (A_{nec.}) / (b \cdot h) = 0,01619$$

$$q = 0,40$$

$$e_x = 23,82 \quad \text{cm}$$

$$e_y = 1,11 \quad \text{cm}$$

$$d_x = 95,00 \quad \text{cm}$$

$$d_y = 95,00 \quad \text{cm}$$

$$e_x/b = 0,23815$$

$$d_x/b = 0,95$$

$$e_y/h = 0,01115$$

$$d_y/h = 0,95$$

Cálculo de P_{RO} =

$$P_{RO} = (FR) [(A_g \cdot A_s) \cdot f_c + (A_s \cdot f_y)] = 1764,36$$

$$1 / P_{RO} = 0,00057$$

Cálculo de P_{RX} =

$$e_x/b = 0,23815$$

$$d_x/b = 0,95$$

$$q = 0,40$$

En la figura 9 buscamos el valor de $K_x = 0,87$

$$P_{RX} = FR \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f_c = 1109,25$$

$$1 / P_{RX} = 0,00090$$

CÁLCULO DE PRy:

$$\begin{aligned} e_y/h &= 0,01115 \\ q &= 0,40 \\ d_y/h &= 0,95 \end{aligned}$$

En la figura 9 buscamos el valor de $K_y = 1,41$

$$\begin{aligned} PR_y &= FR \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f'c = 1797,75 \\ 1 / PR_y &= 0,00056 \end{aligned}$$

CÁLCULO DE PR:

$$PR = [1 / ((1/PR_x) + (1/PR_y) - (1/PR_0))] = 1122,36$$

Se debe de cumplir que :

$$\begin{array}{lcl} PR & > & Pu \\ 1122,36 & > & 1119,02 \end{array} \quad \text{O.K. SI CUMPLE}$$





II.3.16 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal

Fig. II.3.16.1 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal

Sometido a carga vertical.

Niveles 1 al 5.

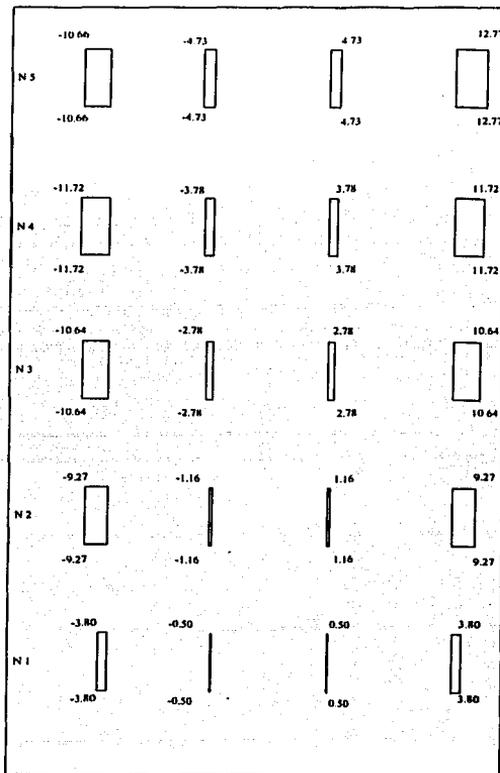




Fig. II.3.16.2 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.

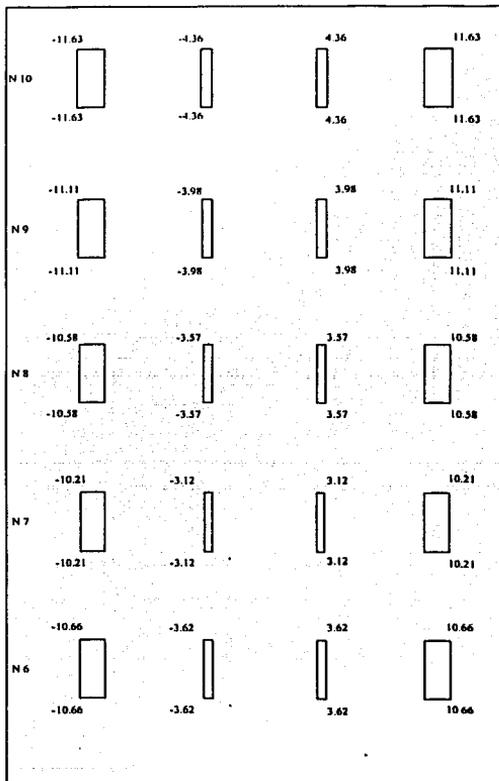
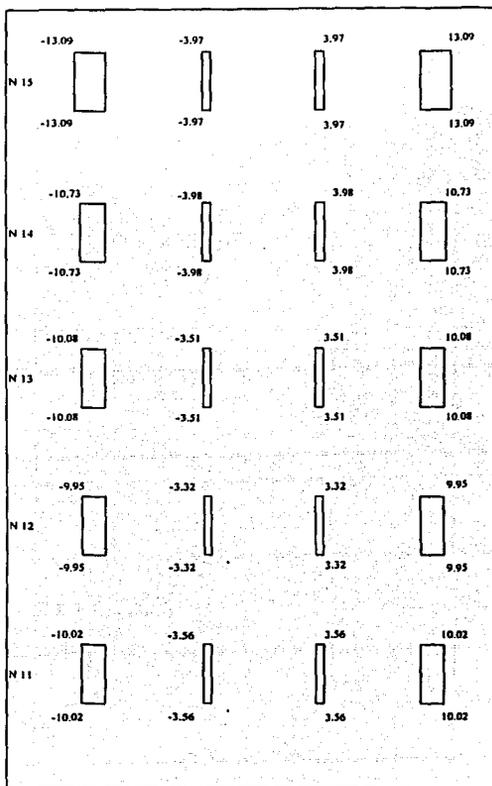




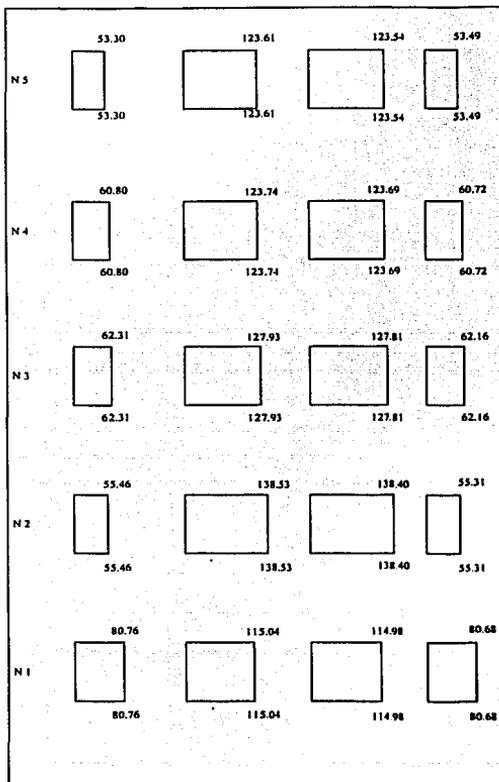
Fig. II.3.16.3 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga vertical.
Niveles 11 al 15.





FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.
CAPITULO II Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto normal.

Fig. II.3.16.4 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 1 al 5.





FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO II Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto normal.

Fig. II.3.16.5 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 6 al 10.

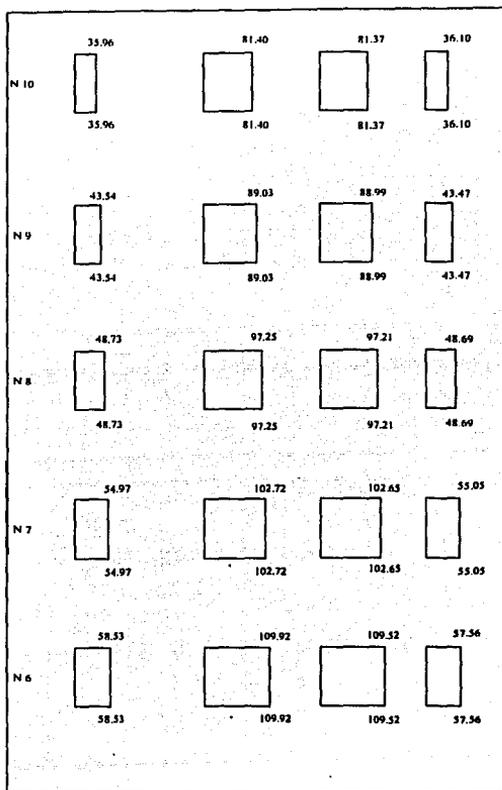
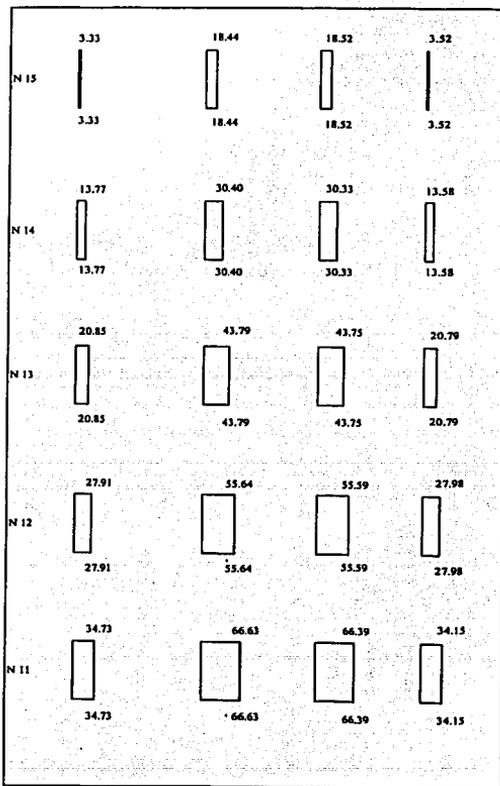




Fig. II.3.16.6 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de resistencia normal
Sometido a carga horizontal.
Niveles 11 al 15.



II.3.17 Cálculo del refuerzo transversal en columnas

Datos:

$f_y =$	4200,00	kg / cm ²	$b =$	100	cm	$f' =$	200	kg / cm ²
$A_v =$	1,42	cm ²	$h =$	100	cm			
$V_u =$	[(Carga vertical) + (Carga horizontal)] x 1.10 = [3.80 + 80.76] x 1.10 = 93.02 Ton							
$V_u =$	93.02	Ton						
$V_u =$	93016,00	kg	$=$	93,016	ton			

a) Cálculo de altura de confinamiento en los extremos:

$$\phi = 3,18 \text{ cm}$$

- 1) h confinamiento en los extremos = $h = 100 \text{ cm}$
- 2) $H \text{ libre} / 6 = 50,00 \text{ cm}$
- 3) 60 cm

b) Cálculo de la separación de estribos en zona intermedia:

- 1) $(850 / \sqrt{f_y}) \cdot \phi = 41,71 \text{ cm}$
- 2) $48 \cdot \phi \text{ estribo} = 68,16 \text{ cm}$
- 3) $\text{dim menor columna} / 2 = 50,00 \text{ cm}$

donde ϕ es el diametro de la barra longitudinal mas delgada

c) Cálculo de separación de estribos:

$$S = (FR \cdot A_v \cdot f_y) / (V_u - VCR) = 11,19 \text{ cm} \quad RIGE$$

$$VCR = (0,5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}) = 53033,01 = 53,03 \text{ Ton}$$

$$VSR = (FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d) / S = 39982,99 = 39,98 \text{ Ton}$$

$$\text{Se debe de cumplir: } VR = VCR + VSR \geq V_u$$

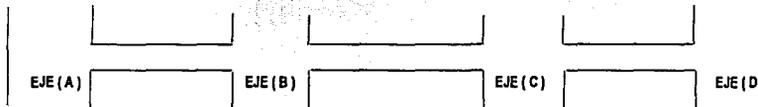
$$93,02 \geq 93,02 \quad \text{O.K. SI CUMPLE}$$



II.4 Recopilación de respuestas del marco tipo de concreto de resistencia normal.

II.4.1 Resumen de momentos flexionantes en vigas de marco tipo de concreto de resistencia normal.

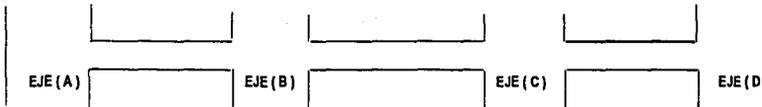
Tabla II.4.1.1 Momento flexionante en vigas de marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.



Nivel	VIGA AB				VIGA BC			VIGA CD	
	M (Ton/m)								
15	-24.74	10.45	-10.44	-17.71	10.33	-17.71	-10.44	10.45	-24.74
14	-30.86	10.43	-8.94	-19.78	10.55	-19.78	-8.94	10.43	-30.86
13	-30.86	10.43	-8.93	-19.88	10.45	-19.88	-8.93	10.43	-30.86
12	-30.31	10.45	-9.46	-19.86	10.47	-19.86	-9.46	10.45	-30.31
11	-29.89	10.45	-9.88	-19.91	10.42	-19.91	-9.88	10.45	-29.89
10	-33.24	10.92	-8.09	-20.45	11.04	-20.55	-8.09	10.92	-33.24
9	-33.45	11.06	-8.87	-21.11	11.11	-21.11	-8.87	11.06	-33.45
8	-32.52	11.05	-9.83	-21.15	11.07	-21.15	-9.83	11.05	-32.52
7	-31.39	11.04	-10.96	-21.19	11.03	-21.19	-10.96	11.04	-31.39
6	-30.30	11.03	-12.08	-21.29	10.93	-21.29	-12.08	11.03	-30.30
5	-36.99	12.38	-8.89	-22.71	12.61	-22.71	-8.89	12.38	-36.99
4	-35.93	12.48	-11.10	-23.48	12.52	-23.48	-11.10	12.48	-35.93
3	-33.16	12.46	-13.93	-23.62	12.38	-23.62	-13.93	12.46	-33.16
2	-29.60	12.49	-17.43	-23.66	12.32	-23.68	-17.43	12.49	-29.60
1	-25.55	12.66	-21.14	-23.90	12.10	-23.90	-21.14	12.66	-25.55



Tabla II.4.1.2 Momento flexionante en vigas de marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

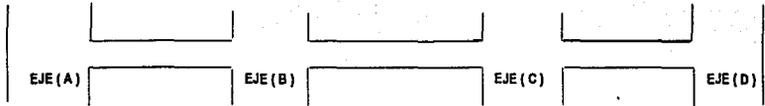


Nivel	VIGA AB			VIGA BC		VIGA CD			
	M (Ton/m)								
15	16.18	1.13	-13.91	27.36	0.00	-27.36	14.02	-1.14	-16.30
14	31.00	0.63	-29.74	44.27	0.01	-44.25	29.76	-0.61	-30.98
13	50.61	1.08	-48.46	62.19	0.02	-62.15	48.36	-1.03	-50.41
12	69.00	1.38	-66.23	92.39	0.04	-92.32	66.11	-1.34	-68.38
11	82.74	1.56	-79.62	92.39	0.04	-92.32	79.35	-1.48	-82.31
10	113.07	2.42	-108.23	124.83	0.04	-124.75	107.96	-2.32	-112.61
9	122.46	1.89	-118.67	135.85	0.03	-135.80	118.56	-1.84	-122.24
8	134.13	2.13	-129.86	145.77	0.02	-145.73	129.75	-2.08	-133.90
7	141.91	2.28	-137.35	151.80	0.03	-151.74	137.18	-2.22	-141.62
6	136.83	1.93	-132.96	146.52	0.05	-146.42	132.56	-1.82	-136.20
5	195.20	5.45	-184.30	205.30	0.07	-205.17	183.77	-5.27	-194.32
4	185.38	3.61	-178.17	198.72	0.03	-198.64	177.96	-3.53	-185.02
3	192.90	3.75	-185.40	200.64	0.03	-200.57	185.18	-3.67	-192.52
2	213.42	3.82	-205.79	214.82	0.03	-214.75	205.52	-3.74	-212.99
1	280.05	7.64	-264.77	258.83	0.03	-258.77	264.48	-7.56	-279.59



II.4.2 Resumen de fuerzas cortantes en vigas del marco tipo de concreto de resistencia normal.

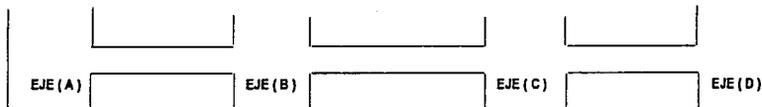
Tabla II.4.2.1 Fuerzas cortantes en vigas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.



Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	Cortante(Ton)								
15	21.07	2.38	-16.31	18.69	0.00	-18.69	16.31	-2.38	-21.07
14	23.87	3.65	-16.37	20.22	0.00	-20.22	16.57	-3.65	-23.87
13	23.87	3.65	-16.57	20.22	0.00	-20.22	16.57	-3.65	-23.87
12	23.69	3.47	-16.75	20.22	0.00	-20.22	16.75	-3.47	-23.69
11	23.55	3.33	-16.89	20.22	0.00	-20.22	16.89	-3.33	-23.55
10	25.25	4.19	-16.87	21.06	0.00	-21.06	16.87	-4.19	-25.25
9	25.58	4.10	-17.38	21.48	0.00	-21.48	17.38	-4.10	-25.58
8	25.26	3.78	-17.70	21.48	0.00	-21.48	17.70	-3.78	-25.26
7	24.88	3.40	-18.08	21.48	0.00	-21.48	18.08	-3.40	-24.88
6	24.52	3.04	-18.08	21.48	0.00	-21.48	18.44	-3.04	-24.52
5	28.23	4.68	-18.87	23.55	0.00	-23.55	18.87	-4.68	-28.23
4	28.14	3.20	-19.86	24.00	0.00	-24.00	19.86	-4.14	-28.14
3	27.20	3.20	-20.80	24.00	0.00	-24.00	20.80	-3.20	-27.20
2	26.03	2.03	-21.97	24.00	0.00	-24.00	21.97	-2.03	-26.03
1	24.73	0.73	-23.27	24.00	0.00	-24.00	23.27	-0.73	-24.73



Tabla II.4.1.2 Fuerzas cortantes en vigas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.



Nivel	VIGA AB				VIGA BC		VIGA CD		
	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante (Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)
15	-5.01	-5.01	-5.01	-9.12	-9.12	-9.12	-5.05	-5.05	-5.05
14	-10.12	-10.12	-10.12	-14.75	-14.75	-14.75	-10.12	-10.12	-10.12
13	-16.51	-16.51	-16.51	-20.72	-20.72	-20.72	-16.46	-16.46	-16.46
12	-22.54	-22.54	-22.54	-26.46	-26.46	-26.46	-22.48	-22.48	-22.48
11	-27.06	-27.06	-27.06	-30.79	-30.79	-30.79	-26.94	-26.94	-26.94
10	-36.88	-36.88	-36.88	-41.60	-41.60	-41.60	-36.76	-36.76	-36.76
9	-40.19	-40.19	-40.19	-45.27	-45.27	-45.27	-40.13	-40.13	-40.13
8	-44.00	-44.00	-44.00	-48.58	-48.58	-48.58	-43.94	-43.94	-43.94
7	-46.54	-46.54	-46.54	-50.59	-50.59	-50.59	-46.47	-46.47	-46.47
6	-44.97	-44.97	-44.97	-48.82	-48.82	-48.82	-44.79	-44.79	-44.79
5	-63.25	-63.25	-63.25	-68.41	-68.41	-68.41	-63.01	-63.01	-63.01
4	-60.59	-60.59	-60.59	-66.23	-66.23	-66.23	-60.50	-60.50	-60.50
3	-63.05	-63.05	-63.05	-68.87	-68.87	-68.87	-62.95	-62.95	-62.95
2	-69.87	-69.87	-69.87	-71.60	-71.60	-71.60	-69.75	-69.75	-69.75
1	-90.80	-90.80	-90.80	-86.27	-86.27	-86.27	-90.68	-90.68	-90.60





II.4.3 Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal.

Tabla II.4.3.1 Momento flexionante en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical



Nivel	EJE (A) Momento (Ton/m)			EJE (B) Momento (Ton/m)			EJE (C) Momento (Ton/m)			EJE (D) Momento (Ton/m)		
	Superior	Central	Inferior									
15	-24.74	-5.11	14.53	-7.27	-1.32	4.63	-4.63	1.32	7.27	-14.53	5.11	24.74
14	-16.34	-0.24	15.86	-6.21	-0.24	5.72	-5.72	0.24	6.21	-15.86	0.24	16.34
13	-15.00	0.12	15.25	-5.22	0.04	5.30	-5.30	-0.04	5.22	-15.25	-0.12	15.00
12	-15.06	-0.14	14.79	-5.10	-0.12	4.86	-4.86	0.12	5.10	-14.79	0.14	15.06
11	-15.10	-0.07	14.97	-5.18	0.17	5.51	-5.51	0.17	5.18	-14.97	0.07	15.10
10	-18.27	-0.83	16.60	-6.95	-0.40	6.14	-6.14	0.40	6.95	-16.60	0.83	18.27
9	-18.85	-0.17	16.50	-6.09	-0.12	5.86	-5.86	0.12	6.09	-16.50	0.17	18.85
8	-16.02	-0.14	15.73	-5.48	-0.11	5.25	-5.25	0.11	5.48	-15.73	0.14	16.02
7	-15.66	-0.35	14.96	-4.97	-0.29	4.39	-4.39	0.29	4.97	-14.96	0.35	15.66
6	-15.34	0.65	16.63	-4.82	0.61	6.05	-6.05	-0.61	4.82	-16.63	-0.65	15.34
5	-20.36	-1.21	17.95	-7.77	-0.68	6.42	-6.42	0.68	7.77	-17.95	1.21	20.36
4	-17.98	-0.40	17.18	-5.96	-0.29	5.38	-5.38	0.29	5.96	-17.18	0.40	17.98
3	-15.97	-0.01	15.95	-4.31	-0.47	4.04	-4.04	0.13	4.31	-15.95	0.01	15.97
2	-13.64	0.26	14.16	-2.21	-0.47	1.27	-1.27	0.47	2.21	-13.64	-0.26	14.16
1	-11.39	-5.69	0.010	-1.49	-0.75	-0.10	1.49	0.75	0.10	-11.39	-5.69	0.010



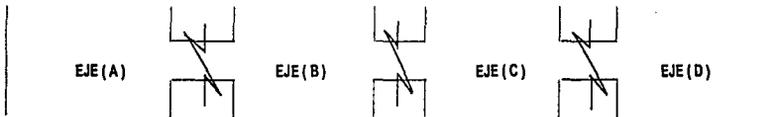
Tabla II.4.3.2 Momentos flexionantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.



Nivel	EJE (A) Momento (Ton/m)			EJE (B) Momento (Ton/m)			EJE (C) Momento (Ton/m)			EJE (D) Momento (Ton/m)		
	Superior	Central	Inferior									
15	6.18	11.18	16.18	-14.04	13.62	41.26	-14.20	13.59	41.37	5.73	11.01	16.30
14	-4.12	16.53	37.18	-31.24	14.37	59.97	-31.18	14.31	59.81	-4.02	16.34	36.71
13	-16.06	15.21	46.49	-51.67	13.72	79.41	-51.92	13.70	79.32	-15.98	15.20	46.39
12	-30.79	11.07	52.94	-73.24	10.22	93.67	-73.23	10.16	93.55	-31.12	10.84	52.80
11	-52.26	-0.15	51.95	-101.11	-1.17	98.77	-100.72	-1.14	98.45	-51.27	-0.04	51.18
10	-47.06	6.66	60.81	-112.24	9.86	131.96	-112.12	9.93	131.99	-46.96	7.19	61.35
9	-55.23	10.09	75.40	-124.62	8.73	142.28	-124.75	8.74	142.23	-35.13	10.08	75.28
8	-67.31	5.79	78.90	-140.93	4.94	150.82	-140.91	4.91	150.73	-67.31	5.73	78.77
7	-90.30	-7.85	74.61	-159.94	-5.68	148.22	-159.64	-5.97	148.01	-90.65	-8.26	74.32
6	129.05	-41.26	46.53	-210.20	-45.33	119.54	-209.53	-45.24	119.05	-127.34	-40.99	45.35
5	-93.74	-13.79	66.15	-191.43	-6.02	179.40	-191.21	-5.90	179.41	-93.50	-13.26	66.98
4	-60.77	0.43	91.64	-185.78	-0.16	185.45	-185.67	-0.14	185.39	-90.63	0.44	91.52
3	-44.81	8.66	102.13	-183.52	8.37	200.26	-183.36	8.36	200.08	-64.59	8.65	101.89
2	-37.78	45.42	126.61	-178.58	29.29	237.09	-178.30	29.31	236.91	-37.54	43.43	128.40
1	-67.90	121.13	242.27	-101.50	172.56	345.11	-101.45	172.48	344.95	-71.19	121.02	242.05

II.4.4 Resumen de fuerzas cortantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal.

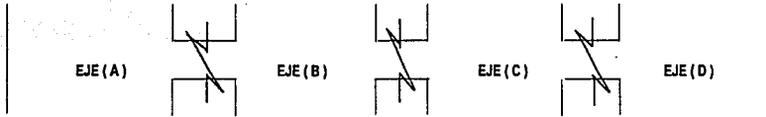
Tabla II.4.4.1 Fuerzas cortantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical



Nivel	EJE (A) Cortante (Ton)			EJE (B) Cortante (Ton)			EJE (C) Cortante (Ton)			EJE (D) Cortante (Ton)		
	Superior	Central	Inferior									
15	-13.09	-13.09	-13.09	-3.97	-3.97	-3.97	3.97	3.97	3.97	13.09	13.09	13.09
14	-10.73	-10.73	-10.73	-3.98	-3.98	-3.98	3.98	3.98	3.98	10.73	10.73	10.73
13	-10.08	-10.08	-10.08	-3.51	-3.51	-3.51	3.51	3.51	3.51	10.08	10.08	10.08
12	-9.95	-9.95	-9.95	-3.32	-3.32	-3.32	3.32	3.32	3.32	9.95	9.95	9.95
11	-10.02	-10.02	-10.02	-3.56	-3.56	-3.56	3.56	3.56	3.56	10.02	10.02	10.02
10	-11.63	-11.63	-11.63	-4.36	-4.36	-4.36	4.36	4.36	4.36	11.63	11.63	11.63
9	-11.11	-11.11	-11.11	-3.98	-3.98	-3.98	3.98	3.98	3.98	11.11	11.11	11.11
8	-10.58	-10.58	-10.58	-3.57	-3.57	-3.57	3.57	3.57	3.57	10.58	10.58	10.58
7	-10.21	-10.21	-10.21	-3.12	-3.12	-3.12	3.12	3.12	3.12	10.21	10.21	10.21
6	-10.66	-10.66	-10.66	-3.62	-3.62	-3.62	3.62	3.62	3.62	10.66	10.66	10.66
5	-10.66	-10.66	-10.66	-4.73	-4.73	-4.73	4.73	4.73	4.73	12.77	12.77	12.77
4	-11.72	-11.72	-11.72	-3.78	-3.78	-3.78	3.78	3.78	3.78	11.72	11.72	11.72
3	-10.64	-10.64	-10.64	-2.78	-2.78	-2.78	2.78	2.78	2.78	10.64	10.64	10.64
2	-9.27	-9.27	-9.27	-1.16	-1.16	-1.16	1.16	1.16	1.16	9.27	9.27	9.27
1	-3.80	-3.80	-3.80	-0.50	-0.50	-0.50	0.50	0.50	0.50	3.80	3.80	3.80



Tabla II.4.4.1 Fuerzas cortantes en columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.



Nivel	EJE (A) Cortante (Ton)			EJE (B) Cortante (Ton)			EJE (C) Cortante (Ton)			EJE (D) Cortante (Ton)		
	Superior	Central	Inferior									
15	3.33	3.33	3.33	18.44	18.44	18.44	18.52	18.52	18.52	3.52	3.52	3.52
14	13.77	13.77	13.77	30.40	30.40	30.40	30.33	30.33	30.33	13.58	13.58	13.58
13	20.85	20.85	20.85	43.79	43.79	43.79	43.75	43.75	43.75	20.79	20.79	20.79
12	27.91	27.91	27.91	55.64	55.64	55.64	55.99	55.99	55.99	27.98	27.98	27.98
11	34.73	34.73	34.73	66.63	66.63	66.63	66.39	66.39	66.39	34.15	34.15	34.15
10	35.96	35.96	35.96	81.40	81.40	81.40	81.37	81.37	81.37	36.10	36.10	36.10
9	43.54	43.54	43.54	89.03	89.03	89.03	88.99	88.99	88.99	43.47	43.47	43.47
8	48.73	48.73	48.73	97.25	97.25	97.25	97.21	97.21	97.21	48.69	48.69	48.69
7	54.97	54.97	54.97	102.72	102.72	102.72	102.65	102.65	102.65	55.05	55.05	55.05
6	58.53	58.53	58.53	109.92	109.92	109.92	109.52	109.52	109.52	57.56	57.56	57.56
5	53.30	53.30	53.30	123.61	123.61	123.61	123.54	123.54	123.54	53.49	53.49	53.49
4	60.80	60.80	60.80	123.74	123.74	123.74	123.69	123.69	123.69	60.72	60.72	60.72
3	62.31	62.31	62.31	127.93	127.93	127.93	127.81	127.81	127.81	62.16	62.16	62.16
2	55.46	55.46	55.46	138.53	138.53	138.53	138.40	138.40	138.40	55.31	55.31	55.31
1	80.76	80.76	80.76	115.04	115.04	115.04	114.98	114.98	114.98	80.68	80.68	80.68





CAPITULO III

COMPORTAMIENTO DE UN MARCO TIPO DE 15 PISOS CON CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

III.1 Propiedades geométricas del marco tipo

III.1.1 Trabajabilidad del concreto de alta resistencia en elementos geométricos

Como se menciona en el subtema II.1.1 respecto al concreto de resistencia normal, las características del concreto de alta resistencia no están lejos de dichos factores que hacen del concreto un material adaptable a elementos geométricos diversos, además de gozar de otros, pues este tipo de concreto tiene muy alta trabajabilidad que hace posible su uso en áreas congestionadas de acero de refuerzo, ya que por su alta resistencia, permite el ahorro de áreas en elementos como: columnas de edificios muy altos, secciones de puentes con claros largos o muy largos, sistemas de transporte, estructuras costeras, estructuras sanitarias, estructuras militares, entre otras.

Su alta trabajabilidad permite a su vez una alta cohesividad en la mezcla en estado fresco, un sostenimiento del revenimiento por períodos de duración suficientemente largos, alta consistencia que permite una alta bombeabilidad alcanzando grandes alturas y un control de tiempos de fraguado similar al de los concretos comerciales, facilitando su uso.

Debido a que el concreto de alta resistencia tiene baja permeabilidad, los métodos tradicionales de aplicar una primera capa de aplanado a los elementos pueden resultar difíciles, y algunos constructores han tenido que usar métodos mecánicos tales como una malla fina para ayudar a la adherencia del aplanado al elemento.

Ahora bien, dentro de los materiales utilizados para formar el concreto de alta resistencia se encuentran la ceniza volante, la escoria molida, y muchos materiales inertes que generalmente mejoran la trabajabilidad. Sin embargo el humo de sílice podría reducir la trabajabilidad; por eso normalmente se agregan reductores de agua de alto rango a los concretos con humo de sílice para mantener la trabajabilidad.

A diferencia del concreto de resistencia normal, los concretos en los que se emplea ceniza volante o humo de sílice por lo general muestran menos segregación y sangrado. Este efecto hace a la ceniza volante particularmente valiosa en los concretos fabricados con agregados que presentan deficiencias en su contenido de finos. Los concretos que utilizan ciertas escorias granulares de alto horno molidas, tienden a presentar sangrados ligeramente mayores que los concretos sin aditivos. Las escorias no tienen efectos adversos en lo referente a la segregación.



Esta cualidad hace del concreto de alta resistencia un material con propiedades apropiadas a elementos con dimensiones geométricas complicadas en su forma.

III.1.2 Formas geométricas en elementos de marcos con concreto de alta resistencia

La funcionalidad de la estructura nos permitirá determinar la forma y dimensionamiento de los elementos estructurales con materiales como el concreto, y en especial el concreto de alta resistencia. Este material en especial ha permitido la construcción de estructuras o elementos con menos área o más esbeltos, y a la vez más resistentes a toda clase de solicitaciones.

En países como EE.UU., Canadá, Holanda, España, Japón, Alemania, y recientemente en México se ha estado utilizando el concreto de alta resistencia con muy buenos resultados, de tal forma que este material ha permitido su adecuado uso en elementos como:

1. Columnas más esbeltas para tribunas de estadios
2. Muros y columnas en edificios esbeltos y de gran altura
3. En prefabricados de pilotes
4. Pavimentos para carreteras en busca de incrementar la resistencia a la abrasión.
5. Plataformas petroleras frente a las costas, aprovechando su gran resistencia a las sales marinas.

Por ejemplo, al ser reducidos los elementos verticales, el peso disminuirá, y por tanto un menor efecto acumulativo de peso en la cimentación de un edificio.

Resultados obtenidos por investigadores han demostrado que el concreto de alta resistencia tiene una menor deformación por fluencia que el concreto de resistencia normal. Por ejemplo en estructuras altas con varios elementos verticales de soporte, invariablemente cada elemento tiene diferentes cargas y esto conduce a deflexiones verticales diferenciales entre columnas y muros. Los diseñadores toman en cuenta este efecto transfiriendo las cargas producidas por deflexiones diferenciales, estas cargas en los elementos del piso disminuyen y, potencialmente permiten una reducción en las cantidades de refuerzo.

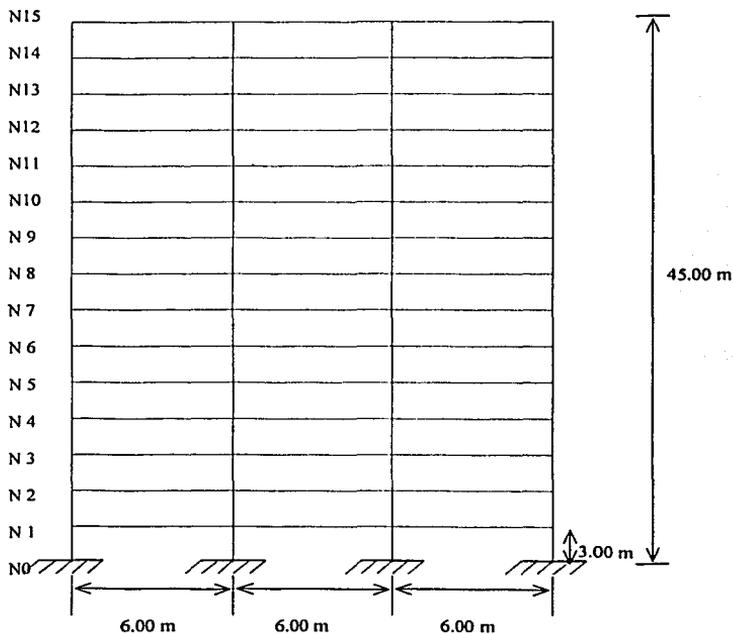
Uno de los aspectos fundamentales es el mayor aprovechamiento del área en edificios en las plantas bajas. Además existe una relación importante entre el dimensionamiento de elementos de concreto de alta resistencia y su resistencia a sismos, sobretodo en el detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de tal forma que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se ha supuesto en el análisis.

Lo que hay que subrayar, es que las secciones individuales lleguen a ser capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo extraordinario, desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso.



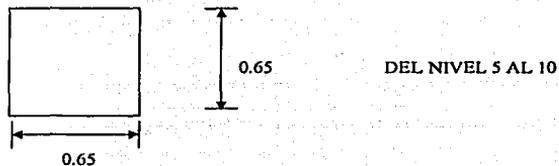
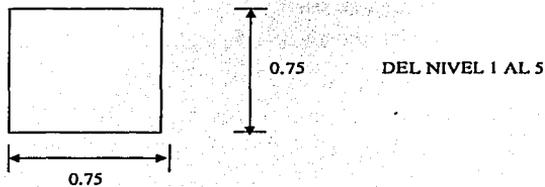
III.1.3 Características geométricas del marco tipo en análisis

El marco contará con 15 niveles, y estará constituido por un sistema de vigas y columnas de concreto con acero de refuerzo, la separación entre niveles será de 3.00 m y la separación de columnas será de 6.00 m. Se utilizará un concreto de alta resistencia ($f'c$: 550 kg/cm²).



Dimensiones del marco tipo

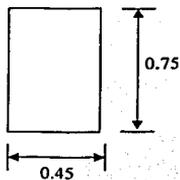
II.1.3.1 Dimensionamiento de columnas de concreto de alta resistencia



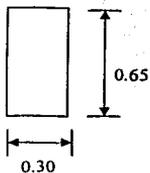


II.1.3.2

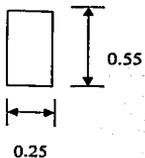
Dimensionamiento de vigas de concreto de alta resistencia



DEL NIVEL 1 AL 5



DEL NIVEL 6 AL 10



DEL NIVEL 11 AL 15



Tabla III.1.3.1 Resumen de dimensiones de columnas

Nivel	Sección (m)	Area (m ²)
1 AL 5	0.75 x 0.75	0.56
5 AL 10	0.65 x 0.65	0.42
10 AL 15	0.55 x 0.55	0.30

Tabla III.1.3.2 Resumen de dimensiones de vigas

Nivel	Sección (m)	Area (m ²)
1 AL 5	0.45 x 0.75	0.34
6 AL 10	0.30 x 0.65	0.19
11 AL 15	0.25 x 0.55	0.14

III.2 Propiedades mecánicas del marco tipo

III.2.1 Acciones-Estructura-Respuesta

En el punto II.2.1 se dio una consideración amplia respecto a las acciones a las que se ven sometidas las estructuras y en especial las que están constituidas con materiales como el concreto. En esta ocasión comentaremos brevemente las principales acciones que se presentaran en las estructuras que conforman los marcos, y se dará la definición de estas desde el punto de vista conceptual de la misma.

Comenzaremos con mencionar la clasificación de las acciones a las que se ven sometidas las estructuras, estas se puede dividir en: Permanentes y variable o accidental.

Dentro de las permanentes podremos mencionar la cargas muertas, que no son sino el conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es por lo tanto, la principal acción permanente.

Ya dentro de las acciones que se consideran variables o accidentales esta la carga viva, que es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye por lo tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran en la carga viva el peso y



las cargas debidos a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción, y podemos distinguir tres grandes grupos de construcciones en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Las cargas de operación en las construcciones están formadas por la suma de diversos factores que tienen carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la forma en que actúan sobre la estructura. Ésta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por lo anterior un modelo de la carga viva que pretenda representar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recurre para fines de diseño a modelos sumamente simplistas. Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada. Hay que tomar en cuenta que con la carga uniforme se pretende representar el efecto global de la carga viva real incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto.

Como resultado a los anteriores tipos de carga, la estructura de concreto de alta resistencia debe de ser lo suficientemente capaz de disipar y distribuir las fuerzas, para poder resistirlas. En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura, que en el caso de elementos estructurales que conforman los marcos, como vigas y columnas son primordiales en el aseguramiento de resistencia y funcionalidad de cada uno de sus elementos.

III.2.2 Características mecánicas propias del marco tipo con concreto de alta resistencia

Una vez sometidos los elementos a diversas cargas, estos deben de ser lo suficientemente capaces de resistirlas, por ejemplo, en marcos con varios niveles, este llega a formar parte del esqueleto de un edificio y los elementos que lo forman en muchos casos se utilizan como elementos de contraventeo o arriostamiento lateral; aunque una vez que está formado como estructura es resistente a momentos, responderá característicamente a todos los tipos de carga.

Debido a las interacciones de los miembros en los marcos, cada miembro está, generalmente, sometido a una combinación de acciones internas. Esta se vuelve más compleja cuando el marco está sujeto a diferentes combinaciones de cargas. Cuando todas estas combinaciones están presentes, el análisis del comportamiento del marco y la determinación de los valores críticos de diseño para los miembros individuales se vuelve una tarea difícil.

Existen muchas posibilidades en la configuración de los marcos, en especial de los marcos rígidos para estructuras de edificios. Sin embargo el comportamiento del marco rígido se simplifica en gran parte cuando los



nudos del marco no se desplazan; es decir, solamente experimentan rotación. Por lo general, esto sólo es cierto para el caso de carga gravitacional sobre un marco simétrico y únicamente con una carga gravitacional simétrica. Si es el marco simétrico, o la carga no es uniformemente distribuida, o cargas laterales están aplicadas, los nudos del marco se moverán lateralmente (llamado desplazamiento de la estructura) y fuerzas adicionales serán generadas por los desplazamientos de los nudos. Sin embargo, en marcos relativamente rígidos, con miembros bastante pesados, esto, por lo general, no es crítico. En un marco muy flexible, sin embargo, los efectos pueden ser considerables. En tal caso, los movimientos laterales de los nudos deben calcularse con objeto de obtener las excentricidades.

Generalmente este sistema de marcos de varios niveles está constituido por vigas y columnas, las cuales permiten tener una mejor distribución de fuerzas en todo el marco, por ejemplo en vigas continuas con varios claros, en los apoyos se presentan momentos negativos de flexión y positivos en la mitad del claro o cerca de ella.

III.2.3 Propiedades del concreto a usar

- Resistencia ($f'c$)

Una de las bondades que caracterizan al concreto como material de construcción es su resistencia a la compresión, generalmente representada por las siglas $f'c$. El índice mencionado anteriormente evalúa la resistencia del concreto tal como es producido, comúnmente se considera este índice como indicativo de la resistencia del concreto en la estructura. Sin dejar de considerar, obviamente, que esta cualidad está íntimamente relacionado con las proporciones de la mezcla del concreto y más aun tratándose de un concreto de alta resistencia (para este caso particular, $f'c=550$ kg/cm²). Es bien sabido que, uno de los factores que pueden controlar la resistencia es la relación entre dos de los ingredientes que componen el concreto, estos son agua/cemento, y es debido a que el volumen relativo del espacio originalmente ocupado por el agua determina el volumen total de la materia sólida en el concreto endurecido. En términos muy generales, mientras más alto sea el volumen del material sólido, mayor será la resistencia a la compresión.

Sin embargo en la práctica, las proporciones de la mezcla varían, dependiendo de las propiedades de los ingredientes individuales y de las propiedades deseadas del concreto en servicio. De ahí que no sólo se puede ganar resistencia haciendo buen uso de la relación agua/cemento, que para concretos de alta resistencia deben de estar del orden de 0.2 a 0.35, siendo bajas en comparación con concretos de resistencia menor.

Otro de los ingredientes que ayudan en la ganancia de resistencia son los agregados que se utilizan, y para lograrlo, el agregado no debe tener un tamaño máximo muy grande. En efecto, el agregado grueso tiene que tener cierto número de características: debe ser fuerte y estar absolutamente limpio, es decir, libre de arcilla o polvo adherido. No debe contener sílice reactivo y tiene que ser equidimensional en su forma, es decir, ni



rajuelado ni alargado. Con muy pocas excepciones, se utiliza agregado triturado. En cuanto al agregado fino, debe tener una granulometría gruesa, perfectamente con un módulo de finura de 2.7 a 3.0. Ya que el agregado grueso constituye un factor fundamental en la elaboración de este tipo de concreto, se aconseja usar un tamaño máximo pequeño, que generalmente esta comprendido entre 10 y 15 mm. Esto es debido a que en la mayoría de los tipos de roca, los agregados de menor tamaño son más resistentes que los de tamaño superior, puesto que durante el proceso de extracción se eliminan defectos internos del agregado tales como: poros, micro-fisuras, partículas blandas, etc... y por otra parte se incrementa la superficie de adherencia agregado-matriz. En nuestro caso se usara un agregado de 15mm.

En cuanto al agregado fino (arena), un concreto de estas características tiene de por sí un alto contenido de finos, debido a la gran cantidad que aportan tanto el cemento como las adiciones minerales. Las arenas con un contenido excesivo de finos implican una mayor superficie que, a su vez, se traduce en una mayor demanda de cemento y agua. Experiencias anteriores nos indican que la relación agregado grueso/agregado fino idónea está en torno a 1.5, ya que es la que combina una baja demanda de agua y una alta trabajabilidad.

Finalmente consideraremos la inclusión de algunos ingredientes adicionales, que por sus propiedades, pueden lograr considerablemente ganancia de resistencia. Estamos hablando de materiales como la ceniza volante, escoria y humo de sílice. Antes que nada, materiales como la ceniza volante o la escoria, generalmente son más baratos que algunos cementos, como el Pórtland, permitiendo a su vez la ganancia de resistencia a la compresión. Otro material es el humo de sílice, el cual también influye en el concreto en la ganancia de resistencia, sin embargo a diferencia de la ceniza volante y la escoria, este es más caro. En muchos países, un kilogramo de humo de sílice cuesta tanto como 10 kilogramos de cemento Pórtland. Debido al precio 10 veces más alto de este último, la adición del 10 % de humo de sílice a la mezcla duplica el costo del material cementante. Por lo cual se debe de realizar un análisis de factibilidad financiero sobre el uso de este material.

- Módulo de elasticidad

Ya se comentaron algunos aspectos en lo referente al uso de expresiones, que durante algunos años de investigación, han permitido la ganancia de resistencia a la compresión con módulos de elasticidad altos. Algunos investigadores como Thoman y Reader reportaron valores que llegan a valores por encima de los 350,000 kg/cm² algunos otros reportan valores de hasta 450,000 kg/cm², con concretos de resistencia a la compresión de 700 kg/cm². Este valor en especial es tomado o determinado como la pendiente a la tangente a la curva esfuerzo-deformación en compresión uniaxial. Otros han sido tomados de valores obtenidos experimentalmente por el ACI 318 (fig. 1.5.1 del capítulo I, apartado 1.5) en el cual se presenta la relación entre el módulo de elasticidad (E_c) y la resistencia a la compresión (f'_c). Además se han propuesto otras ecuaciones empíricas para predecir el módulo de elasticidad. La desviación de los valores predichos son altamente



dependientes de las propiedades y proporción de los agregados gruesos, de estos últimos ya se mencionaron aspectos importantes y características para el concreto a utilizar en el anterior punto.

El valor que se usara en esta ocasión será el proporcionado por la empresa concretera CEMEX, S.A de C.V., con un valor de 350,000 kg/cm² para un concreto de alta resistencia con un $f'c = 550$ kg/cm².

• Módulo de ruptura

Al igual que los concretos de resistencia convencional, la resistencia a compresión puede usarse para estimar el módulo de ruptura. Cada uno de los valores se calcula multiplicando la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto por una constante. Con base en los resultados de prueba obtenidos, los investigadores han desarrollado nuevas constantes para estimar los valores.

De tal forma que de acuerdo a valores reportados por varios investigadores del módulo de ruptura para concretos de alta resistencia de peso normal y ligero caen en el rango de $2.0\sqrt{f'c}$ a $3.2\sqrt{f'c}$ donde el módulo de ruptura y la resistencia a compresión están expresados en kg/cm². La siguiente ecuación fue recomendada para el cálculo de resistencia a la compresión como se muestra en la siguiente figura III.2.3.1.

$f'c = 3.10 \sqrt{f'c}$ III.2.3.1

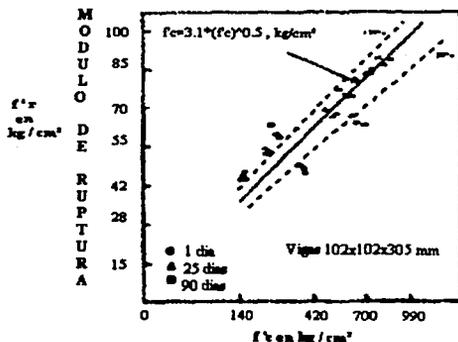


Fig. III.2.3.1 Resistencia a tensión basado en pruebas de módulo de ruptura.



- Temperatura

El calor de fraguado de estos concretos es elevado, debido a los altos contenidos de cemento de las mezclas. El tipo de adición mineral empleado tiene gran influencia en el calor del fraguado. Por ejemplo, el humo de sílice tiene una reacción química exotérmica dentro de la pasta de cemento y desarrolla un calor específico del mismo orden o levemente mayor que el desarrollado por el cemento. A pesar de esto, disminuye el calor de fraguado total del concreto al ser menor la cantidad de cemento que se precisa para obtener una determinada resistencia característica.

La abundancia de agua de curado ejerce también una influencia importante para limitar los aumentos de temperatura, sobre todo en piezas de dimensiones elevadas.

La influencia del tipo de material empleado para la cimbra es importante, ya que si se emplea la madera, al ser un material higroscópico le resta agua al concreto, con lo que se acelera el proceso de fraguado y por consiguiente hay un mayor incremento de temperatura. Si se utiliza madera para la cimbra, se debe tener la precaución de mojarlo antes de colocar el concreto en estos y suministrar abundante agua después de descimbrar.

Se debe de tener cuidado especial en los *elementos de gran tamaño*, pues la temperatura de curado por la reacción de hidratación tenderá a ser alta debido al alto contenido de cemento. Estas altas temperaturas pueden conducir a altos gradientes térmicos entre la superficie y el alma del elemento y pueden causar agrietamiento térmico y pérdida de la resistencia a la compresión. En estas situaciones, tiene que introducirse a la mezcla hielo o nitrógeno licuificado para reducir el gradiente térmico.

Por ejemplo, las temperaturas de las mezclas con alto contenido de cemento (475 kg/m^3) se elevaron de 5° a 7° C por cada 59 kg/m^3 . Esta elevación se observó en cinco mezclas diseñadas para mediciones de resistencia, así como también una sexta mezcla diseñada para baja generación de calor. Esta última tuvo una elevación máxima de temperatura de -6.11° C a -0.55° C , por debajo de las cinco otras mezclas.

Ahora bien, otro material que puede influir en el cambio de temperatura del concreto de alta resistencia, son los llamados minerales, como la ceniza volante y la escoria. Ya que estos se hidratan o reaccionan químicamente un poco más tarde que el cemento, en consecuencia desarrolla más lentamente el calor de hidratación. Esto significa que la elevación muy temprana de la temperatura del concreto es un poco menor. Inclusive una pequeña reducción en la temperatura máxima es importante, ya que con los contenidos altos de cemento empleados en el concreto de alta resistencia, la elevación de la temperatura en el centro de una sección masiva puede ser de 50° C o inclusive mayor.



- **Manejabilidad**

Probablemente una de las características físicas más impactantes del concreto de alta resistencia sea su densidad. Típicamente, la densidad del concreto es ligeramente más alta que la del concreto de resistencia normal debido al uso de agregados gruesos más fuertes que, inevitablemente, son más densos. Además, con el afán de obtener resistencias mayores a compresión, es posible obtener un alto grado de trabajabilidad, medido en función de la capacidad de extendido con valores comprendidos entre 50 y 60 cm, así como una relación muy baja de agua-cemento (0.35-0.25) por medio de una alta proporción de superplastificante. A pesar de su alta capacidad de extendido, el concreto de alta resistencia no tiende a segregarse. Además con el uso apropiado de humo de sílice se estabiliza la mezcla fresca del concreto. En virtud del porcentaje alto de partículas finas, el sangrado rara vez constituye un problema en las aplicaciones del concreto de alta resistencia. Resulta posible el bombeo del concreto en el sitio de la obra que es una práctica común el uso intensivo de vibradores.

La adición de este mineral (humo de sílice), que en su presentación por lo regular es en sacos de 20 kg, produce los siguientes efectos:

1. Al combinarse con el cemento, resultan unos compuestos de mayor densidad y resistencia mecánica.
2. Mejora la trabajabilidad y la cohesividad del concreto

Las dosis normalmente empleadas para la confección de este tipo de concretos ha venido siendo de entre 5 y el 10% en peso del cemento, logrando positivos resultados tanto para la trabajabilidad, como para la resistencia y durabilidad del concreto de alta resistencia.

Ahora bien, la utilización de superfluidificadores puede darle al concreto de alta resistencia buena trabajabilidad. Los superfluidificadores tienen moléculas grandes y pesadas, que se envuelven a sí mismas alrededor de las partículas de cemento y les dan una carga eléctrica altamente negativa, de modo que se repelen unas a otras. Esto da como resultado la defloculación y dispersión de las partículas de cemento y, por lo tanto, una mejor trabajabilidad de la mezcla. Finalmente, desde el punto de vista constructivo, se tiene un concreto con una mayor fluidez en comparación con un concreto de menor resistencia, alta cohesión interna, lo cual contribuye a no permitir segregación y, por último, un más rápido desarrollo de resistencia que nos permite lograr descimbrados más tempranos.



III.3 Análisis estructural del marco tipo

III.3.1 Cargas aplicadas al marco tipo

Las cargas a las que va a ser sometido el marco de concreto de alta resistencia serán las siguientes:

- Carga muerta
- Carga viva
- Carga ambiental o accidental

La carga muerta comprenderá al peso mismo de la estructura que contempla el peso de los elementos que la forman (columnas, vigas), y esta representada en toneladas. Para esta carga tendrá implícito el peso volumétrico del concreto de resistencia normal (con un $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$); dicho peso tiene el valor de 2200 kg/m^3 . La tabla III.3.1.1 muestra el peso del marco por nivel, así como el peso total de la estructura.

Tabla III.3.1.1 Resumen de carga muerta sometida a marco tipo de concreto de alta resistencia

Nivel	Carga muerta (Ton)
15	13.43
14	13.43
13	13.43
12	13.43
11	13.43
10	18.88
9	18.88
8	18.88
7	18.88
6	18.88
5	28.22
4	28.22
3	28.22
2	28.22
1	28.22
Total	302.65

En lo que corresponde a la carga viva esta se tomara como valor 5 t/m y se aplicara uniformemente repartida en los 15 niveles del marco de concreto de alta resistencia. En la tabla III.3.1.2 se muestra la carga por nivel y el total de esta en toda la estructura.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO III Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto de alta resistencia.

Tabla III.3.1.2 Resumen de carga viva sometida a marco tipo de concreto de alta resistencia

Nivel	Carga viva uniformemente repartida (t / m)	Carga viva (Ton)
15	5.00	90.00
14	5.00	90.00
13	5.00	90.00
12	5.00	90.00
11	5.00	90.00
10	5.00	90.00
9	5.00	90.00
8	5.00	90.00
7	5.00	90.00
6	5.00	90.00
5	5.00	90.00
4	5.00	90.00
3	5.00	90.00
2	5.00	90.00
1	5.00	90.00
Total	75	1350.00

Y finalmente se aplicara a la estructura una carga ambiental o accidental que corresponderá a la sísmica y será aplicada por nivel de cuerdo a la altura de esta. La Tabla III.3.1.3 muestra el valor de cada carga por nivel así como el total.

Tabla III.3.1.3 Resumen de carga sísmica en marco tipo de concreto de alta resistencia

Nivel	Carga sísmica (Ton)
15	38.44
14	37.32
13	34.66
12	31.99
11	29.32
10	27.65
9	25.26
8	22.45
7	19.64
6	16.84
5	15.00
4	12.19
3	9.14
2	6.09
1	3.05
Total	329.04



III.3.2 Resumen de cargas en marco tipo de concreto de alta resistencia
Fig. III.3.2.1 Marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga muerta.

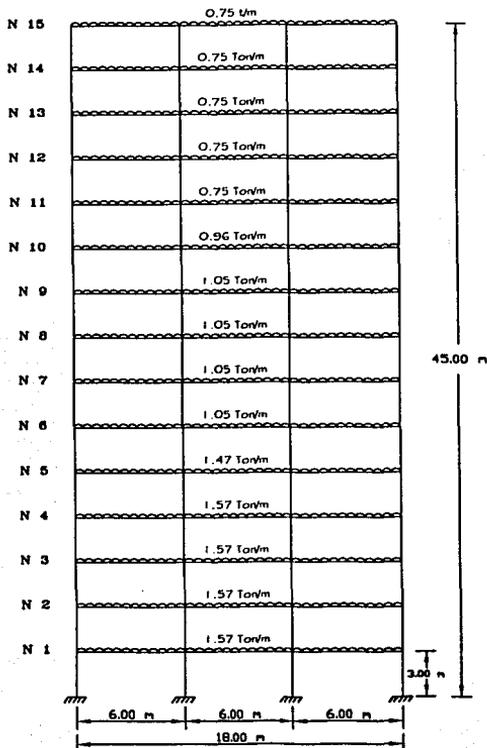




Fig. III.3.2.2 Marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga viva.

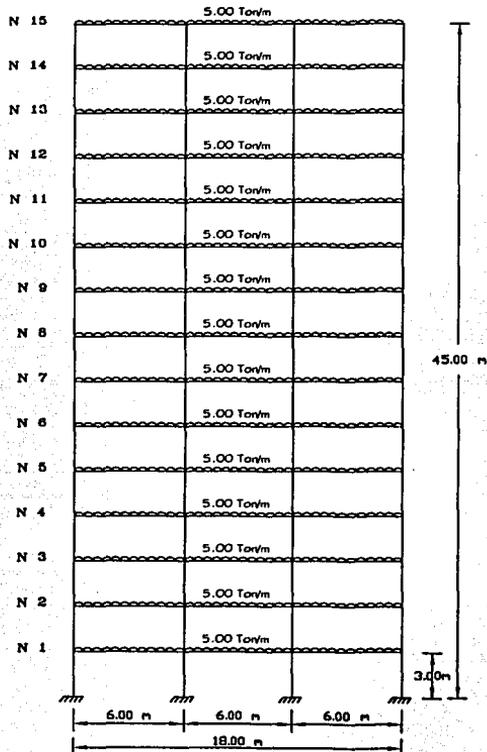




Fig. III.3.2.3 Marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

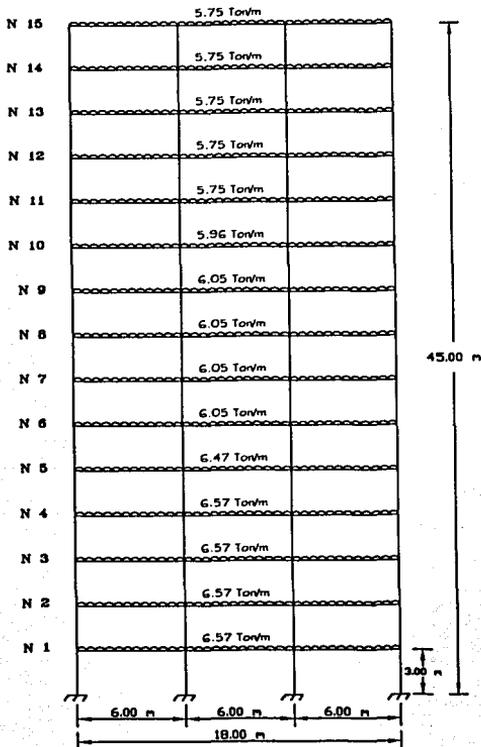




Fig. III.3.2.4 Marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal (sismo).

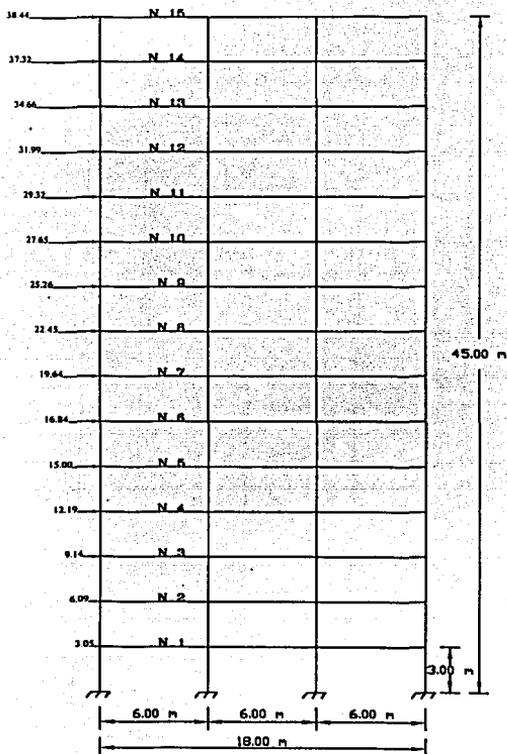
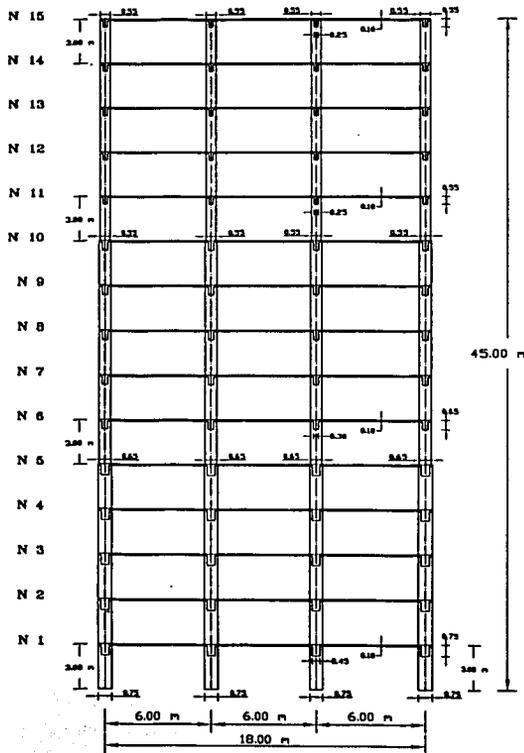




Fig. III.3.2.5 Marco tipo de concreto de alta resistencia





III.3.3 Métodos recomendables para el análisis estructural

En términos generales, se pueden establecer cuatro puntos para implantar un criterio razonable en lo referente a diseño de sistemas de marcos estructurales que permitan un adecuado y eficiente análisis de la misma, en especial las estructuras ubicadas en zonas sísmicas como lo es la Ciudad de México. Y que bien pueden aplicar a materiales de construcción como lo es el concreto de alta resistencia. En lo referente a los métodos recomendables para el diseño del marco de concreto de alta resistencia, se comenta ampliamente en el apartado II.3.3.

III.3.4 Análisis estructural del marco tipo con uso del SAP-2000

Este programa nos permite resolver estructuras hiperestáticas e isostáticas, que para el caso en especial del marco de concreto de alta resistencia es útil, ya que se analizaran los elementos que confirma el marco, que cuenta con 15 niveles, el cual está integrado por 105 barras entre los cuales se encuentran vigas y columnas.

El SAP-2000 nos permitirá determinar los efectos de las acciones de diseño, reflejadas por supuesto por los esfuerzos de cada uno de los elementos.

El conocimiento de dichos esfuerzos permitirá desarrollar un diseño adecuado, que con la ayuda de otros procedimientos matemáticos, se calcularán las dimensiones de las vigas y columnas, así como las cantidades de acero de refuerzo longitudinal y transversal necesarias de la estructura.

III.3.5 Criterios de diseño por sismo

Los sismos, o actividad sísmica, como se denomina en el lenguaje de ingeniería, producen varios efectos desastrosos, incluyendo propagación de ondas sísmicas, rupturas masivas a lo largo de fallas terrestres y movimientos vibratorios violentos. Así pues, el diseño de una estructura para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades en la vida esperada de la estructura es muy pequeña. Motivo por el cual se han hecho grandes esfuerzos por formar criterios adecuados para el diseño sísmico de estructuras en la Ciudad de México, se especificaron con más detalles tales criterios en el apartado II.3.5.



III.3.6 Método utilizado para el diseño por sismo

A grandes rasgos el diseño sísmico de una estructura implica la habilidad de esta a disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. Y existen métodos que determinan las fuerzas laterales totales a partir de la fuerza de inercia, para después distribuirla a diferentes alturas del edificio, obtenidas bajo el supuesto que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. El concreto de alta resistencia como material para la construcción de marcos rígidos permite el uso del método de análisis estático. Y de acuerdo a los requerimientos para el uso de este método es preciso se cumplan los siguientes puntos:

- Altura total menor de 60 m
- Geometría en planta poco irregular
- Geometría en elevación poco irregular
- Distribución de masas uniformes
- Distribución de rigidez uniforme

Que cumplen para efectos de diseño para el marco tipo de concreto de alta resistencia, de tal forma que para más detalles del método estático ver el apartado II.3.6.

III.3.7 Cálculo de fuerzas sísmicas en marco de concreto de alta resistencia con uso del método estático

III.3.7.1 Cálculo de pesos de los elementos que conforman el marco de concreto de alta resistencia

Tabla II.3.7.1.1 Peso de vigas y columnas del marco tipo de concreto de resistencia normal.

Nivel	Volumen de columnas (m ³)	Volumen de vigas (m ³)	Volumen total	Peso total (m ³) x (2,2 ton*m ³)
1	6.75	6.08	12.83	28.22
2	6.75	6.08	12.83	28.22
3	6.75	6.08	12.83	28.22
4	6.75	6.08	12.83	28.22
5	6.75	6.08	12.83	28.22
6	5.07	3.51	8.58	18.88
7	5.07	3.51	8.58	18.88
8	5.07	3.51	8.58	18.88
9	5.07	3.51	8.58	18.88
10	5.07	3.51	8.58	18.88
11	3.63	2.48	6.11	13.43
12	3.63	2.48	6.11	13.43
13	3.63	2.48	6.11	13.43
14	3.63	2.48	6.11	13.43
15	3.63	2.48	6.11	13.43
Total	72.25	60.35	259.05	302.65



III.3.7.2 Cálculo de fuerzas sísmicas con uso del método estático

Datos:

Edificio ubicado en la zona III correspondiente al RCDF

b.1) Cálculo del espectro de

diseño:

Ta=0,60

Tb=3,90

r=1.00

Periodo del marco: $T = 0.0075 \cdot H^{(3/4)} = (0.0075)^{(45)^{(3/4)}} = 1.30$ segundos

b.2) Cálculo de Cs

C= 0.40

Q= 2.00

Cs=0.20

Tabla III.3.7.2.1 Cálculo de espectro de diseño y periodo del marco

Nivel	Peso (Wm + Wv)	h	Wi x hi	Fi	Vi
15	99.44	45,00	4474.71	38.44	
14	103.43	42,00	4344.10	37.32	38.44
13	103.43	39,00	4033.81	34.66	75.76
12	103.43	36,00	3723.52	31.99	110.42
11	103.43	33,00	3413.22	29.32	142.41
10	107.29	30,00	3218.76	27.65	171.73
9	108.88	27,00	2939.65	25.26	199.39
8	108.88	24,00	2613.02	22.45	224.64
7	108.88	21,00	2286.40	19.64	247.09
6	108.88	18,00	1959.77	16.84	266.74
5	116.37	15,00	1745.51	15.00	283.57
4	118.22	12,00	1418.58	12.19	298.57
3	118.22	9,00	1063.94	9.14	310.76
2	118.22	6,00	709.29	6.09	319.90
1	118.22	3,00	354.65	3.05	325.99
TOTAL	1645.19		38298.90		329.04



III.3.8 Análisis por volteo

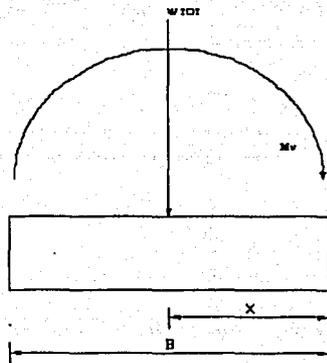
Se revisara el volteo del marco plano en la dirección horizontal

$$M_v = V_i \times h_i \quad \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_v = 11865,35$$

$$M_R = W_{\text{tot}} \times (X) \quad \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_R = 17615,88$$

$FS_v = M_R / M_v$ y se debe de cumplir que $M_R / M_v \geq 1.50$

$$FS_v = M_R / M_v = 11865.35 / 17615.88 = 1.50$$



EL VALOR DE FSv



III.3.9 Aspectos principales de diseño basados en reglamentos

Como se comentó en el apartado II.7.7 los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Y más aun tratándose de materiales especiales con el concreto de alta resistencia.

Motivo por el cual el marco tipo de concreto de alta resistencia se basará en dichos lineamientos y recomendaciones bajo las siguientes publicaciones:

- Reglamento de construcciones para el Distrito Federal 1997.
- Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito federal.
- Normas técnicas complementarias para diseño sísmico.
- Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993)
- ACI 363.2R-98 (Guía de control y calidad del concreto de alta resistencia)
- ACI 363R-92 (Informe del estado y arte del concreto de alta resistencia)

III.3.9.1 Requisitos geométricos de diseño

Tabla III.3.9.1.1 Requisitos geométricos para columnas

Columnas	Requisito	Valor
Desnivel 1 al 5 con sección de 0.75x0.75 m	$b/h \leq 4$	$75 / 75 = 1 \leq 4$
Desnivel 5 al 10 con sección de 0.65x0.65 m	$b/h \leq 4$	$65 / 65 = 1 \leq 4$
Desnivel 10 al 15 con sección de 0.55x0.55 m	$b/h \leq 4$	$55 / 55 = 1 \leq 4$



III.3.9.2 Requerimientos para el diseño sísmico en el D.F.

Tabla III.3.9.2.1 Requerimientos para diseño de marco tipo en el D.F.

Método sísmico		
Método	Requisito	Valor
Estático	El RDF acepta el uso en estructuras no mayores de 60 m de altura.	H = 45 m
Coeficiente sísmico		
Coeficiente	Requisito	Valor
C	Se usa en estructuras en zona III (D.F.)	0.40
Factor de comportamiento sísmico		
Coeficiente	Requisito	Valor
Q	La resistencia de todos los entrepisos es suministrada por marcos no contraventados de concreto reforzado	2.00

III.3.9.3 Factores de seguridad para estructuras de concreto diseñadas en el D.F.

Tabla III.3.9.3.1 Factores de seguridad para estructuras de concreto

Condición	Factor
Flexión	0.90
Cortante y torsión	0.90
Tensión axial	0.90
Tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial y flexocompresión	0.75
Aplastamiento del concreto	0.70



III.3.9.4 Desplazamientos permisibles para estructuras de concreto en el D.F.

Tabla III.3.9.4.1 Requerimientos de desplazamientos verticales permisibles

Elemento	Desplazamiento vertical	Valor
Trabes	Desplazamiento máximo, incluyendo efectos a largo plazo	$L/240+0.50$
Trabes	Desplazamiento vertical máximo en elementos cuyas deformaciones afectan a elementos no estructurales	$L/480+0.30$

Tabla III.3.9.4.2 Requerimientos de desplazamientos horizontales permisibles

Elemento	Desplazamiento lateral	Valor
Entre pisos	Desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura donde los elementos no estructurales están ligados	$h/500$
Trabes	Desplazamiento estructural debido a fuerzas sísmicas donde elementos no estructurales se ligan y la relación de desplazamiento máximo con el entrepiso de dicho nivel.	$0.0012 h$



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO III Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto de alta resistencia.

III.3.10 Diagramas de momentos flexionantes en vigas
Fig. III.3.10.1 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 1 al 5.

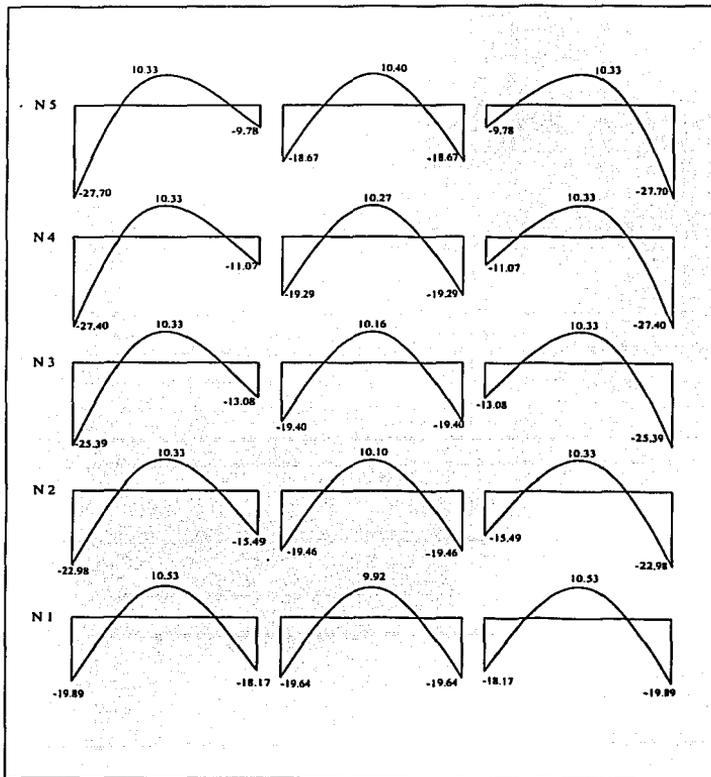




Fig. III.3.10.2 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.

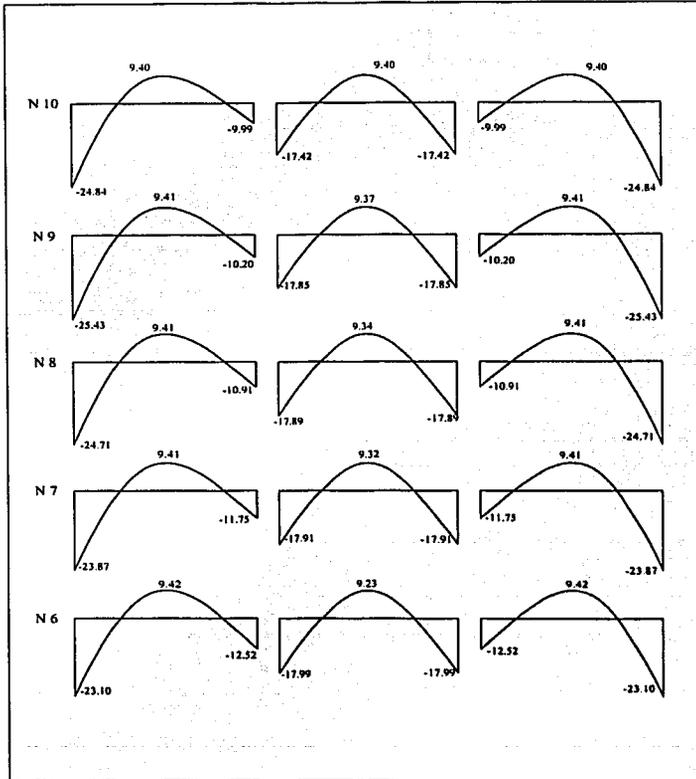




Fig. III.3.10.3 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia Sometido a carga vertical. Niveles 11 al 15.

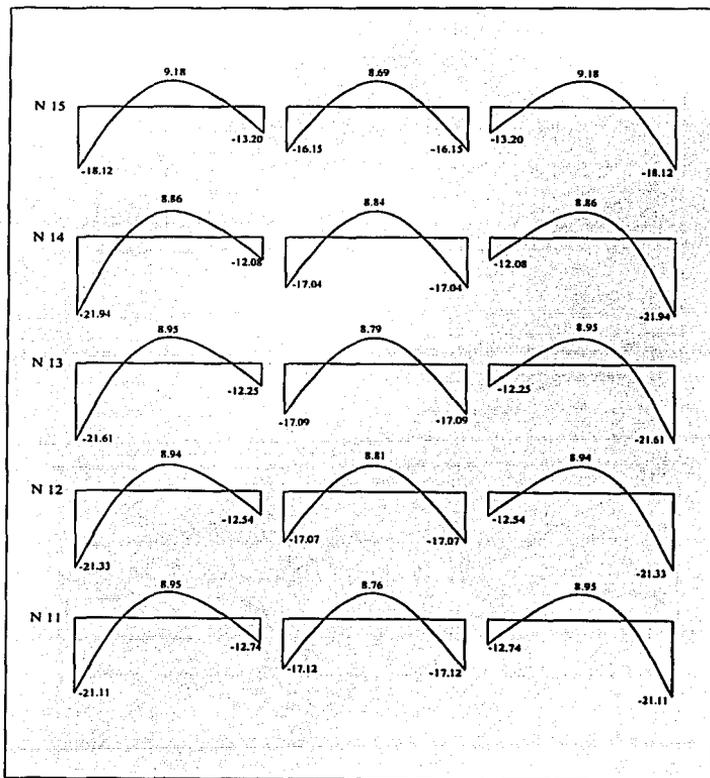




Fig. III.3.10.4 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia Sometido a carga horizontal. Niveles 1 al 5.

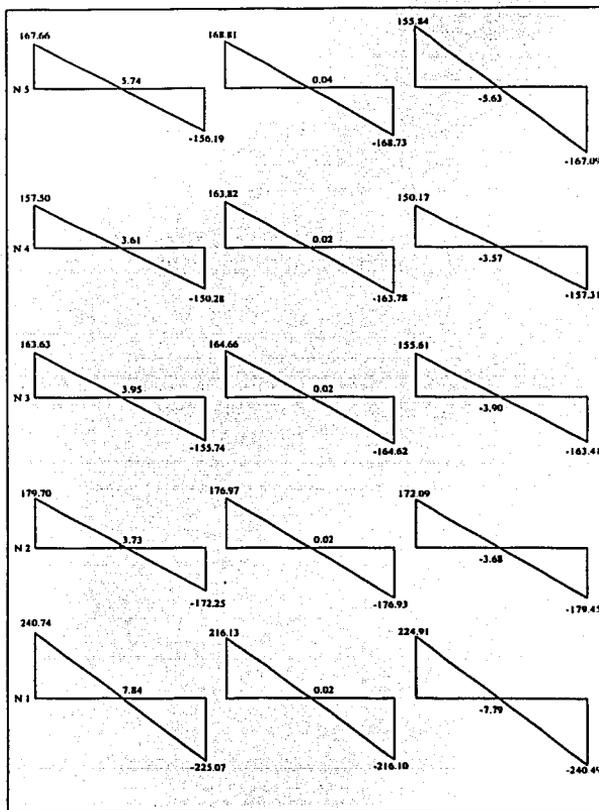




Fig. III.3.10.5 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia Sometido a carga horizontal. Niveles 6 al 10.

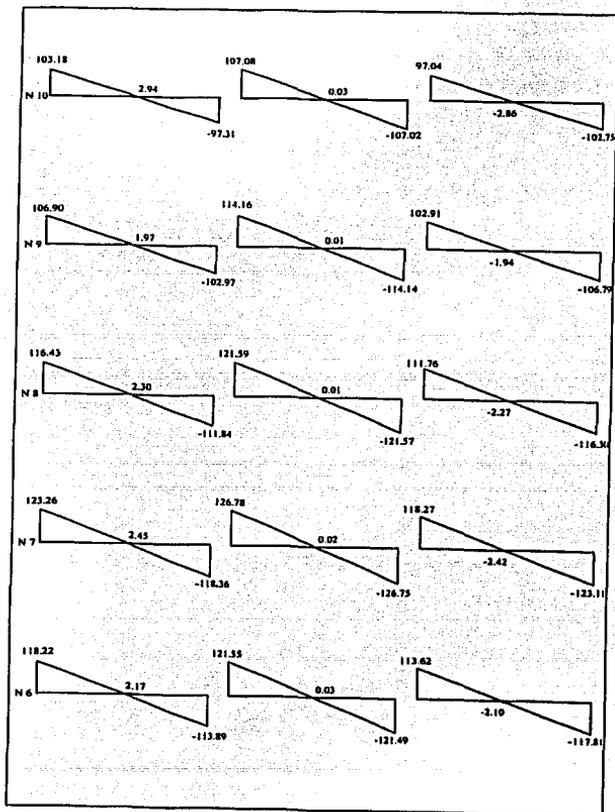
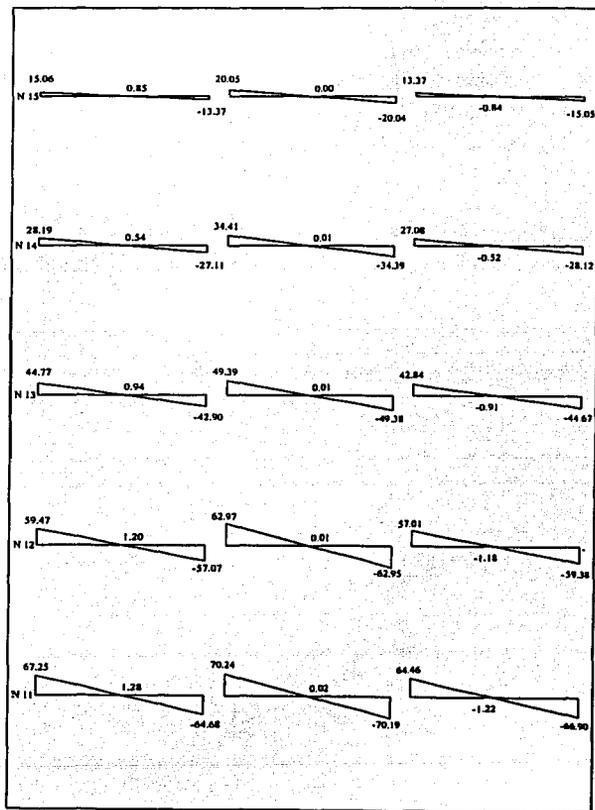




Fig. III.3.10.6 Diagramas de momentos flexionantes en vigas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga horizontal.
Niveles 11 al 15.



III.3.11 Cálculo de refuerzo longitudinal en vigas

Método de diseño por flexión en viga de concreto de alta resistencia

Datos:

$f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 440 \text{ kg/cm}^2$

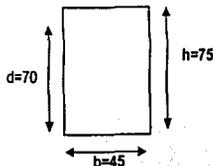
$f'c = 374 \text{ kg/cm}^2$

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

$b = 45 \text{ cm}$

$h = 75 \text{ cm}$

$d = 70 \text{ cm}$



$$m_u = [(m_u \text{ flexión carga vertical}) + (m_u \text{ flexión carga horizontal})] \times 1.10$$

$$m_u = [19.89 + 240.74] \times 1.10 = 286.69 \text{ t}^* \text{ m}$$

$$m_u = 286.69 \text{ ton}^* \text{ m}$$

Se analizará la viga correspondiente al primer nivel del eje A

a) Cálculo de MR_{mín}

$$P_{mín} = (0.70 \times \sqrt{f'c}) / f_y = (0.70 \times \sqrt{550}) / 4200 = 0.00391$$

$$q_{mín} = (P_{mín}) \times (f_y / f'c) = (0.00391) \times (4200 / 374) = 0.04389$$

$$A_{smín} = P_{mín} \times b \times d = 0.00391 \times 45 \times 70 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rmín} = (0.90 \times b \times d^2 \times f'c \times q_{mín}) \times [1 - (0.5 \times q_{mín})] = (0.90 \times 45 \times 70^2 \times 374 \times 0.04389) \times [1 - (0.5 \times 0.04389)] = 3186345.16 \text{ kg}^* \text{ cm}$$

$$M_{Rmín} = 31.86 \text{ ton}^* \text{ m}$$

b) Cálculo de MR_{máx}

$$P_{bal} = (f'c / f_y) \times [4800 / (6000 + f_y)] = (374 / 4200) \times [4800 / (6000 + 4200)] = 0.04190$$

Tomamos el valor de $P_{máx} = 0.75 P_{bal}$, en este caso por estar sometido a sismo

$$P_{máx} = P_{bal} = 0.03143$$

$$q_{máx} = (P_{máx}) \times (f_y / f'c) = 0.03143 \times (4200 / 374) = 0.35294$$

$$A_{smáx} = (P_{máx}) \times b \times d = 0.03143 \times 45 \times 70 = 99.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rmáx} = (0.90 \times b \times d^2 \times f'c \times q_{máx}) \times [1 - (0.5 \times q_{máx})] = (0.90 \times 45 \times 70^2 \times 374 \times 0.35294) \times [1 - (0.5 \times 0.35294)] = 21572682.35 \text{ kg}^* \text{ cm}$$

$$M_{Rmáx} = 215.73 \text{ Ton}^* \text{ m}$$

Se debe de cumplir que: $M_u < M_{Rmáx}$

$$\text{Como: } 286.69 > 215.73 \text{ Ton}^* \text{ m}$$

Entonces se debe de diseñar doblemente reforzada



c) Determinación de A_s y A'_s

$$A_s = A_{s\text{máx.}} + \{ (\mu - M_{r\text{máx.}}) / (FR \times f_y \times (d - d')) \} = 99.00 + \{ [28669000 - 21573000] / (0.90 \times 4200) \times (70 - 5) \} = 127.88 \text{ cm}^2$$

$$P = A_s / (b \times d) = 127.88 / (45 \times 70) = 0,0406$$

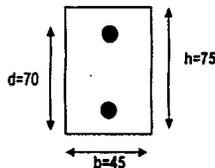
$$A'_s = \{ [(\mu - M_{r\text{máx.}}) / (FR \times f_y \times (d - d')) \} = \{ [28669000 - 21573000] / (0.90 \times 4200) \times (70 - 5) \} = 34.66 \text{ cm}^2$$

$$P' = A'_s / (b \times d) = 34.66 / (45 \times 70) = 0,01100$$

Revisión de que el A'_s esta fluyendo, con lo cual se debe de cumplir:

P	-	P'	≥	[4800 / (6000-fy)] x [(d' / d) x (fc / fy)]
0,0406	-	0,011	≥	[4800 / (6000-4200)] x [(5/70) x (374/4200)]
	0,0296		≥	0,01696

Se cumple, por lo tanto el diseño se acepta.



Numero de varillas:

$$126,09 \text{ cm}^2 \quad (14 \# 10) + (3 \# 8)$$

$$38,97 \text{ cm}^2 \quad (3 \# 10) + (3 \# 8)$$





FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

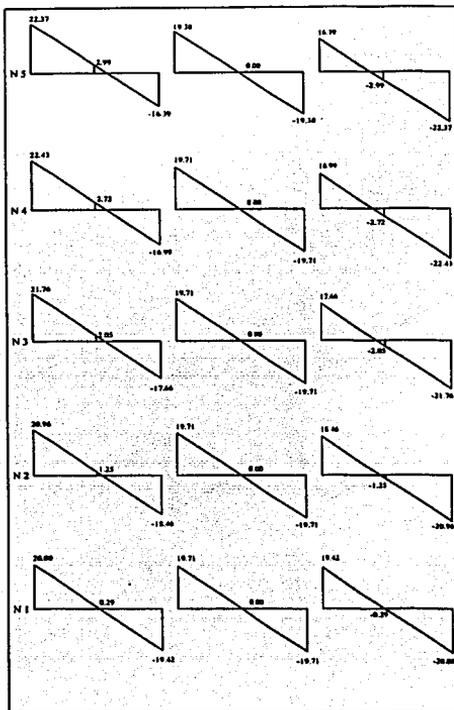
CAPITULO III Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto de alta resistencia.

III.3.12 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia

III.3.12.1 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia

Sometido a carga vertical.

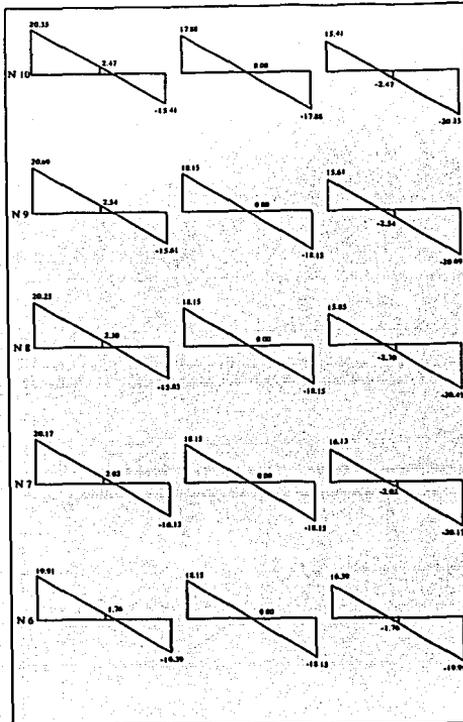
Niveles 1 al 5.





FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.
CAPITULO III Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto de alta resistencia.

Fig. III.3.12.2 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.





FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO III Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto de alta resistencia.

Fig. III.3.12.3 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 11 al 15.

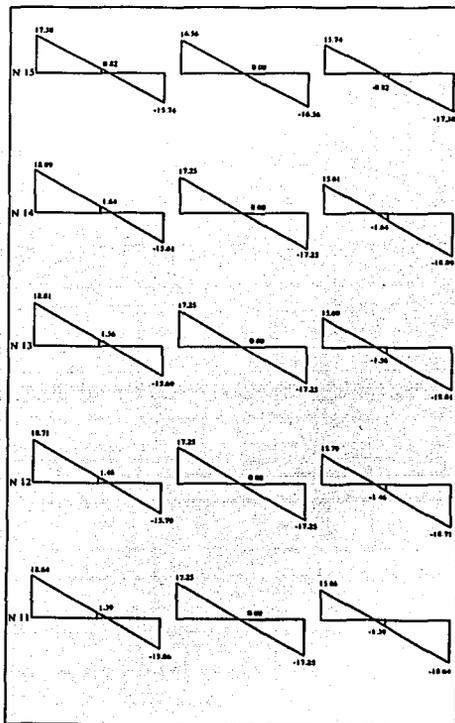




Fig. III.3.12.4 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia Sometido a carga horizontal. Niveles 1 al 5.

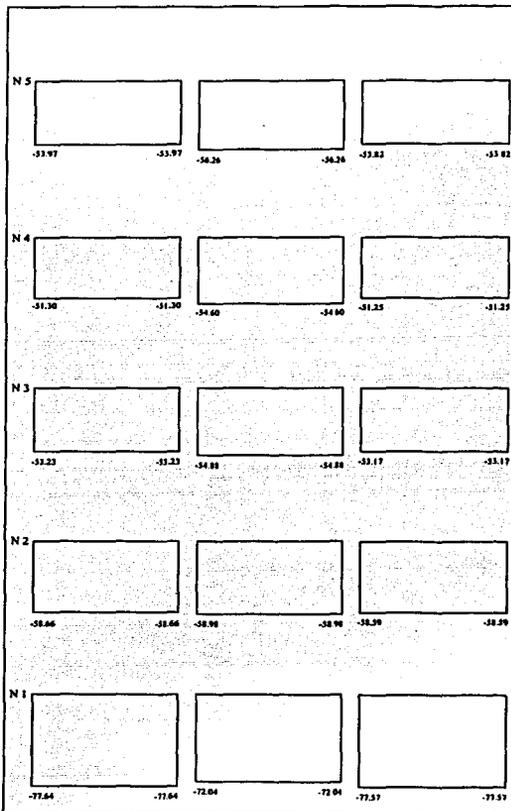
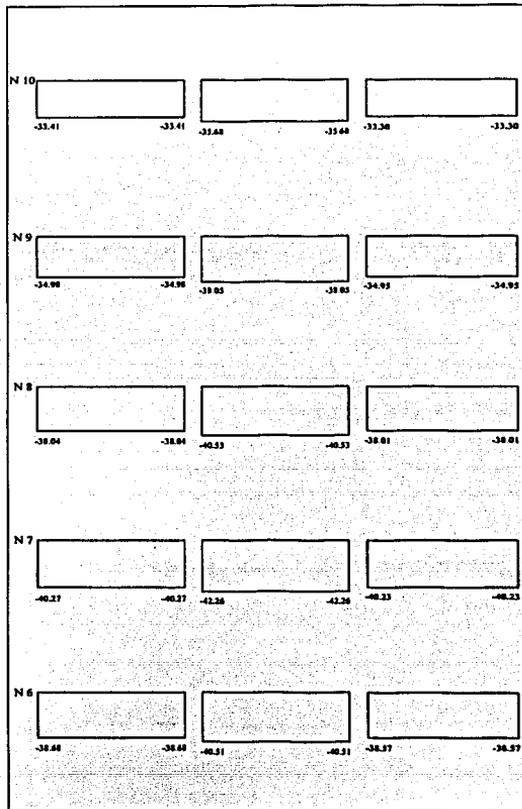




Fig. III.3.12.5 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia Sometido a carga horizontal. Niveles 6 al 10.

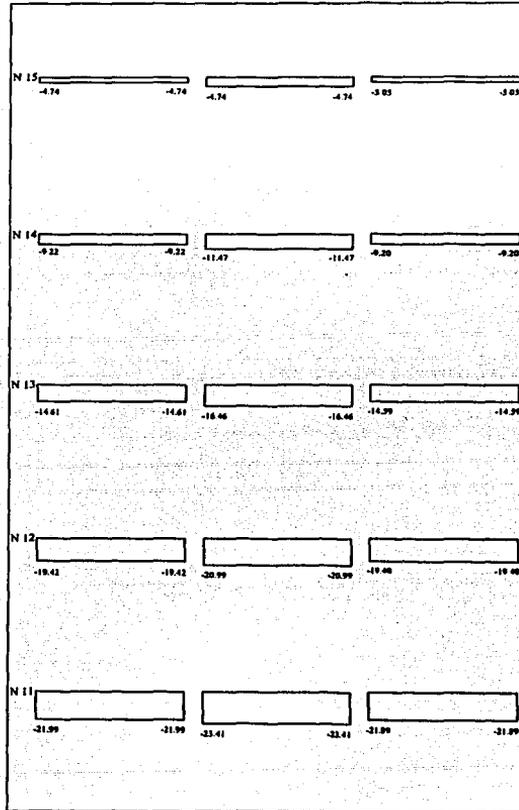




FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

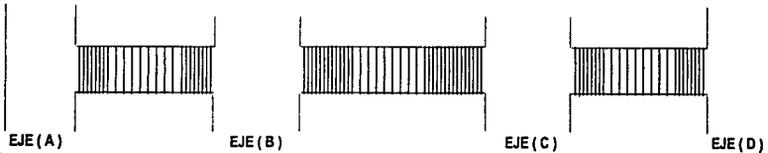
CAPITULO III Comportamiento de un marco tipo de 15 pisos con concreto de alta resistencia.

Fig. III.3.12.6 Diagramas de fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga horizontal.
Niveles I I al 15.





III.3.13 Cálculo de refuerzo transversal en viga de concreto de alta resistencia NIVEL 1



Se realizara el cálculo de refuerzo transversal de la viga que se ubica entre los ejes A - B correspondiente al Nivel 1

1.- Datos:

$$\begin{aligned}
 b &= 45 & f'c &= 550 \text{ kg / cm}^2 & fy &= 4200 \text{ kg / cm}^2 \\
 d &= 75 & f'c &= 440 \text{ kg / cm}^2 & \text{Estribos del } \# 3 & \longrightarrow Av = 1.42 \text{ cm}^2 \\
 Vu &= [(Vu \text{ C. vertical}) + (Vu \text{ C. horizontal})] \times 1.10 = [20.00 + 77.64] \times 1.10 = 107.40 \text{ Ton} \\
 Vu &= 107.40 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

2.- Procedimiento de cálculo

$$\begin{aligned}
 P &= As/bxd = (126.09) / (45 \times 75) = 0.0374, \text{ como } p > 0.010 \text{ entonces se usara la siguiente formula del } Vcr = 0.50FRxbxd\sqrt{f'c} \\
 VCR &= 0.50 \times 0.90 \times 45 \times 75 \times (\sqrt{440}) = 31857.56 \text{ kg} = 31.86 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Además se debe de cumplir:

$1.5 \times FR \times b \times d \times \sqrt{f'c}$	\leq	Vu	\leq	$2 \times FR \times b \times d \times \sqrt{f'c}$	Ton
$1.5 \times 0.90 \times 45 \times 75 \times \sqrt{440}$	\leq	107,4	\leq	$2 \times 0.90 \times 45 \times 75 \times \sqrt{440}$	Ton
84,95	\leq	107,4	\leq	113,30	Ton

Por lo tanto cumple, y se calcula la separación de los estribos

3.- Separación máxima necesaria de estribos

$$\begin{aligned}
 a) \{ FR \times Av \times fy \times d \} / (Vu - Vcr) &= (0.90 \times 1.42 \times 4200 \times 75) / (107400.00 - 31857.56) = 5.00 \text{ cm} \\
 b) \{ FR \times Av \times fy \} / \{ 3.50 \times b \} &= (0.90 \times 1.42 \times 4200) / (3.5 \times 45) = 30.29 \text{ cm} \\
 c) \{ d / 4 \} &= 75 / 4 = 18.75 \text{ cm} \\
 e) S &\leq 0.50 \times d = 0.50 \times 75 = 37.50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

De acuerdo al cálculo anterior registrará la separación de 5.00 cm en ese extremo de la viga. Este procedimiento se realizara en todas y cada una de las vigas para los 15 niveles de nuestro marco.



III.3.14 Diagramas de momentos flexionantes en columnas
Fig. III.3.14.1 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 1 al 5.

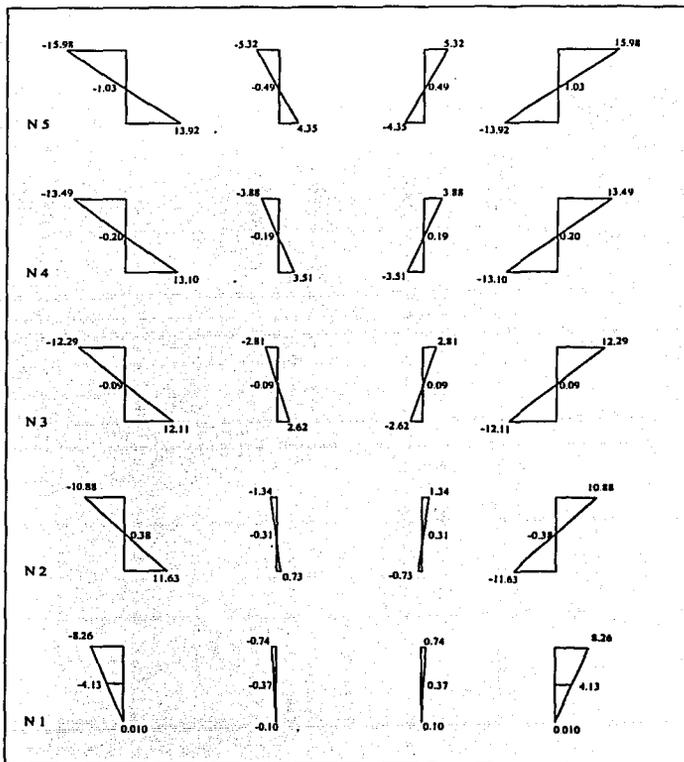




Fig. III.3.14.2 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia Sometido a carga vertical. Niveles 6 al 10.

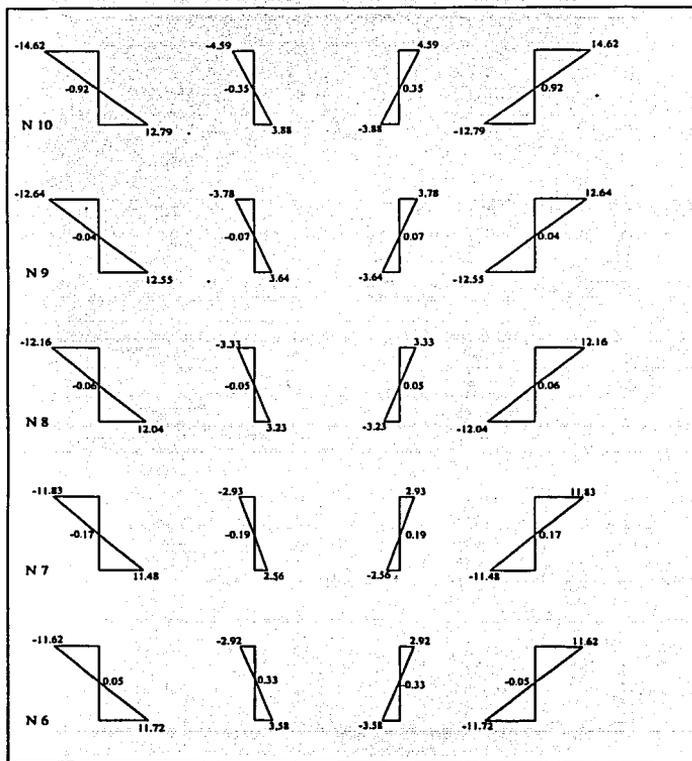




Fig. III.3.14.3 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia Sometido a carga vertical. Niveles 11 al 15.

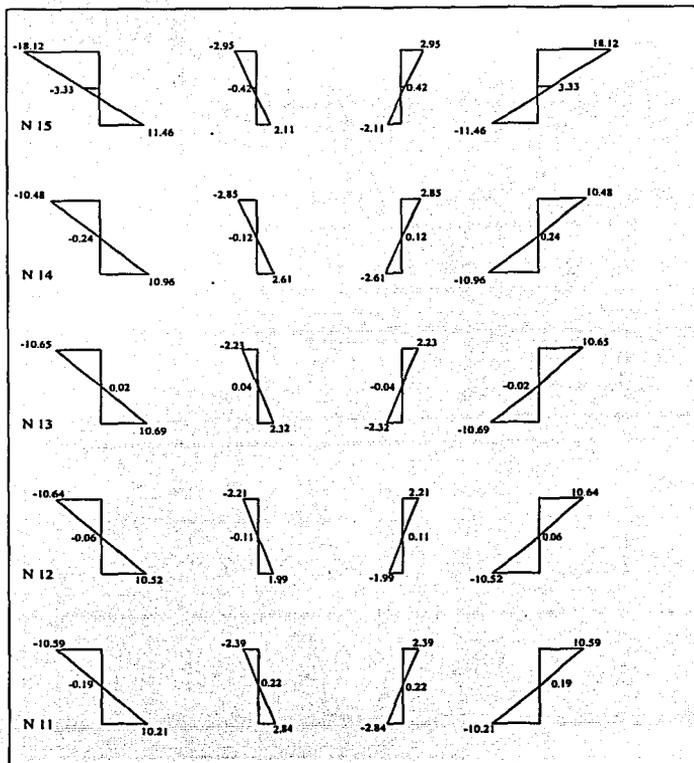




Fig. III.3.14.4 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia Sometido a carga horizontal. Niveles 1 al 5.

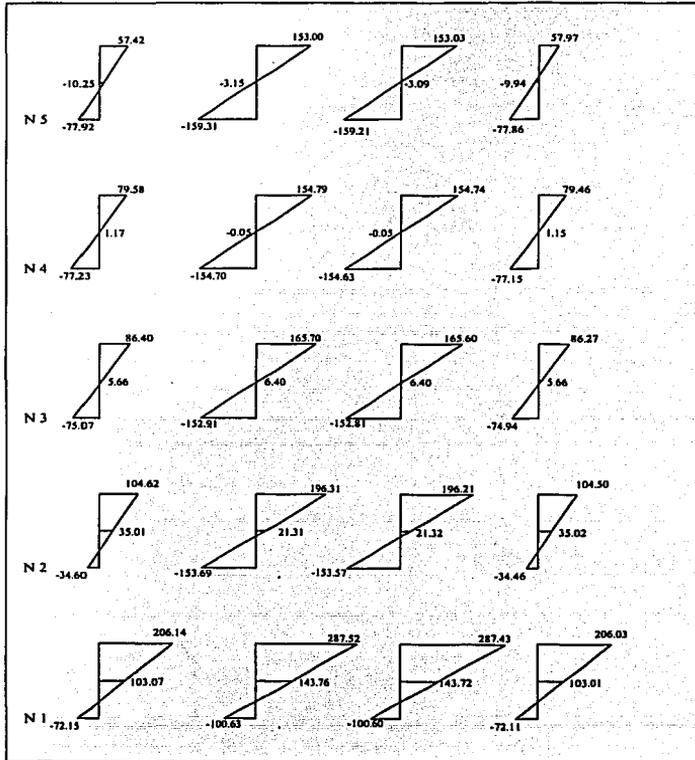




Fig. III.3.14.5 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia Sometido a carga horizontal. Niveles 6 al 10.

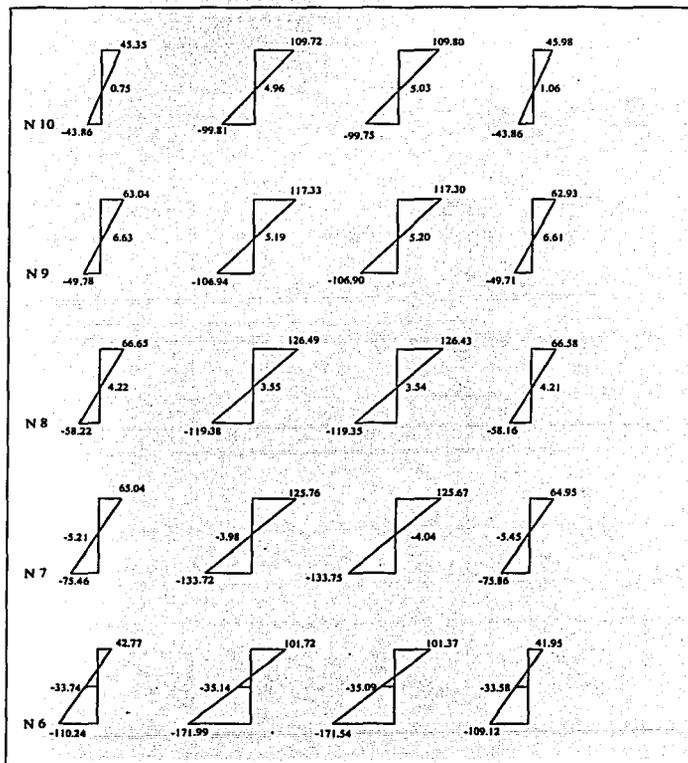
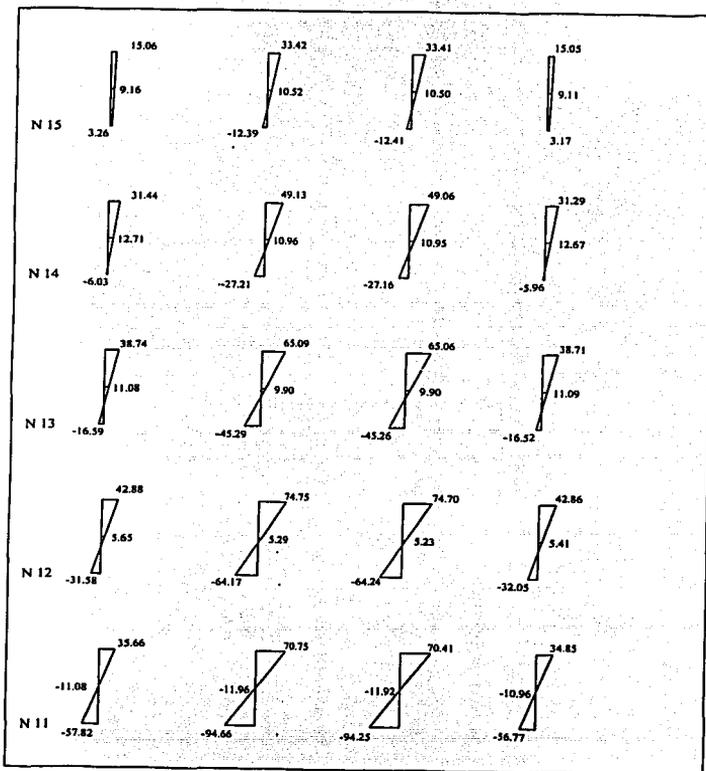




Fig. III.3.14.6 Diagramas de momentos flexionantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga horizontal.
Niveles 11 al 15.



III.3.15 Cálculo de acero en columnas sometidas a flexocompresión

NIVEL 1 COLUMNA 1 EJE A

Datos:

CONSTANTES:

$f_c =$	550	kg/cm ²	$f_y =$	4200	kg/cm ²	$d_x =$	70
$f'_c =$	440	kg/cm ²	$b =$	75	cm	$d_y =$	70
$f_c =$	374	kg/cm ²	$h =$	75	cm		

VARIABLES:

Carga axial actuante = 301.54 Ton = Carga axial de diseño = 301.54 x 1.10 = 331.69 Ton
Pu = 331.69 Ton

Solo con Carga Vertical (y):

Pu =	331.69	Ton
Mu (+) =	13.20	Tm
Mu (-) =	-9.09	Tm
V (-) =	-3.03	Ton

En el caso de los momentos de diseño, se tomaron los momentos actuantes multiplicados por un factor de carga igual a 1.10

Solo con Carga Lateral (sismo) (x):

Pu =	605.18	Ton
Mu (+) =	228.75	Tm
Mu (-) =	-68.02	Tm
V (-) =	75.58	Ton

Carga axial actuante = 550.16 Ton = Carga axial de diseño = 550.16 x 1.10 = 605.18 Ton
Pu = 605.18 Ton

En el caso de los momentos de diseño, se tomaron los momentos actuantes multiplicados por un factor de carga igual a 1.10





Cálculos:

1.- Revisión de los efectos de la excentricidad accidental:

En la dirección "x"

$$e_{\text{accidental}}(x) \geq \frac{(0.05)(h)}{\delta} = 3,75 \text{ cm}$$

$$2 \text{ cm} = 2,00 \text{ cm}$$

$$e_{\text{accidental}}(y) \geq \frac{(0.05)(b)}{\delta} = 3,75 \text{ cm}$$

$$2 \text{ cm} = 2,00 \text{ cm}$$

Cálculo de e_x :

$$e_x = M_u / P_u = 24,20 \text{ cm}$$

Cálculo de e_y :

$$e_y = M_{uy} / P_u = 1,41 \text{ cm}$$

Se debe de cumplir:

$$e_x \geq e_{x \text{ accid.}} \rightarrow \begin{matrix} P_u = 936,87 \text{ Ton} \\ M_u = 226,75 \text{ T}\cdot\text{m} \end{matrix}$$

$$24,20 \geq 3,75$$

$$e_y \leq e_{y \text{ accid.}} \rightarrow \begin{matrix} P_u = 936,87 \text{ Ton} \\ M_u = 13,20 \text{ T}\cdot\text{m} \end{matrix}$$

$$1,41 \leq 3,75$$

Como no se cumple, entonces:

II.- Cálculo de R_x y R_y =

$$R_x = (Mux / (F.R. \cdot b \cdot h \cdot \gamma)) = 0,1916$$

$$R_y = (Muy / (FR \cdot b \cdot h \cdot \gamma)) = 0,0112$$

III.- Cálculo de A_s =

$$K = (Pu / (FR \cdot b \cdot h \cdot \gamma \cdot c)) = 0,593778$$

Con los datos siguientes:

Para x:

$$\begin{aligned} R_x &= 0,1916 \\ K &= 0,593778 \\ f_y &= 4200,00 \\ dx/b &= 0,93 \end{aligned}$$

Para $R_x/R_y = 0.50$ (caso biaxial)

Entramos en la grafica 41 de las ayudas de diseño:

$$q = 0,41$$

Para y:

$$\begin{aligned} R_y &= 0,01115 \\ K &= 0,593778 \\ dy/h &= 0,93 \end{aligned}$$

Para $R_x/R_y = 1.0$ (caso uniaxial)

Entramos en la grafica 9 de las ayudas de diseño:

$$q = 0,20$$

$$\text{Tomamos como } q_{nec.} = 0,30$$

$$P_{nec.} = 0,02671$$

$$A_{nec.} = 150,27 \quad \text{cm}^2 \quad \rightarrow$$

$$\text{ACERO PROPUESTO} = 153,60 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{ACERO PROPUESTO} = 10 \# 12 + 5 \# 10$$





IV.- Revisión por Bresler:

$$\begin{aligned} P_{hec} &= (A_{ec}) / (b \cdot h) = 0,02671 \\ q &= 0,30 \\ e_x &= 24,20 \quad \text{cm} \\ e_y &= 1,41 \quad \text{cm} \\ d_x &= 70,00 \quad \text{cm} \\ d_y &= 70,00 \quad \text{cm} \\ e_x/b &= 0,32271 \\ d_x/b &= 0,93 \\ e_y/h &= 0,01879 \\ d_y/h &= 0,93 \end{aligned}$$

Cálculo de P_{RO} :

$$P_{RO} = (FR) / \left(\frac{(A_g - A_s) \cdot f_c + (A_s \cdot f_y)}{1} \right) = 2009,01$$

Cálculo de P_{RX} :

$$\begin{aligned} e_x/b &= 0,32271 \\ d_x/b &= 0,93 \\ q &= 0,30 \end{aligned}$$

En la figura 9 buscamos el valor de $K_x = 0,65$

$$P_{RX} = (FR) \cdot (K_x) \cdot (b) \cdot (h) \cdot (f_c) = 1025,58$$

$$1 / P_{RX} = 0,00098$$

Cálculo de P_{ry} :

$$\begin{aligned} e_y/h &= 0,01879 \\ q &= 0,30 \\ d_y/h &= 0,93 \end{aligned}$$

En la figura 9 buscamos el valor de

$$K_y = 1,30$$

$$\begin{aligned} P_{ry} &= FR * K_y * b * h * f_c = 2051,16 \\ 1/P_{ry} &= 0,00049 \end{aligned}$$

Cálculo de P_R :

$$P_R = [1 / ((1/P_{ro}) + (1/P_{ry}) - (1/P_{ro}))] = 1036,45$$

Se debe de cumplir que :

$$\begin{aligned} P_R &> P_u \\ 1036,45 &> 936,87 \end{aligned}$$

O.K. SE CUMPLE





III.3.16

Diagramas de fuerzas cortantes en columnas

Fig. III.3.16.1

Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia

Sometido a carga vertical.

Niveles 1 al 5.

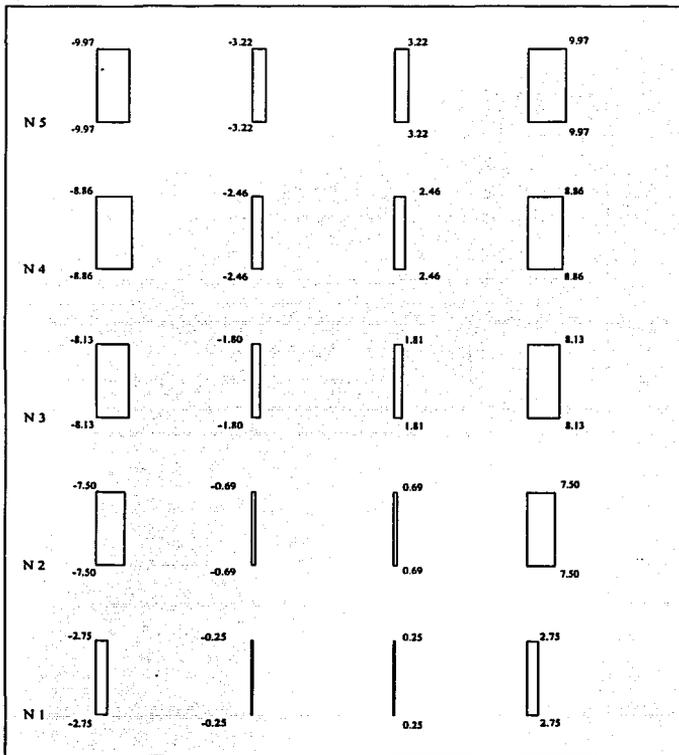




Fig. III.3.16.2 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 6 al 10.

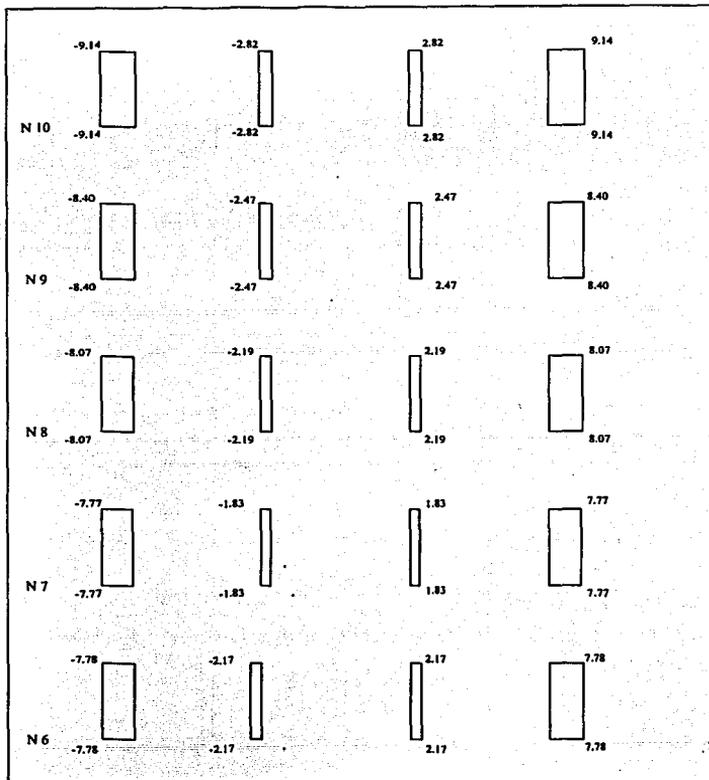




Fig. III.3.16.3 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga vertical.
Niveles 11 al 15.

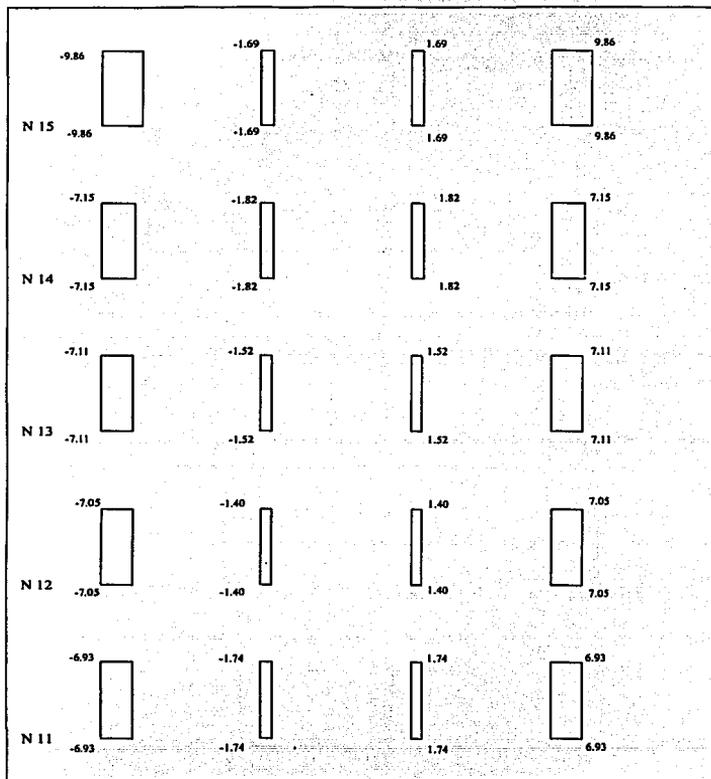




Fig. III.3.16.4 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga horizontal.
Niveles 1 al 5.

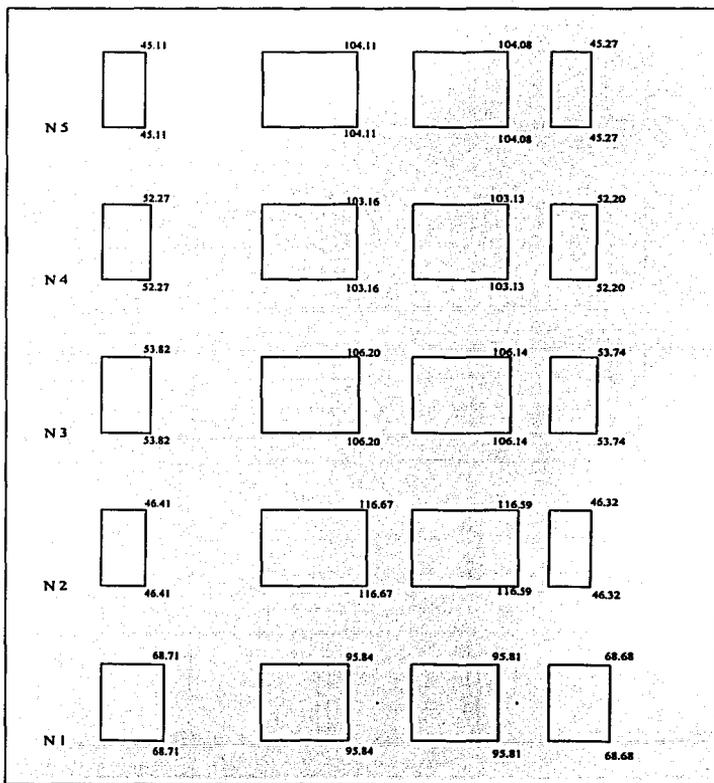




Fig. III.3.16.5 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga horizontal.
Niveles 6 al 10.

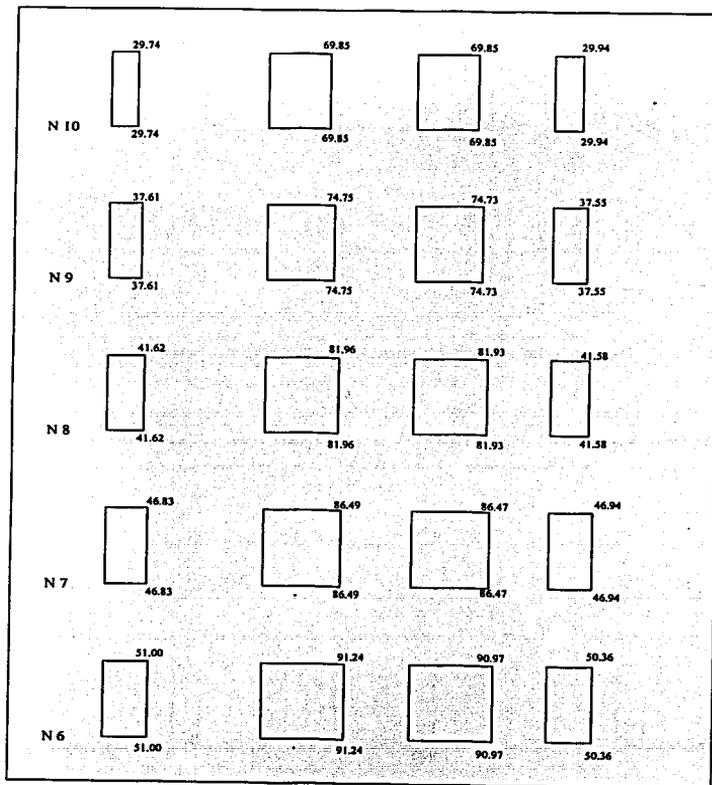
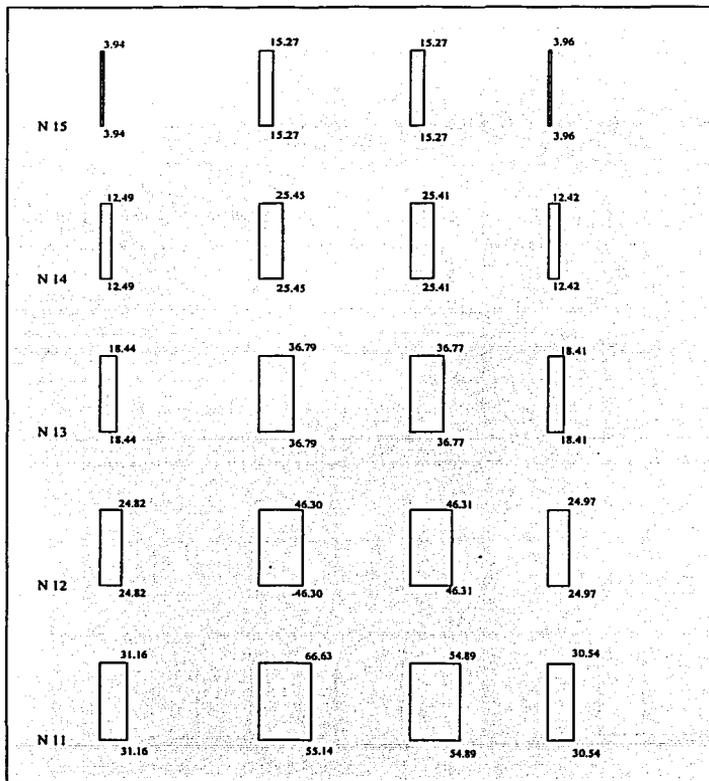




Fig. III.3.16.6 Diagramas de fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia
Sometido a carga horizontal.
Niveles 11 al 15.



III.3.17 Cálculo del refuerzo transversal en columnas

Datos:

$$f_y = 4200,00 \quad b = 75,00 \quad f' = 440,00$$

$$A_v = 1,42 \quad h = 75,00$$

$$V_u = [(V \text{ Carga vertical}) + (V \text{ Carga horizontal})] \times 1,10 = [2,75 + 68,71] \times 1,10 = 70,60 \text{ Ton}$$

$$V_u = 78,60 \text{ Ton}$$

$$V_u = 78606,00 \text{ kg} = 78,61 \text{ ton}$$

a) Cálculo de altura de confinamiento en los extremos:

$$\phi = 3,18 \text{ cm}$$

- 1) h confinamiento en los extremos = $h = 75 \text{ cm}$
- 2) $H \text{ libre} / 6 = 50 \text{ cm}$
- 3) 60 cm

b) Cálculo de la separación de estribos en zona intermedia:

- 1) $(850 / \sqrt{f_y}) * \phi = 41,71 \text{ cm}$ donde ϕ es el diámetro de la barra longitudinal más delgada
- 2) $48 * \phi \text{ estribo} = 68,16 \text{ cm}$
- 3) $\text{dim menor columna} / 2 = 37,50 \text{ cm}$

c) Cálculo de separación de estribos:

$$S = (FR * A_v * f_y * d) / (V_u - VCR) = 9,76 \text{ RIGE}$$

$$VCR = (0,5 * FR * b * d * \sqrt{f'c}) = 44246,62 = 44,25 \text{ Ton}$$

$$VSR = (FR * A_v * f_y * d) / S = 34359,38 = 34,36 \text{ Ton}$$

$$\text{Se debe de cumplir: } VR = VCR + VSR \geq V_u$$

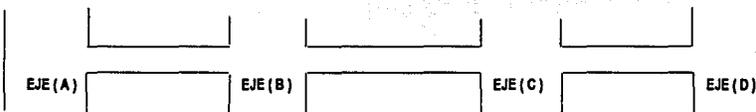
$$78,61 \geq 78,61 \text{ O.K. SI CUMPLE}$$



III.4 Recopilación de respuestas del marco

III.4.1 Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco tipo de concreto de alta resistencia

Tabla III.4.1.1 Momento flexionante en vigas de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical



Nivel	VIGA AB				VIGA BC		VIGA CD		
	M (Ton/m)								
15	-24.74	10.45	-10.44	-17.71	10.33	-17.71	-10.44	10.45	-24.74
14	-30.86	10.43	-8.94	-19.78	10.55	-19.78	-8.94	10.43	-30.86
13	-30.86	10.43	-8.93	-19.88	10.45	-19.88	-8.93	10.43	-30.86
12	-30.31	10.45	-9.46	-19.86	10.47	-19.86	-9.46	10.45	-30.31
11	-29.89	10.45	-9.88	-19.91	10.42	-19.91	-9.88	10.45	-29.89
10	-33.24	10.92	-8.09	-20.45	11.04	-20.55	-8.09	10.92	-33.24
9	-33.45	11.06	-8.87	-21.11	11.11	-21.11	-8.87	11.06	-33.45
8	-32.52	11.05	-9.83	-21.15	11.07	-21.15	-9.83	11.05	-32.52
7	-31.39	11.04	-10.96	-21.19	11.03	-21.19	-10.96	11.04	-31.39
6	-30.30	11.03	-12.08	-21.29	10.93	-21.29	-12.08	11.03	-30.30
5	-36.99	12.38	-8.89	-22.71	12.61	-22.71	-8.89	12.38	-36.99
4	-35.93	12.48	-11.10	-23.48	12.52	-23.48	-11.10	12.48	-35.93
3	-33.16	12.46	-13.93	-23.62	12.38	-23.62	-13.93	12.46	-33.66
2	-29.60	12.49	-17.43	-23.66	12.32	-23.66	-17.43	12.49	-29.60
1	-25.55	12.66	-21.14	-23.90	12.10	-23.90	-21.14	12.66	-25.55



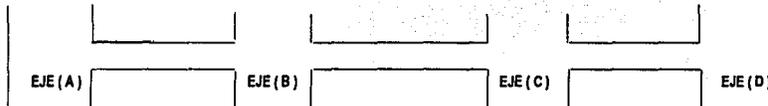


Tabla III.4.1.2 Momento flexionante en vigas de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal

Nivel	VIGA AB			VIGA BC		VIGA CD			
	M (Ton/m)								
15	16.18	1.13	-13.91	27.36	0.00	-27.36	14.02	-1.14	-16.30
14	31.00	0.63	-29.74	44.27	0.01	-44.25	29.76	-0.61	-30.98
13	50.61	1.08	-48.46	62.19	0.02	-62.15	48.36	-1.03	-50.41
12	69.00	1.38	-66.23	92.39	0.04	-92.32	66.11	-1.34	-68.38
11	82.74	1.56	-79.62	92.39	0.04	-92.32	79.35	-1.48	-82.31
10	113.07	2.42	-108.23	124.83	0.04	-124.75	107.96	-2.32	-112.61
9	122.46	1.89	-118.67	135.85	0.03	-135.60	118.56	-1.84	-122.24
8	134.13	2.13	-129.86	145.77	0.02	-145.73	129.75	-2.08	-133.90
7	141.91	2.28	-137.35	151.80	0.03	-151.74	137.18	-2.22	-141.62
6	136.83	1.93	-132.96	146.52	0.05	-146.42	132.56	-1.82	-136.20
5	195.20	5.45	-184.30	205.30	0.07	-205.17	183.77	-5.27	-194.32
4	185.38	3.61	-178.17	198.72	0.03	-198.64	177.96	-3.53	-185.02
3	192.90	3.75	-185.40	200.64	0.03	-200.57	185.18	-3.67	-192.52
2	213.42	3.82	-205.79	214.82	0.03	-214.75	205.52	-3.74	-212.99
1	280.05	7.64	-264.77	258.83	0.03	-258.77	264.48	-7.56	-279.59

III.4.2 Resumen de fuerzas cortantes en vigas de marco de concreto de alta resistencia.

Tabla III.4.2.1 Fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.



Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	Cortante(Ton)								
15	21.07	2.38	-16.31	18.69	0.00	-18.69	15.31	-2.38	-21.07
14	23.87	3.65	-16.37	20.22	0.00	-20.22	16.57	-3.65	-23.87
13	23.87	3.65	-16.57	20.22	0.00	-20.22	16.57	-3.65	-23.87
12	23.69	3.47	-16.75	20.22	0.00	-20.22	16.75	-3.47	-23.69
11	23.55	3.33	-16.89	20.22	0.00	-20.22	16.89	-3.33	-23.55
10	25.25	4.19	-16.87	21.06	0.00	-21.06	16.87	-4.19	-25.25
9	25.58	4.10	-17.38	21.48	0.00	-21.48	17.38	-4.10	-25.58
8	25.26	3.78	-17.70	21.48	0.00	-21.48	17.70	-3.78	-25.26
7	24.88	3.40	-18.08	21.48	0.00	-21.48	18.08	-3.40	-24.88
6	24.52	3.04	-18.08	21.48	0.00	-21.48	18.44	-3.04	-24.52
5	28.23	4.68	-18.87	23.55	0.00	-23.55	18.87	-4.68	-28.23
4	28.14	3.20	-19.86	24.00	0.00	-24.00	19.86	-4.14	-28.14
3	27.20	3.20	-20.80	24.00	0.00	-24.00	20.80	-3.20	-27.20
2	26.03	2.03	-21.97	24.00	0.00	-24.00	21.97	-2.03	-26.03
1	24.73	0.73	-23.27	24.00	0.00	-24.00	23.27	-0.73	-24.73



Tabla III.4.2.2 Fuerzas cortantes en vigas de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal

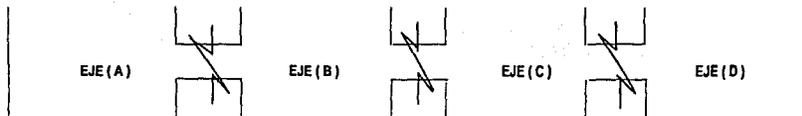


Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante (Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)	Cortante(Ton)
15	-5.01	-5.01	-5.01	-9.12	-9.12	-9.12	-5.05	-5.05	-5.05
14	-10.12	-10.12	-10.12	-14.75	-14.75	-14.75	-10.12	-10.12	-10.12
13	-16.51	-16.51	-16.51	-20.72	-20.72	-20.72	-16.46	-16.46	-16.46
12	-22.54	-22.54	-22.54	-26.46	-26.46	-26.46	-22.48	-22.48	-22.48
11	-27.06	-27.06	-27.06	-30.79	-30.79	-30.79	-26.94	-26.94	-26.94
10	-36.88	-36.88	-36.88	-41.60	-41.60	-41.60	-36.76	-36.76	-36.76
9	-40.19	-40.19	-40.19	-45.27	-45.27	-45.27	-40.13	-40.13	-40.13
8	-44.00	-44.00	-44.00	-48.58	-48.58	-48.58	-43.94	-43.94	-43.94
7	-46.54	-46.54	-46.54	-50.59	-50.59	-50.59	-46.47	-46.47	-46.47
6	-44.97	-44.97	-44.97	-48.82	-48.82	-48.82	-44.79	-44.79	-44.79
5	-63.25	-63.25	-63.25	-68.41	-68.41	-68.41	-63.01	-63.01	-63.01
4	-60.59	-60.59	-60.59	-66.23	-66.23	-66.23	-60.50	-60.50	-60.50
3	-63.05	-63.05	-63.05	-66.87	-66.87	-66.87	-62.95	-62.95	-62.95
2	-69.87	-69.87	-69.87	-71.60	-71.60	-71.60	-69.75	-69.75	-69.75
1	-90.80	-90.80	-90.80	-86.27	-86.27	-86.27	-90.68	-90.68	-90.60



III.4.3 Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco tipo de concreto de alta resistencia

Tabla III.4.3.1 Momento flexionante en columnas de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical

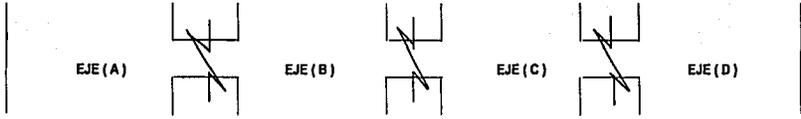


Nivel	EJE (A) Momento (Ton/m)			EJE (B) Momento (Ton/m)			EJE (C) Momento (Ton/m)			EJE (D) Momento (Ton/m)		
	Superior	Central	Inferior									
15	-24.74	-5.11	14.53	-7.27	-1.32	4.63	-4.63	1.32	7.27	-14.53	5.11	24.74
14	-16.34	-0.24	15.86	-6.21	-0.24	5.72	-5.72	0.24	6.21	-15.86	0.24	16.34
13	-15.00	0.12	15.25	-5.22	0.04	5.30	-5.30	-0.04	5.22	-15.25	-0.12	15.00
12	-15.05	-0.14	14.79	-5.10	-0.12	4.85	-4.85	0.12	5.10	-14.79	0.14	15.05
11	-15.10	-0.07	14.97	-5.18	0.17	5.51	-5.51	0.17	5.18	-14.97	0.07	15.10
10	-18.27	-0.83	16.60	-6.95	-0.40	6.14	-6.14	0.40	6.95	-16.60	0.83	18.27
9	-16.85	-0.17	16.50	-6.09	-0.12	5.86	-5.86	0.12	6.09	-16.50	0.17	16.85
8	-16.02	-0.14	15.73	-5.46	-0.11	5.25	-5.25	0.11	5.46	-15.73	0.14	16.02
7	-15.66	-0.35	14.96	-4.97	-0.29	4.39	-4.39	0.29	4.97	-14.96	0.35	15.66
6	-15.34	0.65	16.63	-4.82	0.61	6.05	-6.05	-0.61	4.82	-16.63	-0.65	15.34
5	-20.36	-1.21	17.95	-7.77	-0.68	6.42	-6.42	0.68	7.77	-17.95	1.21	20.36
4	-17.98	-0.40	17.18	-5.96	-0.29	5.38	-5.38	0.29	5.96	-17.18	0.40	17.98
3	-15.97	-0.01	15.95	-4.31	-0.47	4.04	-4.04	0.13	4.31	-15.95	0.01	15.97
2	-13.64	0.26	14.16	-2.21	-0.47	1.27	-1.27	0.47	2.21	-13.64	-0.26	14.16
1	-11.39	-5.69	0.010	-1.49	-0.75	-0.10	1.49	0.75	0.10	-11.39	-5.69	0.010





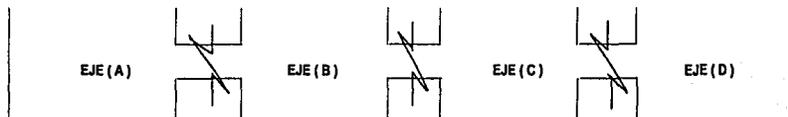
Tabla III.4.3.2 Momento flexionante en columnas de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal



Nivel	EJE (A) Momento (Ton/m)			EJE (B) Momento (Ton/m)			EJE (C) Momento (Ton/m)			EJE (D) Momento (Ton/m)		
	Superior	Central	Inferior									
15	6.18	11.18	16.18	-14.04	13.62	41.28	-14.20	13.59	41.37	5.73	11.01	16.30
14	-4.12	16.53	37.18	-31.24	14.37	59.97	-31.18	14.31	59.81	-4.02	16.34	36.71
13	-16.06	15.21	46.49	-51.97	13.72	79.41	-51.92	13.70	79.32	-15.98	15.20	46.39
12	-30.79	11.07	52.94	-73.24	10.22	93.67	-73.23	10.16	93.55	-31.12	10.84	52.80
11	-52.26	-0.15	51.95	-101.11	-1.17	98.77	-100.72	-1.14	98.45	-51.27	-0.04	51.18
10	-47.06	6.88	60.81	-112.24	9.66	131.96	-112.12	9.93	131.99	-46.96	7.19	61.35
9	-55.23	10.09	75.40	-124.82	8.73	142.28	-124.75	8.74	142.23	-55.13	10.08	75.28
8	-67.31	5.79	78.90	-140.93	4.94	150.82	-140.91	4.91	150.73	-67.31	5.73	78.77
7	-90.30	-7.85	74.61	-159.94	-5.66	148.22	-159.94	-5.97	148.01	-90.85	-8.26	74.32
6	129.05	-41.26	46.53	-210.20	-45.33	119.54	-209.53	-45.24	119.05	-127.34	-40.99	45.35
5	-93.74	-13.79	66.15	-191.43	-6.02	179.40	-191.21	5.90	179.41	-93.50	-13.26	66.98
4	-90.77	0.43	91.64	-185.78	-0.16	185.45	-185.67	-0.14	185.39	-90.63	0.44	91.52
3	-84.81	8.66	102.13	-183.52	8.37	200.26	-183.36	8.36	200.08	-84.59	8.65	101.89
2	-37.78	45.42	128.61	-178.58	29.29	237.09	-178.30	29.31	236.91	-37.54	43.43	128.40
1	-67.90	121.13	242.27	-101.50	172.56	345.11	-101.45	172.48	344.95	-71.19	121.02	242.05

III.4.4 Resumen de fuerzas cortantes en columnas del marco de concreto de alta resistencia.

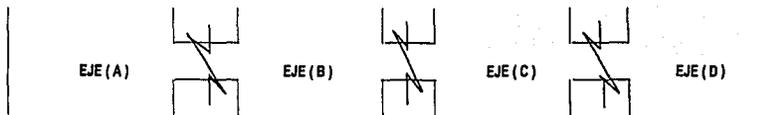
Tabla III.4.4.1 Fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical



Nivel	EJE (A) Cortante (Ton)			EJE (B) Cortante (Ton)			EJE (C) Cortante (Ton)			EJE (D) Cortante (Ton)		
	Superior	Central	Inferior									
15	-13.09	-13.09	-13.09	-3.97	-3.97	-3.97	3.97	3.97	3.97	13.09	13.09	13.09
14	-10.73	-10.73	-10.73	-3.98	-3.98	-3.98	3.98	3.98	3.98	10.73	10.73	10.73
13	-10.08	-10.08	-10.08	-3.51	-3.51	-3.51	3.51	3.51	3.51	10.08	10.08	10.08
12	-9.95	-9.95	-9.95	-3.32	-3.32	-3.32	3.32	3.32	3.32	9.95	9.95	9.95
11	-10.02	-10.02	-10.02	-3.56	-3.56	-3.56	3.56	3.56	3.56	10.02	10.02	10.02
10	-11.63	-11.63	-11.63	-4.36	-4.36	-4.36	4.36	4.36	4.36	11.63	11.63	11.63
9	-11.11	-11.11	-11.11	-3.98	-3.98	-3.98	3.98	3.98	3.98	11.11	11.11	11.11
8	-10.58	-10.58	-10.58	-3.57	-3.57	-3.57	3.57	3.57	3.57	10.58	10.58	10.58
7	-10.21	-10.21	-10.21	-3.12	-3.12	-3.12	3.12	3.12	3.12	10.21	10.21	10.21
6	-10.66	-10.66	-10.66	-3.62	-3.62	-3.62	3.62	3.62	3.62	10.66	10.66	10.66
5	-10.66	-10.66	-10.66	-4.73	-4.73	-4.73	4.73	4.73	4.73	12.77	12.77	12.77
4	-11.72	-11.72	-11.72	-3.78	-3.78	-3.78	3.78	3.78	3.78	11.72	11.72	11.72
3	-10.64	-10.64	-10.64	-2.78	-2.78	-2.78	2.78	2.78	2.78	10.64	10.64	10.64
2	-9.27	-9.27	-9.27	-1.16	-1.16	-1.16	1.16	1.16	1.16	9.27	9.27	9.27
1	-3.80	-3.80	-3.80	-0.50	-0.50	-0.50	0.50	0.50	0.50	3.80	3.80	3.80



Tabla III.4.4.2 Fuerzas cortantes en columnas de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal



Nivel	EJE (A) Cortante (Ton)			EJE (B) Cortante (Ton)			EJE (C) Cortante (Ton)			EJE (D) Cortante (Ton)		
	Superior	Central	Inferior									
15	3.33	3.33	3.33	18.44	18.44	18.44	18.52	18.52	18.52	3.52	3.52	3.52
14	13.77	13.77	13.77	30.40	30.40	30.40	30.33	30.33	30.33	13.58	13.58	13.58
13	20.85	20.85	20.85	43.79	43.79	43.79	43.75	43.75	43.75	20.79	20.79	20.79
12	27.91	27.91	27.91	55.64	55.64	55.64	55.99	55.99	55.99	27.98	27.98	27.98
11	34.73	34.73	34.73	66.63	66.63	66.63	66.39	66.39	66.39	34.15	34.15	34.15
10	35.96	35.96	35.96	81.40	81.40	81.40	81.37	81.37	81.37	36.10	36.10	36.10
9	43.54	43.54	43.54	89.03	89.03	89.03	88.99	88.99	88.99	43.47	43.47	43.47
8	48.73	48.73	48.73	97.25	97.25	97.25	97.21	97.21	97.21	48.69	48.69	48.69
7	54.97	54.97	54.97	102.72	102.72	102.72	102.65	102.65	102.65	55.05	55.05	55.05
6	58.53	58.53	58.53	109.92	109.92	109.92	109.52	109.52	109.52	57.56	57.56	57.56
5	53.30	53.30	53.30	123.61	123.61	123.61	123.54	123.54	123.54	53.49	53.49	53.49
4	60.80	60.80	60.80	123.74	123.74	123.74	123.69	123.69	123.69	60.72	60.72	60.72
3	62.31	62.31	62.31	127.93	127.93	127.93	127.81	127.81	127.81	62.16	62.16	62.16
2	55.46	55.46	55.46	138.53	138.53	138.53	138.40	138.40	138.40	55.31	55.31	55.31
1	80.76	80.76	80.76	115.04	115.04	115.04	114.98	114.98	114.98	80.68	80.68	80.68





CAPITULO IV

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS ENTRE LOS DOS MARCOS

IV.1 Comparación de desplazamientos

IV.1.1 Comparación de desplazamientos en el marco de concreto de resistencia normal y el marco de concreto de alta resistencia sometidos a carga vertical y a carga horizontal

Las deflexiones de los miembros y las rotaciones de las conexiones son naturales y necesarias para el correcto funcionamiento de un marco de concreto reforzado. Debido a las interacciones de los miembros en los marcos, cada miembro está, generalmente, sometido a una combinación de acciones internas, tratando de desplazar las uniones del marco, y estos a su vez tratando de evitar dichos desplazamientos. Este problema se vuelve más complejo cuando el marco está sujeto a diferentes combinaciones de cargas, tiene un gran número de miembros o carece de simetría. Cuando todas estas condiciones están presentes, el análisis del comportamiento del marco y la determinación de los valores críticos de diseño para los miembros individuales se vuelve una tarea difícil. Aun así, se pueden determinar con ayuda de sistemas electrónicos y de cómputo, los cuales ya fueron mencionados en los apartados II.3.3 y III.3.3.

Los elementos que componen los marcos de concreto de resistencia normal y el de concreto de alta resistencia, es el sistema común conformado por columnas y vigas. Dichos elementos fueron sometidos a dos tipos de cargas:

- 1) Carga vertical (carga muerta + carga viva) y 2) Carga Horizontal (carga sísmica)

Veremos el primero de los casos (carga vertical) en los dos marcos y el efecto que produce dicha carga en conjunto en los elementos que conforman la estructura. El comportamiento del marco se simplifica en gran parte cuando los nudos del marco no se desplazan; es decir solamente experimentan rotación. Por lo general, esto sólo es cierto para el caso de carga vertical sobre un marco simétrico y únicamente con una carga vertical simétrica, que para el caso de los dos marcos de concreto se tendrá una carga vertical uniformemente distribuida. La tabla IV.1.1 resume los desplazamientos verticales en cada uno de los niveles del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical, y podemos notar que debido a la simetría del marco, existe también una similitud en los desplazamientos. Por ejemplo, para el nivel 1 las deflexiones en las uniones resultaron ser idénticas para los ejes (A) y (D) en valor y dirección: N1 (A) (-0.0509), N1 (D) (-0.0509); y también encontramos dicha característica en los siguientes niveles, caso característico de elementos con carga uniformemente repartida (ver tablas IV.1.1.5 y IV.1.1.6). De igual forma para el marco de concreto de alta



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos.

resistencia los desplazamientos causados por la carga vertical muestran la misma similitud en el comportamiento al de resistencia normal (ver tabla IV.1.1.6).

Para el caso de los desplazamientos verticales provocados por la carga horizontal se mostró moderado y con desplazamientos idénticos en los ejes (A)-(B) y los ejes (C)-(D) pero con signo contrario (ver tabla IV.1.1.7 y IV.1.1.8). El desplazamiento mínimo para el marco de concreto de resistencia normal fue de 0,0869 cm y para el de alta resistencia 0,0838 cm para el nivel 1 en los dos casos. El desplazamiento máximo para el de resistencia normal fue de 0,5422 cm y para el de alta resistencia de 0,5484., que de acuerdo a las recomendaciones del RCDF es aceptable para efectos de seguridad en este tipo de estructuras (ver apartados II.39 y III.3.9).

El segundo caso tiene que ver con los desplazamientos debido al efecto causado por la carga horizontal, el primer termino para la carga vertical, este mostró simetría en el transcurso de los niveles (ver tablas IV.1.1.1 y IV.1.1.2) y además existió cambios de signo en su desarrollo en los niveles en donde hubo disminución de dimensiones; dándose el caso especial entre los niveles 14 y 15 de los dos marcos (ver graficas IV.1.1.1.1 y IV.1.1.1.4) provocado por que en el último nivel es menor la masa, ya que en el nivel 14 existe la masa adicional (la del Nivel 15) que comprime más ese entre piso.

El segundo caso tiene que ver con los desplazamientos horizontales en los dos marcos debidos a los efectos del sismo en las estructuras. Este tipo de desplazamientos es significativo en estructuras cuando el marco no es simétrico, la carga no es uniformemente distribuida o cargas laterales están aplicadas, los nudos del marco se moverán lateralmente (llamado desplazamiento de la estructura) y fuerzas adicionales serán generadas por los desplazamientos de los nudos.

La deflexión lateral de un marco se relaciona con la rigidez general de la estructura, de tal forma que pueda absorber en primera instancia los efectos de las cargas y sin embargo poder disiparlas a los demás miembros de la estructura. En combinación con la carga vertical, la carga lateral tiende a desplazar los miembros de nuestros marcos hacia uno de los lados, en tanto la carga vertical tiende a flexionar los miembros verticales y horizontales de las mismas. El efecto conjunto de estas dos indica que tanto las columnas como las vigas tienden a mostrar giros en sus uniones, en tanto que en el centro de las columnas entra la capacidad a no flexionarse. Las Tablas IV.1.1.1 y IV.1.1.2 muestran los desplazamientos de los dos marcos bajo carga sísmica, y se puede encontrar como promedio un 44% de incremento en desplazamientos en el marco de concreto de resistencia normal con respecto al marco de concreto de alta resistencia. También existe simetría en los desplazamiento de los ejes laterales (A) y (D) y en los ejes centrales (B) y (C). Y Como se menciona al principio de este apartado, la simetría en los miembros de los marcos, así como la carga vertical uniformemente distribuida ayuda a que los marcos muestren simetría en cuanto a sus desplazamientos.

Con lo mencionado anteriormente se logra estar dentro de los parámetros (0,012 h) que el RCDF nos da como sugerencia para estructuras sometidas a movimientos sísmicos en el Distrito Federal.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos.

Tabla IV.1.1.1 Resumen de desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

Nivel	EJE (A)	EJE (B)	EJE (C)	EJE (D)
	Desplazamientos (cm)	Desplazamientos (cm)	Desplazamientos (cm)	Desplazamientos (cm)
1	-0,0040	-0,0014	0,0014	0,0040
2	-0,0013	-0,0007	0,0007	0,0013
3	-0,0010	-0,0005	0,0005	0,0010
4	-0,0009	-0,0005	0,0005	0,0009
5	0,0017	0,0007	-0,0007	-0,0017
6	0,0007	0,0004	-0,0004	-0,0007
7	-0,0006	-0,0003	0,0003	0,0006
8	-0,0008	-0,0004	0,0004	0,0008
9	-0,0007	-0,0003	0,0003	0,0007
10	0,0021	0,0009	-0,0009	-0,0021
11	0,0002	0,0001	0,0001	-0,0002
12	-0,0003	-0,0001	0,0001	0,0003
13	-0,0011	-0,0005	0,0005	0,0011
14	-0,0032	-0,0011	0,0011	0,0032
15	0,0195	0,0077	-0,0077	-0,0195

Tabla IV.1.1.2 Resumen de desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

Nivel	EJE (A)	EJE (B)	EJE (C)	EJE (D)
	Desplazamientos (cm)	Desplazamientos (cm)	Desplazamientos (cm)	Desplazamientos (cm)
1	-0,0037	-0,0013	0,0013	0,0037
2	-0,0008	-0,0004	0,0004	0,0008
3	-0,0007	-0,0003	0,0003	0,0007
4	-0,0010	-0,0005	0,0005	0,0010
5	0,0019	0,0008	-0,0008	-0,0019
6	0,0002	0,0002	-0,0002	-0,0002
7	-0,0005	-0,0003	0,0003	0,0005
8	-0,0006	-0,0003	0,0003	0,0006
9	-0,0011	-0,0005	0,0005	0,0011
10	0,0034	0,0014	-0,0014	-0,0034
11	0,0000	0,0001	-0,0001	0,0000
12	-0,0002	-0,0001	0,0001	0,0002
13	-0,0003	-0,0002	0,0002	0,0003
14	-0,0050	-0,0016	0,0016	0,0050
15	0,0195	0,0072	-0,0072	-0,0195



Tabla IV.1.1.3 Resumen de desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

Nivel	EJE (A)	EJE (B)	EJE (C)	EJE (D)
	Desplazamientos (cm)			
1	1,45	1,46	1,46	1,44
2	2,46	2,45	2,50	2,45
3	3,34	3,34	3,34	3,34
4	4,21	4,20	4,20	4,20
5	5,09	5,08	5,08	5,08
6	6,21	6,20	6,19	6,19
7	7,50	7,49	7,48	7,48
8	8,79	8,78	8,77	8,76
9	10,01	9,99	9,98	9,98
10	11,15	11,13	11,12	11,12
11	12,31	12,28	12,27	12,26
12	13,38	13,35	13,33	13,33
13	14,27	14,24	14,22	14,22
14	14,95	14,92	14,90	14,89
15	15,44	15,40	15,38	15,38

Tabla IV.1.1.4 Resumen de desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal.

Nivel	EJE (A)	EJE (B)	EJE (C)	EJE (D)
	Desplazamientos (cm)			
1	2,10	2,11	2,11	2,10
2	3,47	3,46	3,46	3,47
3	4,66	4,66	4,66	4,66
4	5,82	5,82	5,81	5,81
5	7,00	6,99	6,98	6,99
6	8,63	8,62	8,61	8,61
7	10,58	10,57	10,56	10,56
8	12,52	12,51	12,50	12,49
9	14,35	14,33	14,32	14,32
10	16,08	16,05	16,04	16,04
11	18,12	18,09	18,08	18,07
12	20,20	20,17	20,15	20,14
13	21,95	21,91	21,89	21,88
14	23,24	23,21	23,19	23,18
15	24,10	24,06	24,03	24,03



Fig. IV.1.1.1 Desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

0,0195	0,0077	-0,0077	-0,0195	N15
-0,0032	-0,0011	0,0011	0,0032	N14
-0,0011	-0,0005	0,0005	0,0011	N13
-0,0003	-0,0001	0,0001	0,0003	N12
0,0002	0,0001	-0,0001	-0,0002	N11
0,0021	0,0009	-0,0009	-0,0021	N10
-0,0007	-0,0003	0,0003	0,0007	N9
-0,0008	-0,0004	0,0004	0,0008	N8
-0,0006	-0,0003	0,0003	0,0006	N7
0,0007	0,0004	-0,0004	-0,0007	N6
0,0017	0,0007	-0,0007	-0,0017	N5
-0,0009	-0,0005	0,0005	0,0009	N4
-0,0010	-0,0005	0,0005	0,0010	N3
-0,0013	-0,0007	0,0007	0,0013	N2
-0,0040	-0,0014	0,0014	0,0040	N1
				N0

Desplazamientos en (cm)



Fig. IV.1.1.2 Desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical

0,0195	0,0072	-0,0072	-0,0195	N15
-0,0050	-0,0018	0,0018	0,0050	N14
-0,0003	-0,0002	0,0002	0,0003	N13
-0,0002	-0,0001	0,0001	0,0002	N12
0,0000	0,0001	-0,0001	0,0000	N11
0,0034	0,0014	-0,0014	-0,0034	N10
-0,0011	-0,0005	0,0005	0,0011	N9
-0,0006	-0,0003	0,0003	0,0006	N8
-0,0005	-0,0003	0,0003	0,0005	N7
0,0002	0,0002	-0,0002	-0,0002	N6
0,0019	0,0008	-0,0008	-0,0019	N5
-0,0010	-0,0005	0,0005	0,0010	N4
-0,0007	-0,0003	0,0003	0,0007	N3
-0,0008	-0,0004	0,0004	0,0008	N2
-0,0037	-0,0013	0,0013	0,0037	N1
				N0

Desplazamientos en (cm)



Fig. IV.1.1.3 Desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

			N15	$\sum \Delta H / 4$	$\gamma = (\Delta i + 1 - \Delta i) / H$	γ permisible
15,4387	15,4022	15,3822	15,3791	15,4006		
14,9530	14,9224	14,9027	N14	14,9179	0,00161	0,0120
14,2711	14,2404	14,2216	N13	14,2372	0,00227	0,0120
13,3792	13,3513	13,3341	N12	13,3481	0,00296	0,0120
12,3096	12,2843	12,2690	N11	12,2818	0,00355	0,0120
11,1546	11,1308	11,1180	N10	11,1300	0,00384	0,0120
10,0116	9,9946	9,9833	N9	9,9778	0,00379	0,0120
8,7914	8,7751	8,7650	N8	8,7732	0,00406	0,0120
7,5025	7,4895	7,4807	N7	7,4759	0,00429	0,0120
6,2097	6,1972	6,1902	N6	6,1883	0,00430	0,0120
5,0928	5,0819	5,0773	N5	5,0791	0,00371	0,0120
4,2066	4,2033	4,1999	N4	4,1965	0,00294	0,0120
3,3442	3,3398	3,3371	N3	3,3364	0,00287	0,0120
2,4575	2,4509	2,4491	N2	2,4523	0,00291	0,0120
1,4473	1,4573	1,4564	N1	1,4447	0,00338	0,0120
			N0			

Desplazamientos en (cm)

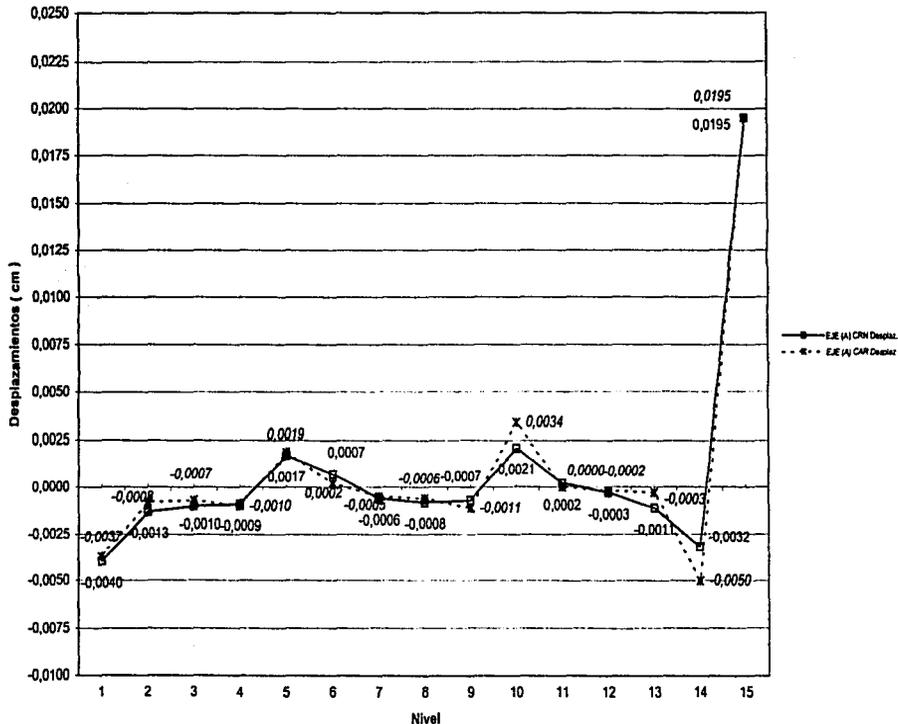


IV.1.1.4 Desplazamientos horizontales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal.

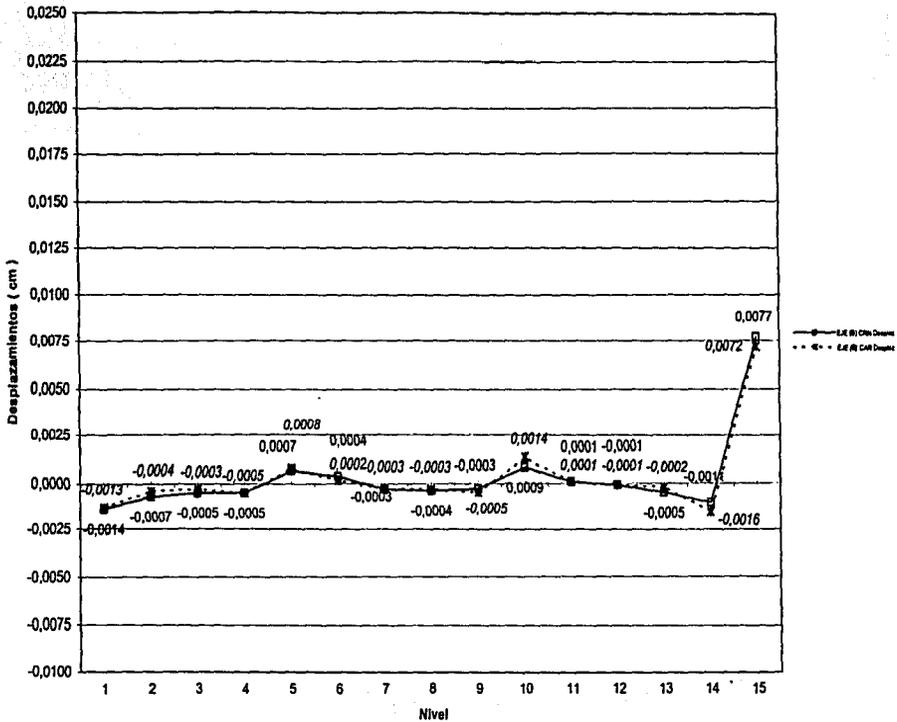
			N15	$\sum \Delta H / 4$	$v=(\Delta i+1 - \Delta i) / H$	v permisible
24,0987	24,0557	24,0317	24,0268	24,0532		
			N14		0,00283	0,0120
23,2446	23,2088	23,1856	23,1751	23,2035		
			N13		0,00431	0,0120
21,9498	21,9140	21,8923	21,8849	21,9103		
			N12		0,00581	0,0120
20,2037	20,1718	20,1517	20,1435	20,1677		
			N11		0,00693	0,0120
18,1219	18,0932	18,0756	18,0687	18,0899		
			N10		0,00879	0,0120
16,0782	16,0528	16,0400	16,0405	16,0528		
			N9		0,00574	0,0120
14,3491	14,3338	14,3228	14,3161	14,3305		
			N8		0,00609	0,0120
12,5222	12,5060	12,4962	12,4926	12,5043		
			N7		0,00645	0,0120
10,5842	10,5715	10,5628	10,5581	10,5692		
			N6		0,00650	0,0120
8,8323	8,8212	8,8142	8,8112	8,8197		
			N5		0,00543	0,0120
6,9990	6,9884	6,9843	6,9869	6,9897		
			N4		0,00392	0,0120
5,8177	5,8151	5,8121	5,8086	5,8134		
			N3		0,00385	0,0120
4,6632	4,6593	4,6570	4,6562	4,6589		
			N2		0,00397	0,0120
3,4715	3,4647	3,4631	3,4669	3,4666		
			N1		0,00454	0,0120
2,0996	2,1094	2,1088	2,0972	2,1037		
			N0			

Desplazamientos en (cm)

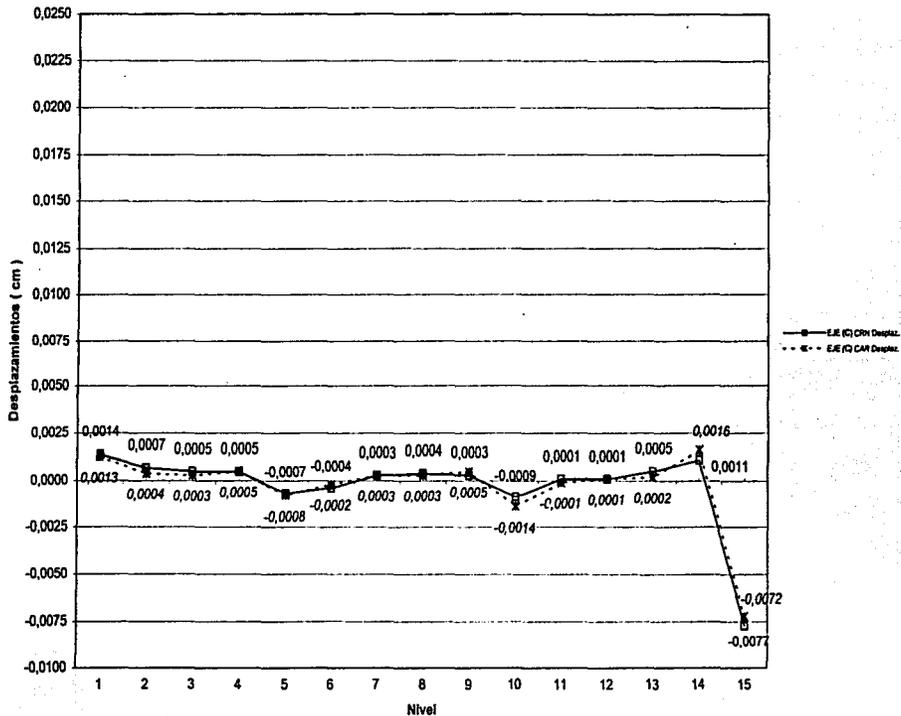
Gráfica IV.1.1.1.1 Desplazamientos horizontales en el eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



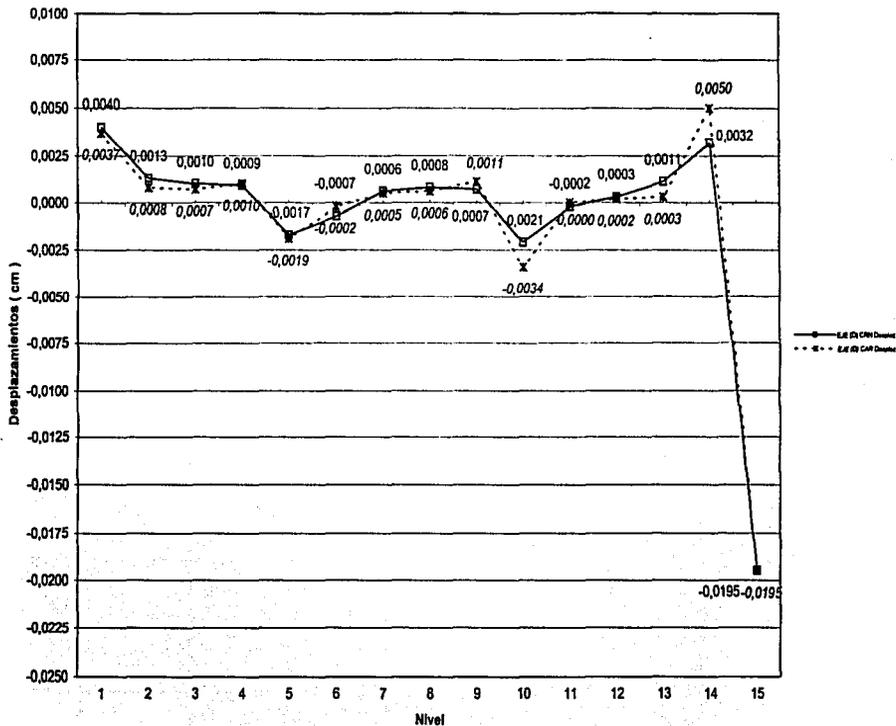
Gráfica IV.1.1.1.2 Desplazamientos horizontales en el eje (B) de los dos marcos sometidos a carga vertical.



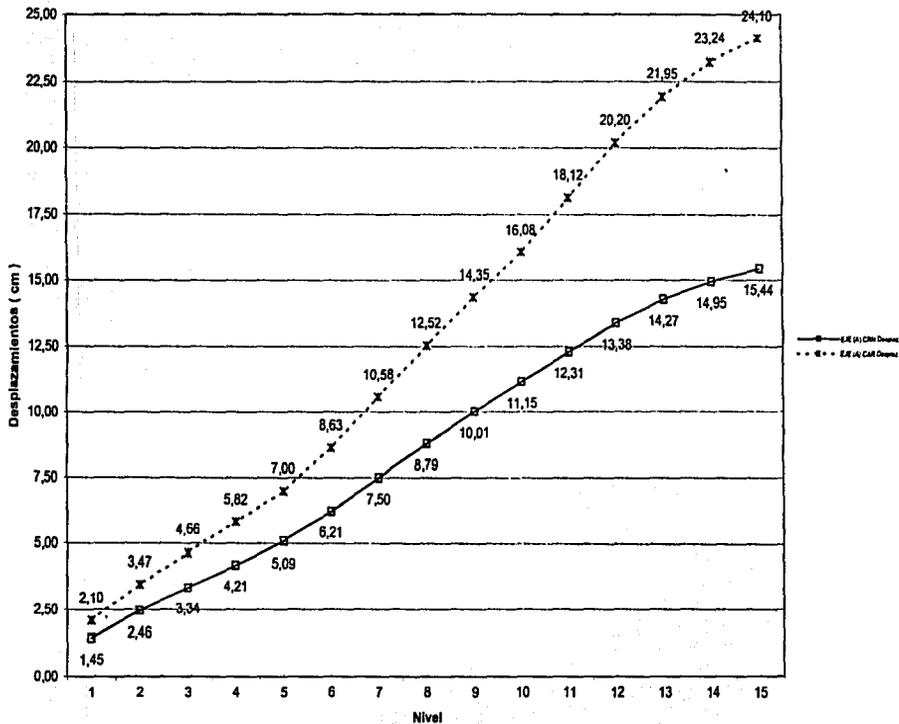
Gráfica IV.1.1.1.3 Desplazamientos horizontales en el eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



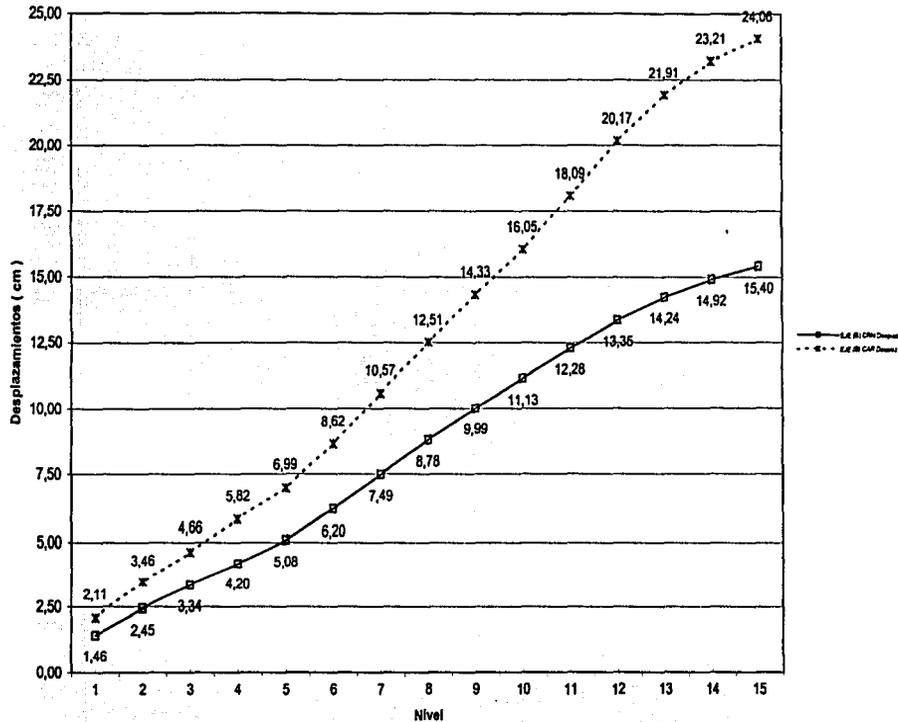
Gráfica IV.1.1.1.4 Desplazamientos horizontales en el eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



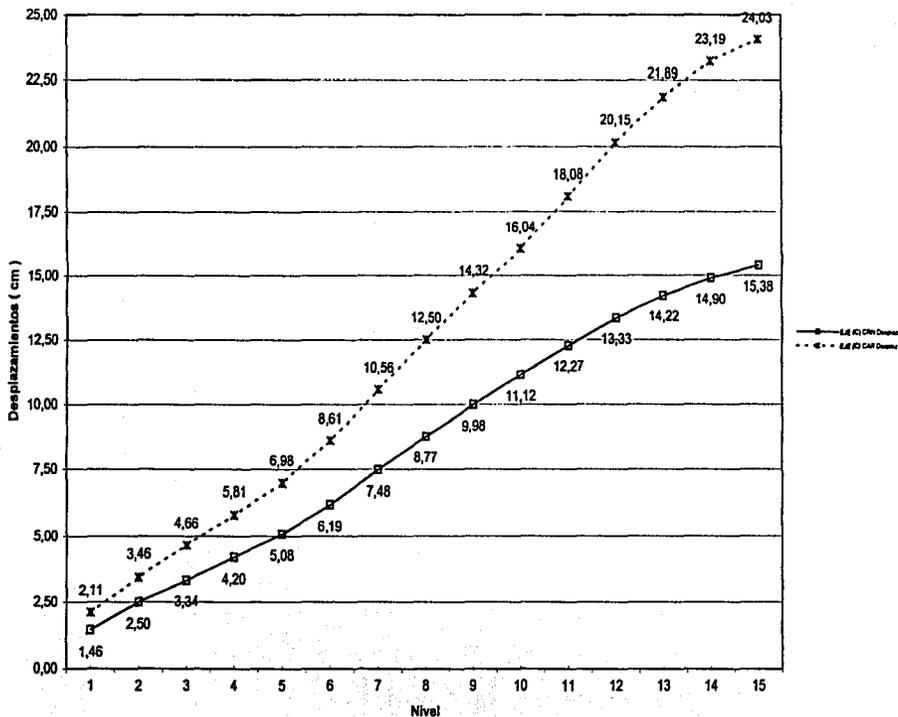
Gráfica IV.1.1.3.1 Desplazamientos horizontales en el eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal.



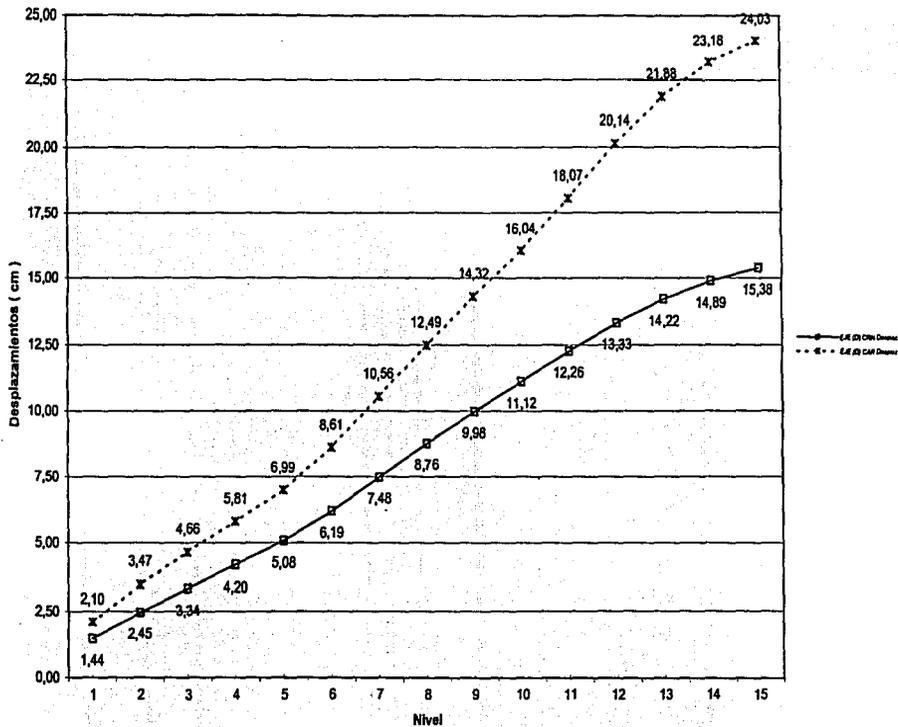
Gráfica IV.1.1.3.2 Desplazamientos horizontales en el eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal.



Gráfica IV.1.1.3.3 Desplazamientos horizontales en el eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal.



Gráfica IV.1.1.3.4 Desplazamientos horizontales en el eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal.





FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos.

Tabla IV.1.1.5 Resumen de desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

Nivel	EJE (A) Desplazamientos (cm)	EJE (B) Desplazamientos (cm)	EJE (C) Desplazamientos (cm)	EJE (D) Desplazamientos (cm)
1	-0,0509	-0,0816	-0,0816	-0,0509
2	-0,0985	-0,1569	-0,1569	-0,0985
3	-0,1426	-0,2259	-0,2259	-0,1426
4	-0,1830	-0,2888	-0,2888	-0,1830
5	-0,2195	-0,3458	-0,3458	-0,2195
6	-0,2600	-0,4091	-0,4091	-0,2600
7	-0,2963	-0,4656	-0,4656	-0,2963
8	-0,3284	-0,5156	-0,5156	-0,3284
9	-0,3584	-0,5590	-0,5590	-0,3584
10	-0,3800	-0,5959	-0,5959	-0,3800
11	-0,4046	-0,6346	-0,6346	-0,4046
12	-0,4242	-0,6654	-0,6654	-0,4242
13	-0,4387	-0,6884	-0,6884	-0,4387
14	-0,4483	-0,7036	-0,7036	-0,4483
15	-0,4527	-0,7110	-0,7110	-0,4527

Tabla IV.1.1.6 Resumen de desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

Nivel	EJE (A) Desplazamientos (cm)	EJE (B) Desplazamientos (cm)	EJE (C) Desplazamientos (cm)	EJE (D) Desplazamientos (cm)
1	-0,0460	-0,0794	-0,0794	-0,0460
2	-0,0889	-0,1529	-0,1529	-0,0889
3	-0,1286	-0,2205	-0,2205	-0,1286
4	-0,1649	-0,2825	-0,2825	-0,1649
5	-0,1979	-0,3389	-0,3389	-0,1979
6	-0,2373	-0,4066	-0,4066	-0,2373
7	-0,2726	-0,4674	-0,4674	-0,2726
8	-0,3038	-0,5212	-0,5212	-0,3038
9	-0,3309	-0,5681	-0,5681	-0,3309
10	-0,3538	-0,6082	-0,6082	-0,3538
11	-0,3800	-0,6548	-0,6548	-0,3800
12	-0,4009	-0,6919	-0,6919	-0,4009
13	-0,4165	-0,7197	-0,7197	-0,4165
14	-0,4268	-0,7382	-0,7382	-0,4268
15	-0,4317	-0,7473	-0,7473	-0,4317



Tabla IV.1.1.7 Resumen de desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

Nivel	EJE (A) Desplazamientos (cm)	EJE (B) Desplazamientos (cm)	EJE (C) Desplazamientos (cm)	EJE (D) Desplazamientos (cm)
1	0,0869	0,0074	-0,0076	-0,0867
2	0,1615	0,0154	-0,0158	-0,1612
3	0,2267	0,0232	-0,0237	-0,2262
4	0,2833	0,0305	-0,0311	-0,2827
5	0,3317	0,0370	-0,0378	-0,3309
6	0,3809	0,0442	-0,0451	-0,3800
7	0,4225	0,0507	-0,0517	-0,4215
8	0,4563	0,0566	-0,0576	-0,4553
9	0,4828	0,0617	-0,0627	-0,4818
10	0,5026	0,0659	-0,0670	-0,5015
11	0,5198	0,0703	-0,0714	-0,5186
12	0,5313	0,0738	-0,0750	-0,5301
13	0,5380	0,0766	-0,0778	-0,5368
14	0,5412	0,0784	-0,0796	-0,5400
15	0,5422	0,0793	-0,0805	-0,5411

Tabla IV.1.1.8 Resumen de desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal.

Nivel	EJE (A) Desplazamientos (cm)	EJE (B) Desplazamientos (cm)	EJE (C) Desplazamientos (cm)	EJE (D) Desplazamientos (cm)
1	0,0838	0,0034	-0,0036	-0,0837
2	0,1558	0,0077	-0,0080	-0,1556
3	0,2189	0,0120	-0,0124	-0,2185
4	0,2739	0,0160	-0,0165	-0,2734
5	0,3210	0,0195	-0,0201	-0,3204
6	0,3728	0,0237	-0,0244	-0,3721
7	0,4168	0,0275	-0,0283	-0,4160
8	0,4526	0,0309	-0,0317	-0,4517
9	0,4806	0,0338	-0,0347	-0,4797
10	0,5016	0,0361	-0,0371	-0,5007
11	0,5214	0,0387	-0,0397	-0,5204
12	0,5350	0,0408	-0,0418	-0,5340
13	0,5431	0,0425	-0,0436	-0,5421
14	0,5471	0,0437	-0,0448	-0,5460
15	0,5484	0,0443	-0,0453	-0,5474



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos.

IV.2.1 Desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical

-0,4527	-0,7110	-0,7110	-0,4527	N15
-0,4483	-0,7038	-0,7038	-0,4483	N14
-0,4387	-0,6884	-0,6884	-0,4387	N13
-0,4242	-0,6854	-0,6854	-0,4242	N12
-0,4046	-0,6346	-0,6346	-0,4046	N11
-0,3800	-0,5959	-0,5959	-0,3800	N10
-0,3564	-0,5590	-0,5590	-0,3564	N9
-0,3284	-0,5158	-0,5158	-0,3284	N8
-0,2963	-0,4858	-0,4858	-0,2963	N7
-0,2600	-0,4091	-0,4091	-0,2600	N6
-0,2195	-0,3458	-0,3458	-0,2195	N5
-0,1830	-0,2888	-0,2888	-0,1830	N4
-0,1426	-0,2259	-0,2259	-0,1426	N3
-0,0985	-0,1569	-0,1569	-0,0985	N2
-0,0509	-0,0818	-0,0818	-0,0509	N1
				N0

Desplazamientos en (cm)



Fig. IV.1.1.6 Desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical

-0,4317	-0,7473	-0,7473	-0,4317	N15
-0,4268	-0,7382	-0,7382	-0,4268	N14
-0,4165	-0,7197	-0,7197	-0,4165	N13
-0,4009	-0,6919	-0,6919	-0,4009	N12
-0,3800	-0,6548	-0,6548	-0,3800	N11
-0,3538	-0,6082	-0,6082	-0,3538	N10
-0,3309	-0,5681	-0,5681	-0,3309	N9
-0,3038	-0,5212	-0,5212	-0,3038	N8
-0,2726	-0,4674	-0,4674	-0,2726	N7
-0,2373	-0,4068	-0,4068	-0,2373	N6
-0,1979	-0,3389	-0,3389	-0,1979	N5
-0,1649	-0,2825	-0,2825	-0,1649	N4
-0,1286	-0,2205	-0,2205	-0,1286	N3
-0,0889	-0,1529	-0,1529	-0,0889	N2
-0,0480	-0,0794	-0,0794	-0,0480	N1
				N0

Desplazamientos en (cm)



Fig. IV.1.1.7 Desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

0,5422	0,0793	-0,0805	-0,5411	N15
0,5412	0,0784	-0,0796	-0,5400	N14
0,5380	0,0766	-0,0778	-0,5368	N13
0,5313	0,0738	-0,0750	-0,5301	N12
0,5188	0,0703	-0,0714	-0,5188	N11
0,5028	0,0659	-0,0670	-0,5015	N10
0,4828	0,0617	-0,0627	-0,4818	N9
0,4563	0,0566	-0,0576	-0,4553	N8
0,4225	0,0507	-0,0517	-0,4215	N7
0,3809	0,0442	-0,0451	-0,3800	N6
0,3317	0,0370	-0,0378	-0,3309	N5
0,2833	0,0305	-0,0311	-0,2827	N4
0,2267	0,0232	-0,0237	-0,2262	N3
0,1616	0,0154	-0,0158	-0,1612	N2
0,0869	0,0074	-0,0078	-0,0867	N1
				N0

Desplazamientos en (cm)



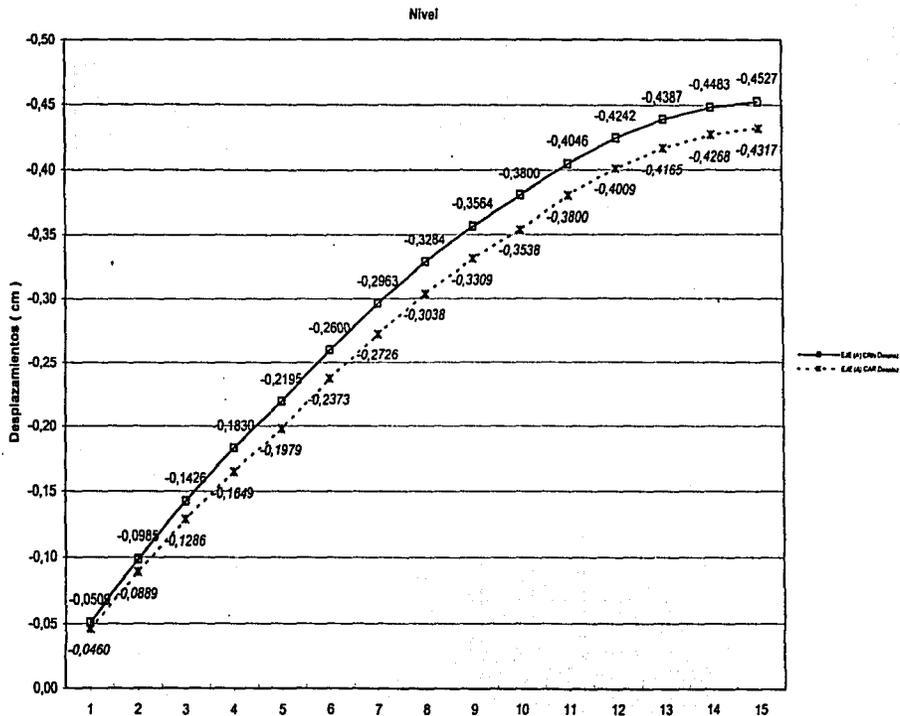
FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos.

Fig. IV.1.1.8 Desplazamientos verticales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal.

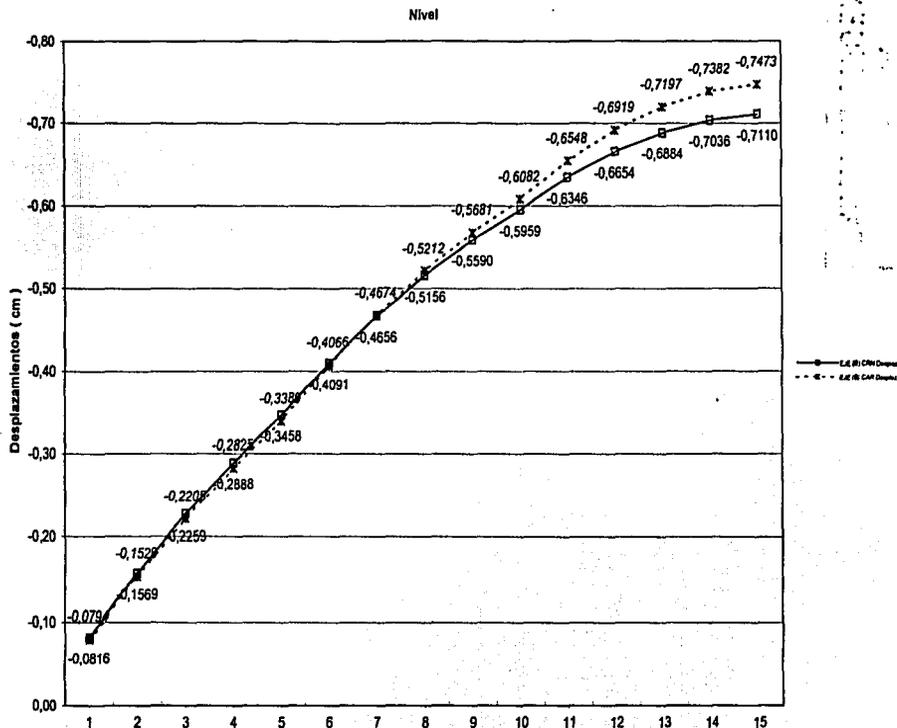
0,5484	0,0443	-0,0453	-0,5474	N15
0,5471	0,0437	-0,0448	-0,5460	N14
0,5431	0,0425	-0,0436	-0,5421	N13
0,5350	0,0408	-0,0418	-0,5340	N12
0,5214	0,0387	-0,0397	-0,5204	N11
0,5016	0,0361	-0,0371	-0,5007	N10
0,4806	0,0338	-0,0347	-0,4797	N9
0,4528	0,0309	-0,0317	-0,4517	N8
0,4168	0,0275	-0,0283	-0,4160	N7
0,3728	0,0237	-0,0244	-0,3721	N6
0,3210	0,0195	-0,0201	-0,3204	N5
0,2739	0,0160	-0,0165	-0,2734	N4
0,2189	0,0120	-0,0124	-0,2185	N3
0,1558	0,0077	-0,0080	-0,1558	N2
0,0838	0,0034	-0,0036	-0,0837	N1
				N0

Desplazamientos en (cm)

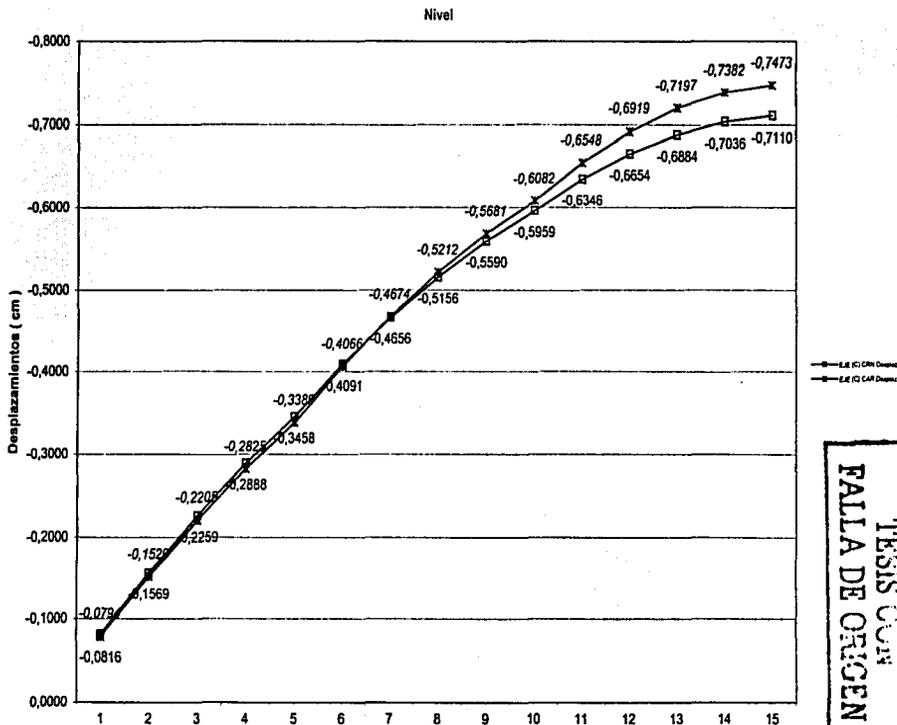
Gráfica IV.1.1.5.1 Desplazamientos verticales en el eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



Gráfica IV.1.1.5.2 Desplazamientos verticales en el eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



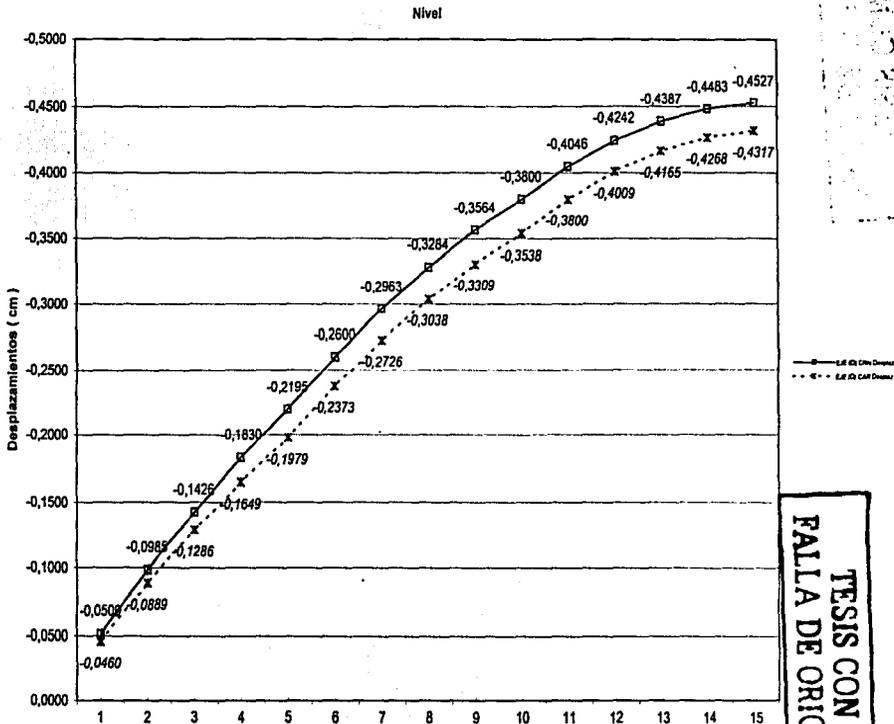
Gráfica IV.1.1.5.3 Desplazamientos verticales en el eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



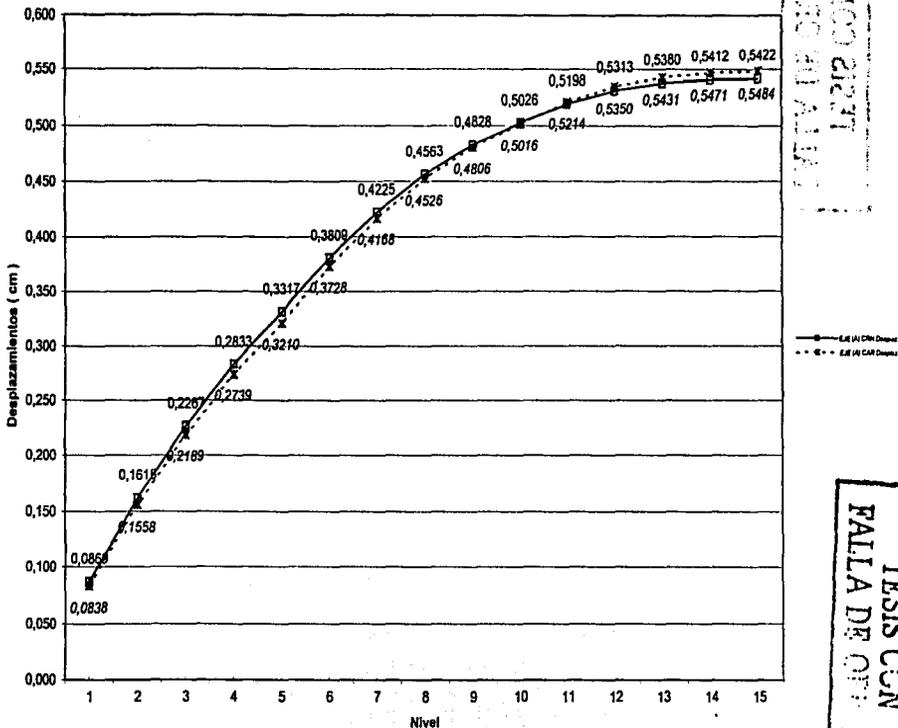
Gráfica IV.1.1.5.4 Desplazamientos verticales en el eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.



**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**



Gráfica IV.1.1.7.1 Desplazamientos verticales en el eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal.



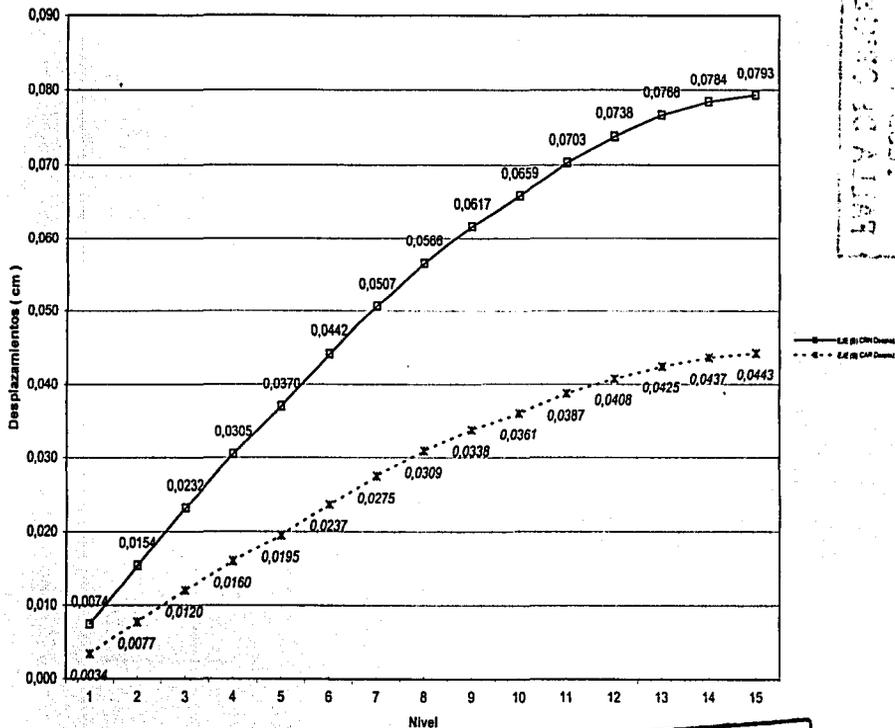
CENTRO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS
 UNAM

—●— EJE (A) CH Despl.
 -▲- EJE (A) CAR Despl.

TESIS CON
 FALTA DE ORIENTACION



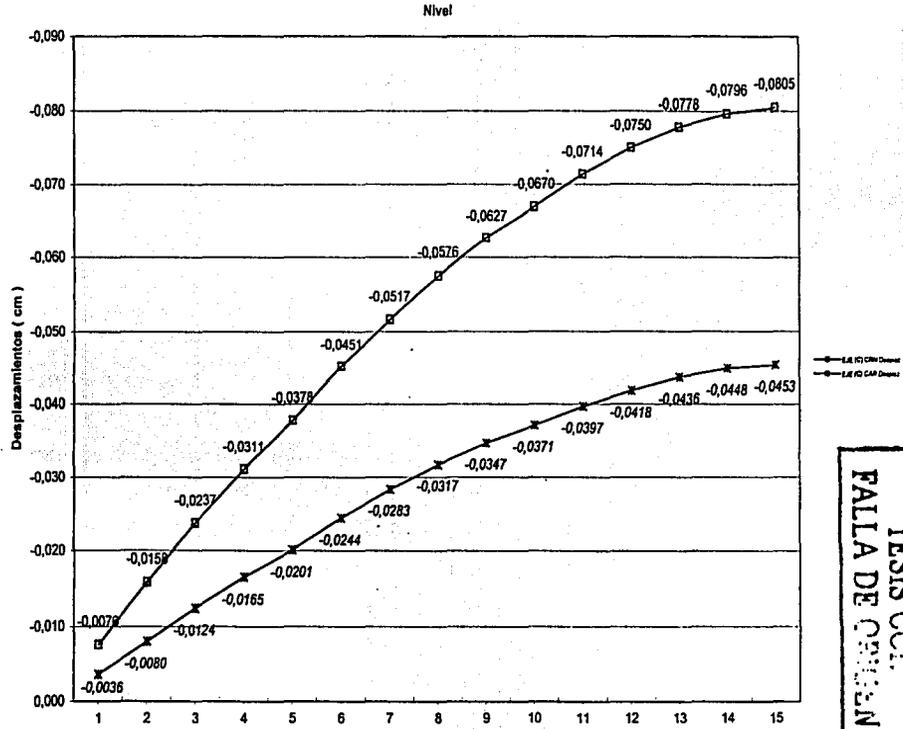
Gráfica IV.1.1.7.2 Desplazamientos verticales en el eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



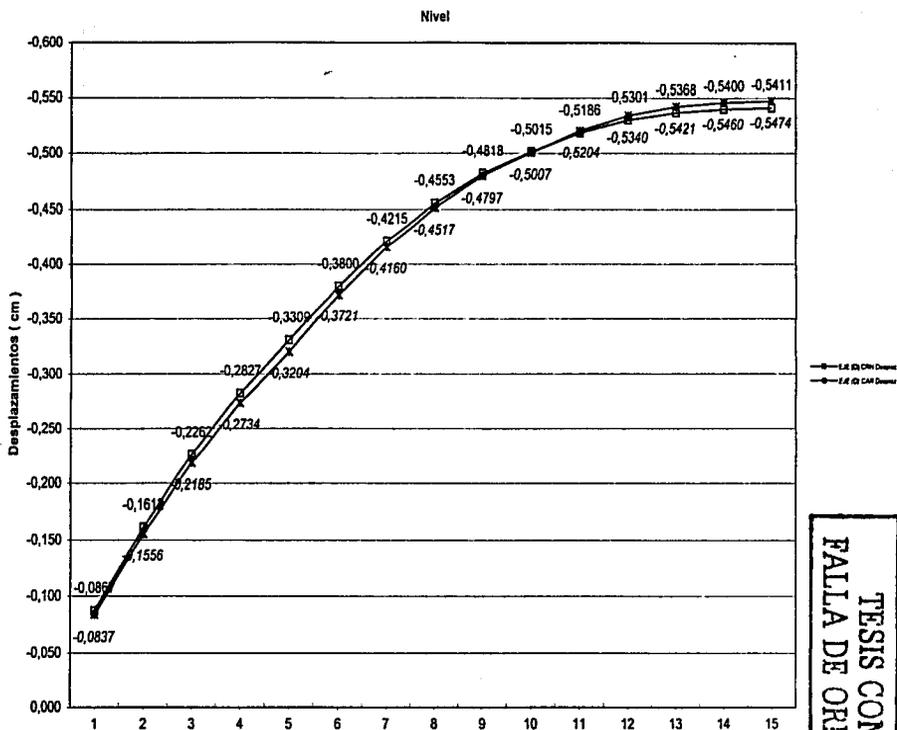
Gráfica IV.1.1.7.3 Desplazamientos verticales en el eje (C) de los dos marcos sometidos a carga horizontal.



TESIS COMPLETA
FALLA DE CONCRETO



Gráfica IV.1.1.7.4 Desplazamientos verticales en el eje (D) de los dos marcos sometidos a carga horizontal.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





IV.2. Comparación de fuerzas axiales

IV.2.1 Comparación de fuerzas axiales en el marco de concreto de resistencia normal con respecto al marco de alta resistencia sometidos a carga vertical y carga horizontal.

No es común que los elementos en estructuras de concreto reforzado se encuentren sujetos únicamente a carga axial. Debido a que casi siempre las estructuras son continuas, las cargas axiales se encuentran actuando simultáneamente con momento flexionante. Sin embargo, el estudio del comportamiento bajo carga axial pura es importante para comprender muchos aspectos del funcionamiento de diversos tipos de elementos de los marcos de concreto reforzado.

De hecho el efecto de dicha carga aumenta y/o disminuye en la medida que los elementos estructurales incrementan su área y/o disminuyen su longitud; y el efecto se ve directamente reflejado en las columnas provocando deflexión lateral. Este efecto por supuesto es indeseable en estructuras como son los marcos en análisis, y se puede solucionar este problema al adicionar el necesario refuerzo longitudinal y transversal, este último para mantener las barras longitudinales en su posición durante el colado, y darle resistencia a esfuerzos combinados (verticales y horizontales) posteriores a su construcción.

Se puede considerar, entonces, que la resistencia en compresión axial de los elementos de concreto reforzado se obtiene de la contribución de cuatro factores:

- El concreto del núcleo del elemento
- El acero longitudinal
- El refuerzo transversal
- El concreto de recubrimiento



Tanto el marco de concreto de resistencia normal como el marco de concreto de alta resistencia fueron reforzados con acero longitudinal y acero transversal teniendo en cuenta las consideraciones y recomendaciones que el RCDF proporciona para el cálculo de elementos de marcos de concreto reforzado (ver apartado II.3.9 y III.3.9).

El comportamiento de los dos marcos fue adecuado a las solicitaciones para los cuales fue diseñado; todos y cada uno de los elementos (vigas y columnas) pasaron en diseño sin ningún problema a las solicitaciones que se muestran en las Tablas IV.2.1.1 y IV.2.2.1 para el caso exclusivo de carga vertical y en las Tablas IV.2.3.1 y IV.2.4.1 para el caso de carga horizontal en los dos marcos.

El efecto que produjo la carga sísmica en las columnas de los dos marcos fue de flexión y de cortante a la vez.

De tal forma que el incremento de carga axial en el marco de concreto de resistencia normal fue del orden del 25% en los ejes laterales y del orden del 14% en los centrales con respecto a los del concreto de alta resistencia en carga vertical, y se puede observar el comportamiento en cada uno de los niveles en las graficas IV.2.1.1.1, IV.2.1.1.2, IV.2.1.1.3 y IV.2.1.1.4.

A su vez el esfuerzo provocado por la carga lateral se vio manifestado por un incremento promedio del 14% en los ejes laterales del marco de concreto de resistencia normal con respecto a los del marco de concreto de alta resistencia.

La carga axial se vio incrementada en el marco de concreto de resistencia normal debido al incremento en volumen del concreto de este proporcionándole un mayor peso a toda la estructura. Este aumento de volumen y de peso en el marco de concreto de resistencia normal produjo al momento de calcular las fuerzas horizontales (sísmicas) un aumento, de tal forma que se vio incrementado en las solicitaciones en las columnas. Tal aumento se ve más claramente en las graficas IV.2.3.1.1, IV.2.3.1.2, IV.2.3.1.3 y IV.2.3.1.4, estas muestran el comportamiento nivel por nivel de los dos marcos para cada uno de los ejes.



FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

IV.2.1 Fuerzas axiales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical

Tabla IV.2.1.1 Resumen de fuerzas axiales en marco de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical

Nivel	Eje (A)	Eje (B)	Eje (C)	Eje (D)
	Eje (A) RN C.V.	Eje (B) RN C.V.	Eje (C) RN C.V.	Eje (D) RN C.V.
1	-375,90	-602,40	-602,40	-375,90
2	-351,16	-555,14	-555,14	-351,16
3	-325,14	-509,16	-509,16	-325,14
4	-297,93	-464,37	-464,37	-297,93
5	-269,79	-420,51	-420,51	-269,79
6	-241,56	-378,09	-378,09	-241,56
7	-217,04	-338,17	-338,17	-217,04
8	-192,16	-298,61	-298,61	-192,16
9	-166,90	-259,43	-259,43	-166,90
10	-141,32	-220,57	-220,57	-141,32
11	-118,07	-182,64	-182,64	-118,07
12	-92,52	-145,53	-145,53	-92,52
13	-68,82	-108,57	-108,57	-68,82
14	-44,95	-71,78	-71,78	-44,95
15	-21,07	-35,00	-35,00	-21,07

IV.2.2 Fuerzas axiales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical

Tabla IV.2.2.1 Resumen de fuerzas axiales en marco de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

Nivel	Eje (A)	Eje (B)	Eje (C)	Eje (D)
	Eje (A) AR C.V.	Eje (B) AR C.V.	Eje (C) AR C.V.	Eje (D) AR C.V.
1	-301,54	-521,24	-521,24	-301,54
2	-281,54	-482,11	-482,11	-281,54
3	-260,58	-443,94	-443,94	-260,58
4	-238,82	-406,57	-406,57	-238,82
5	-218,39	-369,87	-369,87	-218,39
6	-194,02	-334,10	-334,10	-194,02
7	-174,11	-299,58	-299,58	-174,11
8	-153,94	-265,28	-265,28	-153,94
9	-133,49	-231,28	-231,28	-133,49
10	-112,80	-197,52	-197,52	-112,80
11	-92,44	-164,24	-164,24	-92,44
12	-73,80	-131,13	-131,13	-73,80
13	-55,09	-98,09	-98,09	-55,09
14	-38,27	-65,16	-65,16	-38,27
15	-17,38	-32,30	-32,30	-17,38



IV.2.3 Fuerzas axiales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal

Tabla IV.2.3.1 Resumen de fuerzas axiales en marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

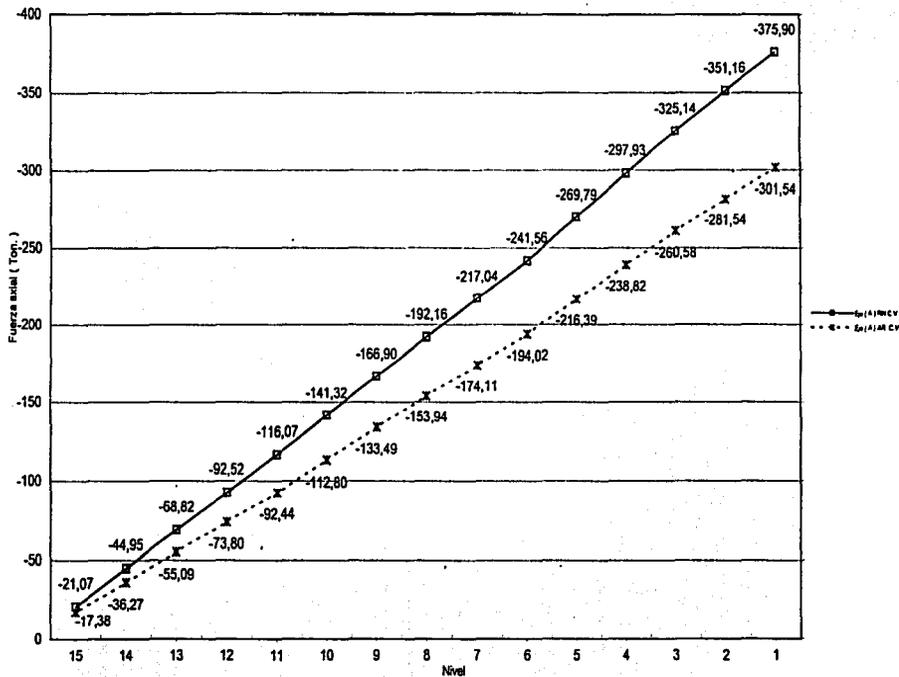
Nivel	Eje (A)	Eje (B)	Eje (C)	Eje (D)
	Eje (A) RN C.L.	Eje (B) RN C.L.	Eje (C) RN C.L.	Eje (D) RN C.L.
1	641,39	64,89	-56,03	-640,05
2	550,59	59,23	-60,44	-549,37
3	480,72	57,50	-58,60	-479,62
4	417,67	53,69	-54,68	-418,67
5	357,08	48,05	-48,95	-358,17
6	293,83	42,89	-43,56	-293,16
7	248,86	39,03	-39,52	-248,37
8	202,32	34,98	-35,40	-201,90
9	158,32	30,40	-30,76	-157,96
10	118,13	25,31	-25,62	-117,83
11	81,25	20,60	-20,78	-81,06
12	54,19	16,87	-16,94	-54,12
13	31,65	12,95	-12,96	-31,64
14	15,14	8,73	-8,70	-15,18
15	5,01	4,11	-4,07	-5,05

IV.2.4 Fuerzas axiales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal

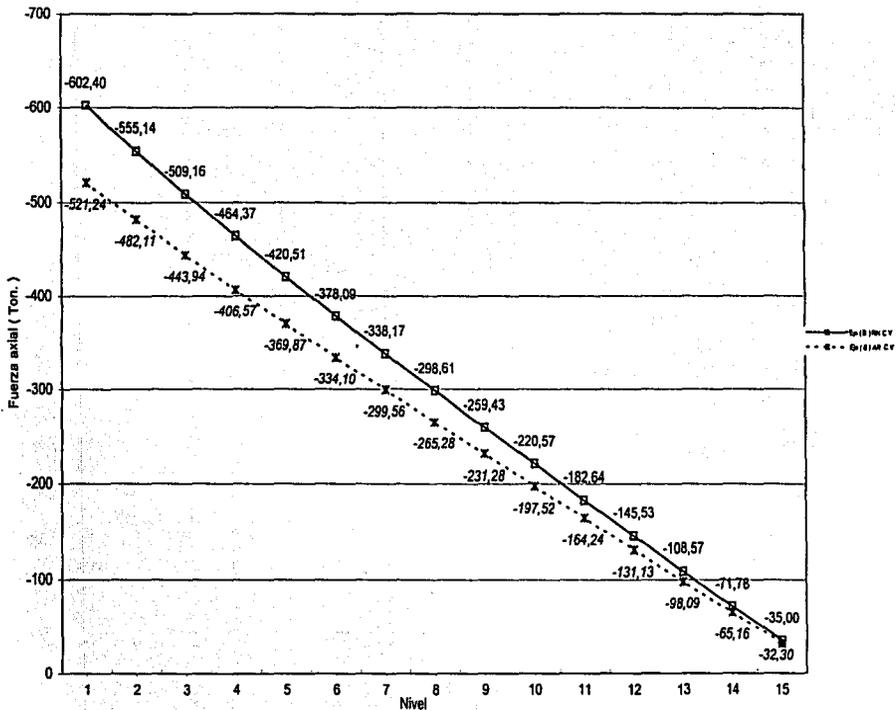
Tabla IV.2.4.1 Resumen de fuerzas axiales en marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal.

Nivel	Eje (A)	Eje (B)	Eje (C)	Eje (D)
	Eje (A) AR C.L.	Eje (B) AR C.L.	Eje (C) AR C.L.	Eje (D) AR C.L.
1	550,16	22,82	-23,52	-549,27
2	472,53	28,22	-29,04	-471,70
3	413,87	27,89	-28,65	-413,11
4	360,64	26,24	-26,94	-359,94
5	309,34	22,94	-23,58	-308,70
6	255,37	20,66	-21,15	-254,88
7	216,68	18,83	-19,21	-216,30
8	176,42	16,84	-17,19	-176,07
9	138,37	14,38	-14,67	-138,06
10	103,39	11,29	-11,57	-103,11
11	69,98	9,02	-9,18	-69,82
12	47,99	7,60	-7,67	-47,92
13	28,57	6,04	-6,09	-28,52
14	13,95	4,19	-4,21	-13,94
15	4,74	1,94	-1,95	-4,74

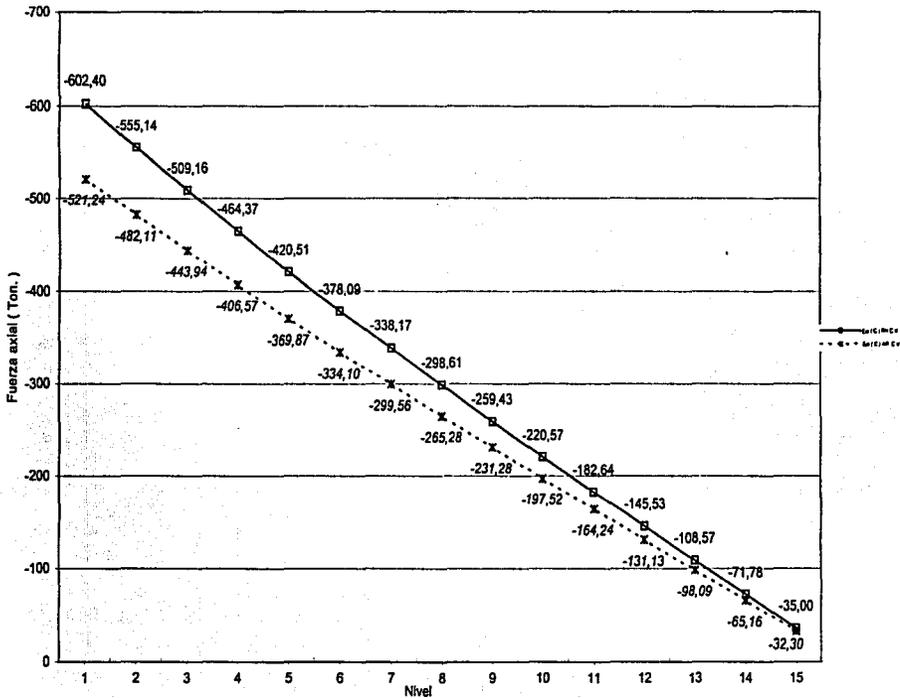
Gráfica IV.2.1.1.1 Fuerzas axiales en el eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



Gráfica IV.2.1.1.2 Fuerzas axiales en el eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical

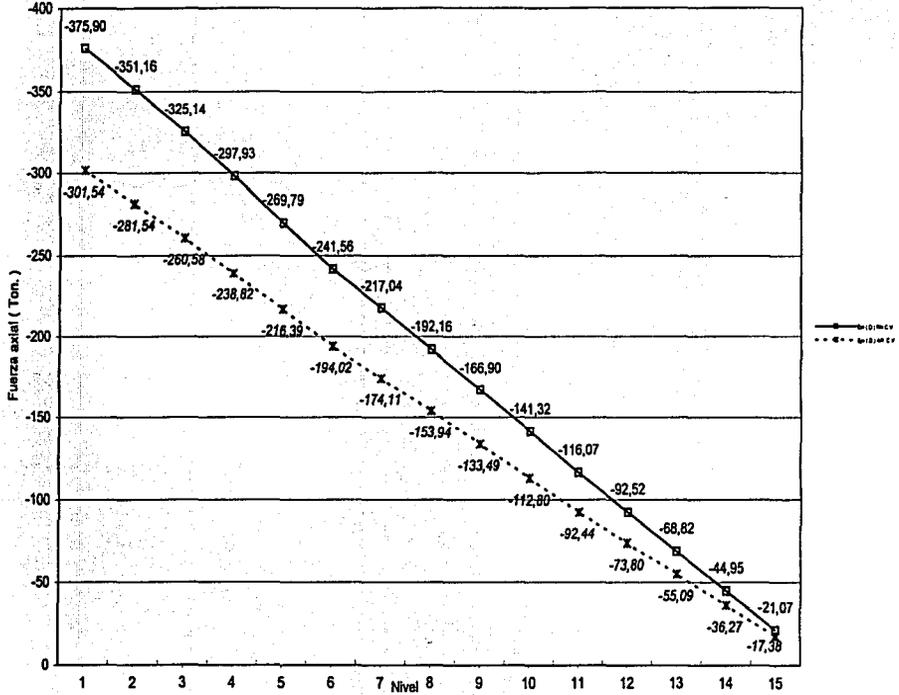


Gráfica IV.2.1.1.3 Fuerzas axiales en el eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical

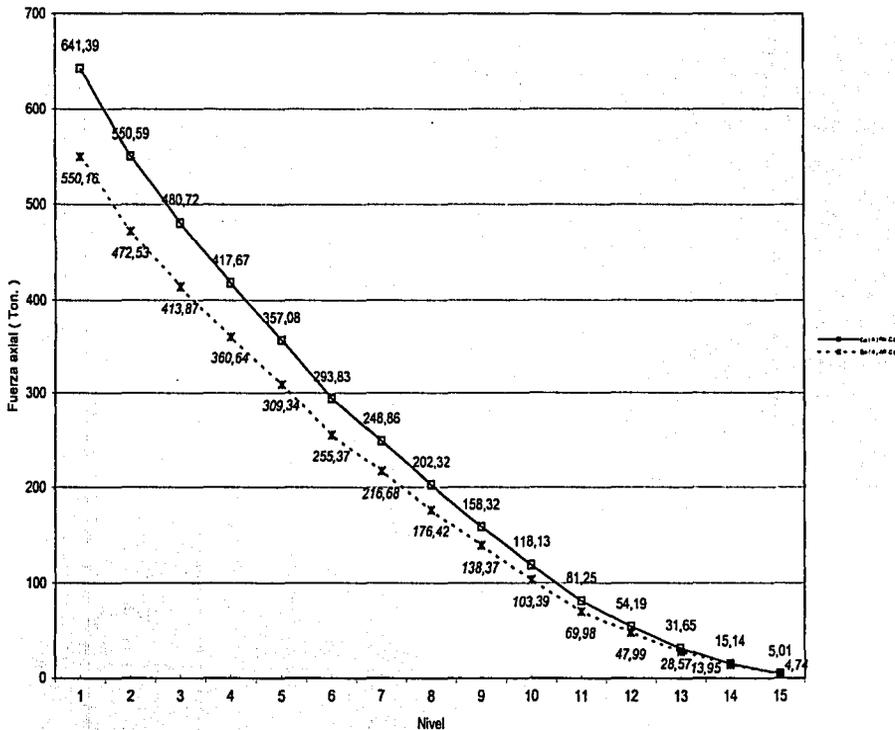




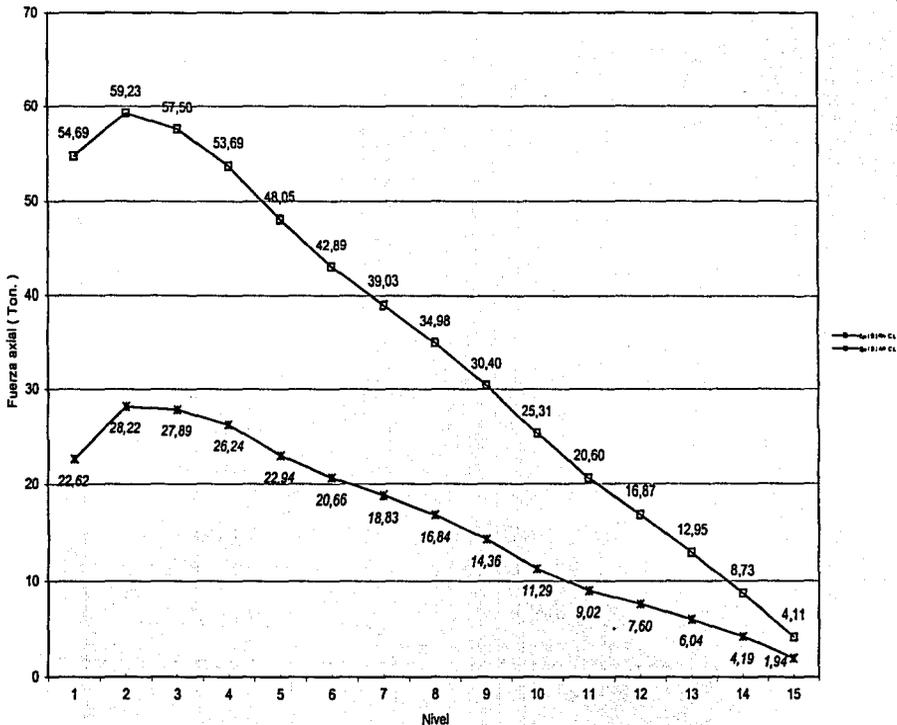
Gráfica IV.2.1.1.4 Fuerzas axiales en el eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



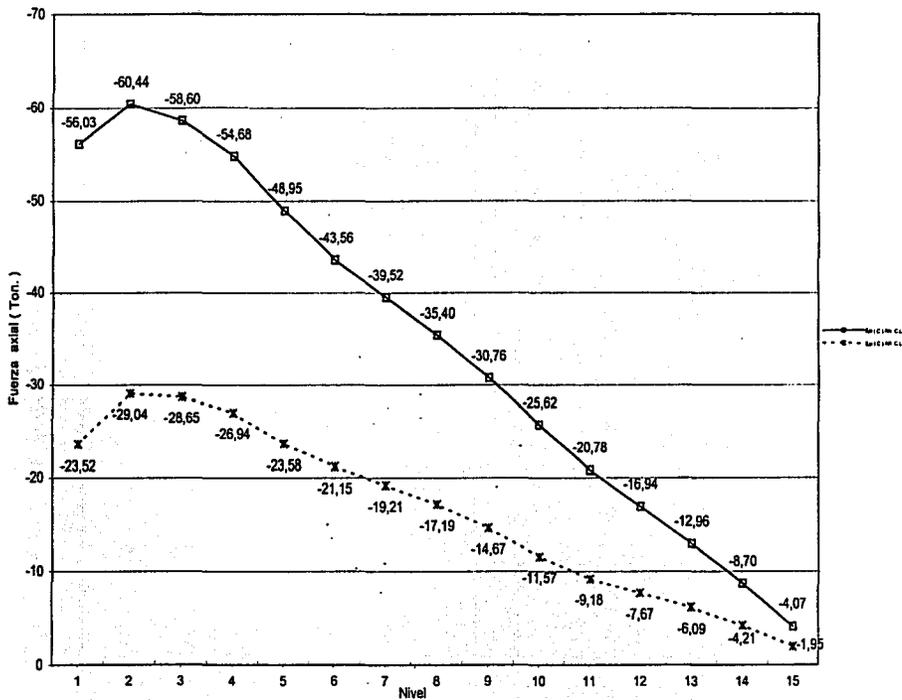
Gráfica IV.2.3.1.1 Fuerzas axiales en el eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



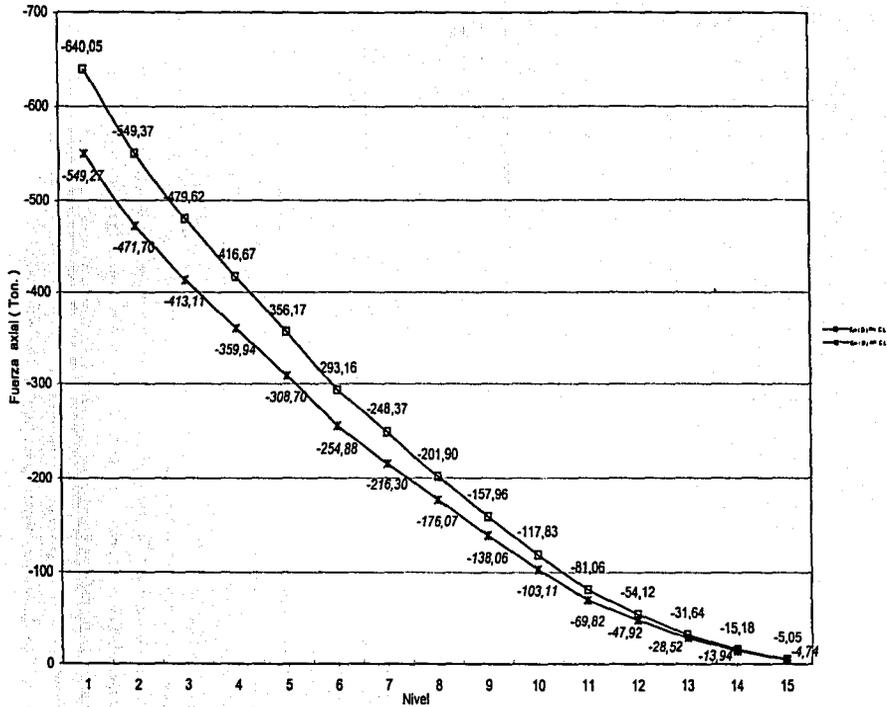
Gráfica IV.2.3.1.2 Fuerzas axiales en el eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



Gráfica IV.2.3.1.3 Fuerzas axiales en el eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



Gráfica IV.2.3.1.4 Fuerzas axiales en el eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal





IV.3 Comparación de fuerzas cortantes

IV.3.1 Comparación de fuerzas cortantes del marco de concreto de resistencia normal con respecto al marco de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical y carga horizontal.

El cortante en una viga es el esfuerzo requerido de ella para mantener el equilibrio con las fuerzas externas. Y es comúnmente crítico cerca de los apoyos, donde la fuerza cortante es mayor. Y si la viga es continua tiene que soportar su propio peso como una carga uniformemente distribuida más la que corresponde a la carga viva que puede ser concentrada o uniformemente distribuida, que en el caso de los dos marcos la carga vertical esta uniformemente distribuida.

La incidencia de la resistencia a flexión en vigas hace necesario la colocación de varillas longitudinales de refuerzo cerca de la parte inferior de la viga. Estas varillas se orientan en busca de eficiencia fundamental de resistencia a los esfuerzos de tensión que se producen en un plano, que en el caso de las vigas de los dos marcos en mención, donde el momento de flexión es el máximo el cortante tiende a cero. Mencionamos lo anterior bajo la necesidad de reforzar las vigas con la suficiente cantidad de acero longitudinal y transversal (uso de estribos), estos últimos tienen por objeto proporcionar una componente vertical de resistencia, que trabaje junto con la resistencia horizontal suministrada por el refuerzo de flexión, de tal forma que permita trabajar a las vigas de los marcos adecuadamente, evitando en mayor medida el agrietamiento de estos elementos estructurales.

Bajo la carga vertical el mayor esfuerzo de cortante en las vigas de los dos marcos se dio en los extremos de las mismas, como es el caso de las vigas de los ejes AB, BC y CD; teniendo en las vigas BC una peculiar cualidad en el centro del claro de las mismas un valor de cero en todos los niveles, y en las vigas AB y CD los valores son los mismos pero con signo contrario y en posición opuesta en los extremos.

Esta cualidad se presenta en todos los 15 niveles debido a la simetría de los elementos, distancia entre ejes y a la carga vertical uniforme distribuida en los 15 niveles (ver tabla de comparación de cortante en vigas IV.3.1.1, IV.3.1.2).

Se detecto en promedio un aumento del 23% de fuerza cortante en el marco de concreto de resistencia normal, sometido a carga vertical, con respecto al marco de alta resistencia; esta cualidad se debió a que las dimensiones de las vigas del marco de concreto de alta resistencia fueron menores, aun así se logro tener una buena capacidad de resistencia a cortante, y a la disminución del propio peso de la estructura. Por el contrario para el diseño adecuado de las vigas en el marco de concreto de resistencia normal se tuvieron que aumentar las dimensiones de estas, pues las solicitaciones fueron mayores por los efectos de un aumento en la carga vertical al aumentar el volumen de concreto y por lógica el peso de esta.



Las características del comportamiento de una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida se ejemplificó en las vigas de los dos marcos, de tal forma que el comportamiento de la fuerza cortante en las vigas fue adecuado y moderado aun en el marco de alta resistencia (ver graficas IV.3.1.1.1, IV.3.1.1.2 y IV.3.1.1.3).

Ahora pasemos a ver el comportamiento de las vigas sometidas a carga lateral en los dos marcos. Si bien es cierto que un requisito básico para una adecuada resistencia al sismo en marcos planos es la existencia de un área transversal en columnas suficiente para resistir dichas cortantes, también lo es para las vigas, pues las conexiones entre los elementos estructurales tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas y mostrar estabilidad en la construcción.

Las vigas presentan giros en ambos extremos que se manifiestan numéricamente como un esfuerzo cortante negativo constante en toda la viga, cabe señalar que cuando los cortantes son elevados, estos producen agrietamiento diagonal significativo, y se presenta deterioro de rigidez en parte también de resistencia, lo que limita la capacidad de deformación inelástica. La capacidad de deformación de las vigas queda limitada por el aplastamiento del concreto y el sucesivo pandeo del refuerzo de compresión. Si este último se encuentra restringido por estribos poco espaciados, que evitan el pandeo y proporcionan confinamiento al núcleo del concreto, se incrementa sustancialmente la ductilidad y se hace más estable el comportamiento ante cargas alternadas.

Dicho comportamiento presenta un esfuerzo cortante mayor en los extremos de las vigas en los últimos niveles, y baja de intensidad gradualmente en los primeros; este comportamiento se presenta debido a que en los últimos niveles existe la mayor carga sísmica, y a su vez es transferida debido al volteo que tiende a presentar la estructura ante esta fuerza lateral; este efecto se intensifica en gran medida a la altura que los dos marcos presentan, a mayor altura mayor el esfuerzo de volteo en la estructura.

El marco de concreto de alta resistencia presenta como promedio un incremento del 19 % en el esfuerzo cortante con respecto al marco de concreto de resistencia normal, este incremento se debe en gran medida a que las magnitudes de las vigas en el marco de concreto de resistencia normal fueron mayores que las del marco de concreto de alta resistencia provocando a su vez un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante (ver tablas IV.3.2.1 y IV.3.2.2).

En general, el comportamiento de las vigas de los dos marcos bajo carga lateral mostró una gran similitud en la distribución del esfuerzo cortante en cada uno de los elementos; y como en el caso anterior de carga vertical, tal similitud de valores se presentó en las vigas de los ejes AB y CD. No podemos pasar por alto el aumento significativo del cortante en carga lateral con respecto al cortante en carga vertical, sin embargo como se vio en el diseño de las vigas y columnas de los dos marcos (ver apartado II.3.14; III.3.14; II.3.16 y III.3.16), la combinación de estas dos condiciones de carga dio pie para tener un diseño adecuado de las dos estructuras.



En el caso de las columnas, estas deben de estar debidamente confinadas para poder soportar el efecto que produce la carga vertical y lateral combinadas; luego entonces, bajo carga vertical se debe de contar suficiente cantidad de acero longitudinal y transversal para evitar la deflexión lateral de las mismas producidas por un exceso en la carga y provocar pandeo. Bajo carga lateral, se produce un efecto de flexión en los extremos y centro de las mismas, combinadas con el cortante que tiende a producir en sus extremos; los daños en la combinación de estas cargas se pueden evitar colocando la suficiente cantidad de acero transversal en los extremos de las columnas, y claro en el centro de la misma. Pero se da más atención en los extremos de las columnas por ser los puntos en los cuales la transferencia de energía hacia los demás elementos se da.

En todas las situaciones se debe considerar el efecto cortante y los efectos cortantes resultantes. Se debe considerar tanto la magnitud como la dirección de los esfuerzos cortantes. En muchos casos, sin embargo, el efecto cortante ocurre en combinación con otros efectos, como se menciono en los párrafos anteriores, como la compresión axial. Esta última es producida en los marcos en estudio por la carga gravitacional, y lateral (sismo) en todos y cada uno de los elementos que la componen.

De tal forma que es de particular interés el cortante producido en elementos estructurales, así como la necesidad de continuidad del refuerzo o anclaje en las intersecciones de las columnas y vigas.

Las tablas IV.3.3.1 y IV.3.3.2 (de cortante en columnas de CRN y CAR bajo carga vertical) y IV.3.4.1 y IV.3.4.2 (de cortante en columnas de CRN y CAR bajo carga lateral) muestran un incremento en el efecto que producen las fuerzas sísmicas en los dos marcos en comparación con las solicitaciones bajo carga vertical.

Así como se mencionara más adelante en el tema IV.4 el momento flexionante tiene un efecto significativo en las columnas de los dos marcos, que al combinarse con el esfuerzo cortante puede provocar esfuerzos significativos en estos elementos llevándolos a la falla.

Los cortantes en las columnas sometidas a carga vertical fueron constantes en toda la longitud de esta, siendo incrementado en un 38 % en el marco de concreto de resistencia normal con respecto al de alta resistencia (ver graficas IV.3.3.1.1, IV.3.3.1.2, IV.3.3.1.3 y IV.3.3.1.4). Sometidos las columnas de los dos marcos a carga sísmica el cortante en el marco de resistencia normal fue en promedio superior en un 15 % con respecto al de alta resistencia, teniendo la misma peculiaridad de ser constante en toda la longitud de la columna.



IV.3 Comparación de fuerzas cortantes

IV.3.1 Comparación de fuerzas cortantes en vigas de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical

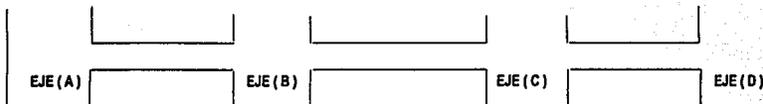


Tabla IV.3.1.1 Fuerzas cortantes en vigas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	EJE (A)	CENTRO A-B	EJE (B)	EJE (B)	CENTRO B-C	EJE (C)	EJE (C)	CENTRO C-D	EJE (D)
1	24.73	0.73	-23.27	24.00	0.00	-24.00	23.27	-0.73	-24.73
2	26.03	2.03	-21.97	24.00	0.00	-24.00	21.97	-2.03	-26.03
3	27.20	3.20	-20.80	24.00	0.00	-24.00	20.80	-3.20	-27.20
4	28.14	3.20	-19.85	24.00	0.00	-24.00	19.85	-4.14	-28.14
5	28.23	4.68	-18.87	23.55	0.00	-23.55	18.87	-4.68	-28.23
6	24.52	3.04	-18.08	21.30	0.00	-21.30	18.44	-3.04	-24.52
7	24.70	3.40	-18.08	21.30	0.00	-21.30	18.08	-3.40	-24.70
8	25.26	3.78	-17.70	21.30	0.00	-21.30	17.70	-3.78	-25.26
9	25.58	4.10	-17.38	21.30	0.00	-21.30	17.38	-4.10	-25.58
10	25.25	4.19	-16.87	21.06	0.00	-21.06	16.87	-4.19	-25.25
11	23.55	3.33	-16.89	20.22	0.00	-20.22	16.89	-3.33	-23.55
12	23.69	3.47	-16.75	20.22	0.00	-20.22	16.75	-3.47	-23.69
13	23.87	3.65	-16.57	20.22	0.00	-20.22	16.57	-3.65	-23.87
14	23.87	3.65	-16.37	20.22	0.00	-20.22	16.57	-3.65	-23.87
15	21.07	2.38	-16.31	18.69	0.00	-18.69	16.31	-2.38	-21.07

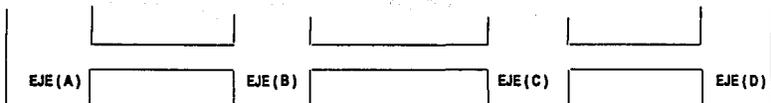
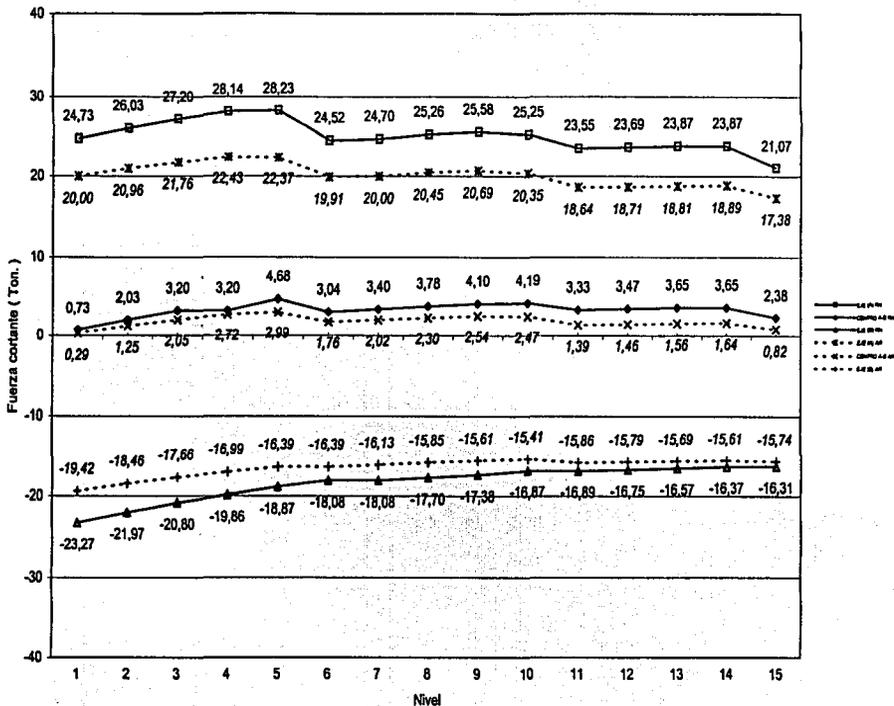


Tabla IV.3.1.2 Fuerzas cortantes en vigas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

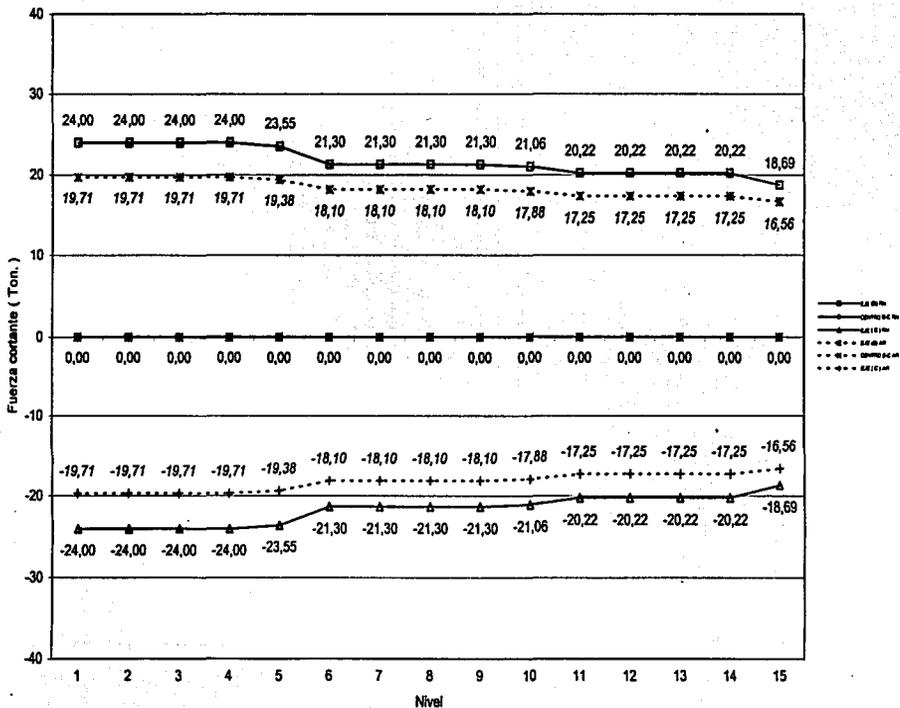
Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	EJE (A)	CENTRO A-B	EJE (B)	EJE (B)	CENTRO B-C	EJE (C)	EJE (C)	CENTRO C-D	EJE (D)
1	20,00	0,29	-19,42	19,71	0,00	-19,71	19,42	-0,29	-20,00
2	20,96	1,25	-18,46	19,71	0,00	-19,71	18,46	-1,25	-20,96
3	21,76	2,05	-17,66	19,71	0,00	-19,71	17,66	-2,05	-21,76
4	22,43	2,72	-16,99	19,71	0,00	-19,71	16,99	-2,72	-22,43
5	22,37	2,99	-16,39	19,38	0,00	-19,38	16,39	-2,99	-22,37
6	19,91	1,76	-16,39	18,10	0,00	-18,10	16,39	-1,76	-19,91
7	20,00	2,02	-16,13	18,10	0,00	-18,10	16,13	-2,02	-20,00
8	20,45	2,30	-15,85	18,10	0,00	-18,10	15,85	-2,30	-20,45
9	20,69	2,54	-15,61	18,10	0,00	-18,10	15,61	-2,54	-20,69
10	20,35	2,47	-15,41	17,88	0,00	-17,88	15,41	-2,47	-20,35
11	18,64	1,39	-15,86	17,25	0,00	-17,25	15,86	-1,39	-18,64
12	18,71	1,46	-15,79	17,25	0,00	-17,25	15,79	-1,46	-18,71
13	18,81	1,56	-15,69	17,25	0,00	-17,25	15,69	-1,56	-18,81
14	18,89	1,64	-15,61	17,25	0,00	-17,25	15,61	-1,64	-18,89
15	17,38	0,82	-15,74	16,56	0,00	-16,56	15,74	-0,82	-17,38



Gráfica IV.3.1.1.1 Fuerzas cortantes en las vigas que une los ejes (A) y (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical

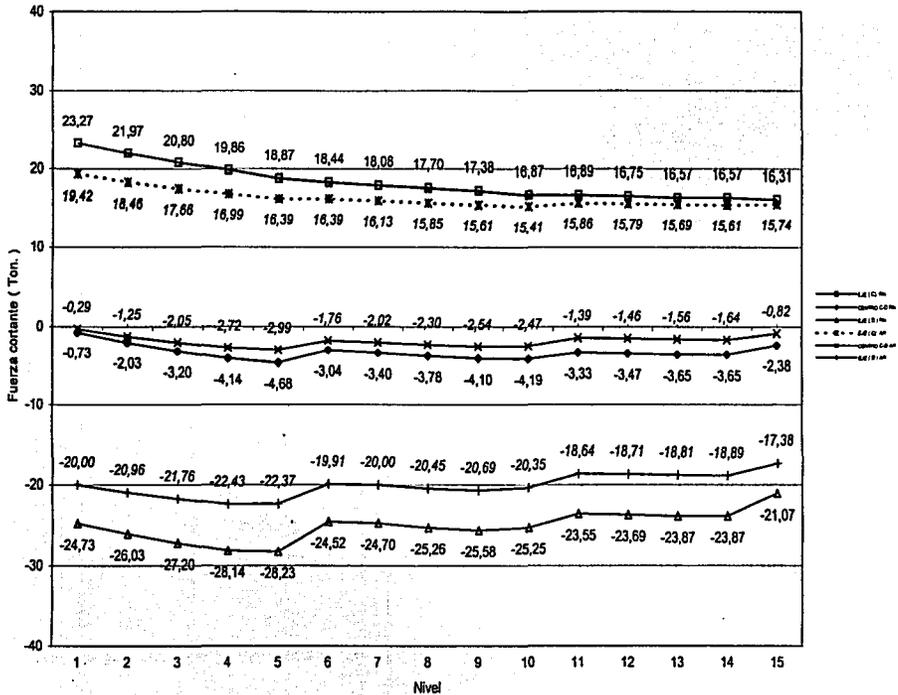


Gráfica IV.3.1.1.2 Fuerzas cortantes en las vigas que unen los ejes (B) y (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical





Gráfica IV.3.1.1.3 Fuerzas cortantes en las vigas que unen los ejes (C) y (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



IV.3.2 Comparación de fuerzas cortantes en vigas de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal

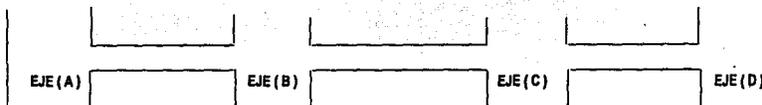


Tabla IV.3.2.1 Fuerzas cortantes en vigas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal

Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	EJE (A)	CENTRO A-B	EJE (B)	EJE (B)	CENTRO B-C	EJE (C)	EJE (C)	CENTRO C-D	EJE (D)
1	-90.80	-90.80	-90.80	-88.27	-86.27	-86.27	-90.68	-90.68	-90.68
2	-69.87	-69.87	-69.87	-71.60	-71.60	-71.60	-69.75	-69.75	-69.75
3	-63.05	-63.05	-63.05	-66.87	-66.87	-66.87	-62.95	-62.95	-62.95
4	-60.59	-60.59	-60.59	-66.23	-66.23	-66.23	-60.50	-60.50	-60.50
5	-63.25	-63.25	-63.25	-68.41	-68.41	-68.41	-63.01	-63.01	-63.01
6	-44.97	-44.97	-44.97	-48.82	-48.82	-48.82	-44.79	-44.79	-44.79
7	-46.54	-46.54	-46.54	-50.59	-50.59	-50.59	-46.47	-46.47	-46.47
8	-44.00	-44.00	-44.00	-48.58	-48.58	-48.58	-43.94	-43.94	-43.94
9	-40.19	-40.19	-40.19	-45.27	-45.27	-45.27	-40.13	-40.13	-40.13
10	-36.88	-36.88	-36.88	-41.60	-41.60	-41.60	-36.76	-36.76	-36.76
11	-27.06	-27.06	-27.06	-30.79	-30.79	-30.79	-26.94	-26.94	-26.94
12	-22.54	-22.54	-22.54	-26.46	-26.46	-26.46	-22.48	-22.48	-22.48
13	-16.51	-16.51	-16.51	-20.72	-20.72	-20.72	-16.46	-16.46	-16.46
14	-10.12	-10.12	-10.12	-14.75	-14.75	-14.75	-10.12	-10.12	-10.12
15	-5.01	-5.01	-5.01	-9.12	-9.12	-9.12	-5.05	-5.05	-5.05



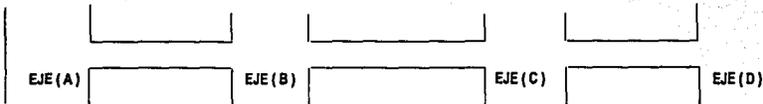
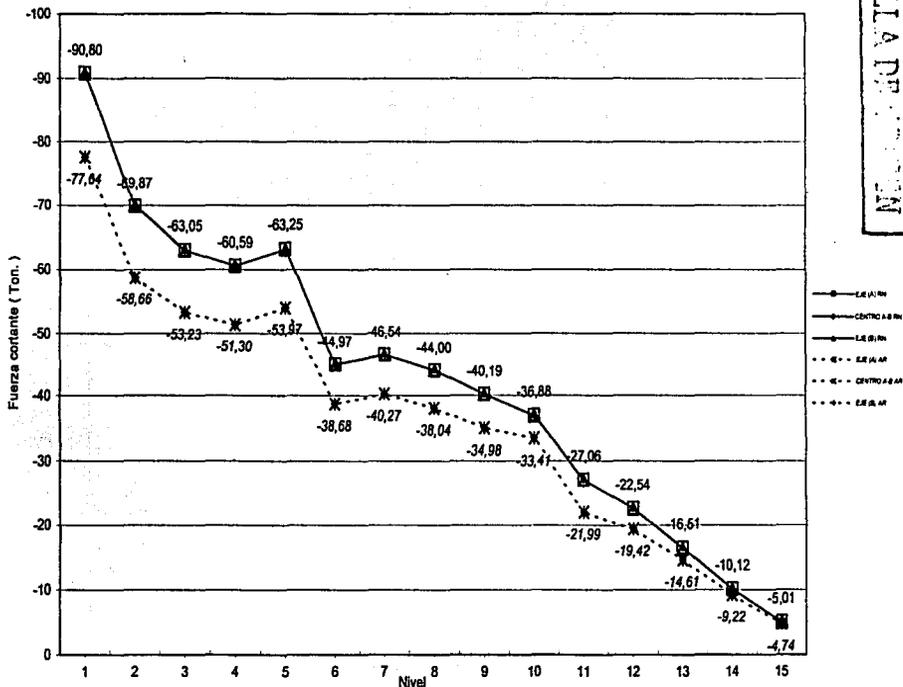


Tabla IV.3.2.2 Fuerzas cortantes en vigas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal

Nivel	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	EJE (A)	CENTRO A-B	EJE (B)	EJE (B)	CENTRO B-C	EJE (C)	EJE (C)	CENTRO C-D	EJE (D)
1	-77.64	-77.64	-77.64	-72.04	-72.04	-72.04	-77.57	-77.57	-77.57
2	-58.66	-58.66	-58.66	-58.98	-58.98	-58.98	-58.59	-58.59	-58.59
3	-53.23	-53.23	-53.23	-54.88	-54.88	-54.88	-53.17	-53.17	-53.17
4	-51.30	-51.30	-51.30	-54.60	-54.60	-54.60	-51.25	-51.25	-51.25
5	-53.97	-53.97	-53.97	-56.26	-56.26	-56.26	-53.82	-53.82	-53.82
6	-38.68	-38.68	-38.68	-40.51	-40.51	-40.51	-38.57	-38.57	-38.57
7	-40.27	-40.27	-40.27	-42.26	-42.26	-42.26	-40.23	-40.23	-40.23
8	-38.04	-38.04	-38.04	-40.53	-40.53	-40.53	-38.01	-38.01	-38.01
9	-34.98	-34.98	-34.98	-38.05	-38.05	-38.05	-34.95	-34.95	-34.95
10	-33.41	-33.41	-33.41	-35.68	-35.68	-35.68	-33.30	-33.30	-33.30
11	-21.99	-21.99	-21.99	-23.41	-23.41	-23.41	-21.89	-21.89	-21.89
12	-19.42	-19.42	-19.42	-20.99	-20.99	-20.99	-19.40	-19.40	-19.40
13	-14.61	-14.61	-14.61	-16.46	-16.46	-16.46	-14.59	-14.59	-14.59
14	-9.22	-9.22	-9.22	-11.47	-11.47	-11.47	-9.20	-9.20	-9.20
15	-4.74	-4.74	-4.74	-6.68	-6.68	-6.68	-4.74	-4.74	-4.74

Gráfica IV.3.2.1.1 Fuerzas cortantes en las vigas que unen los ejes (A) y (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal

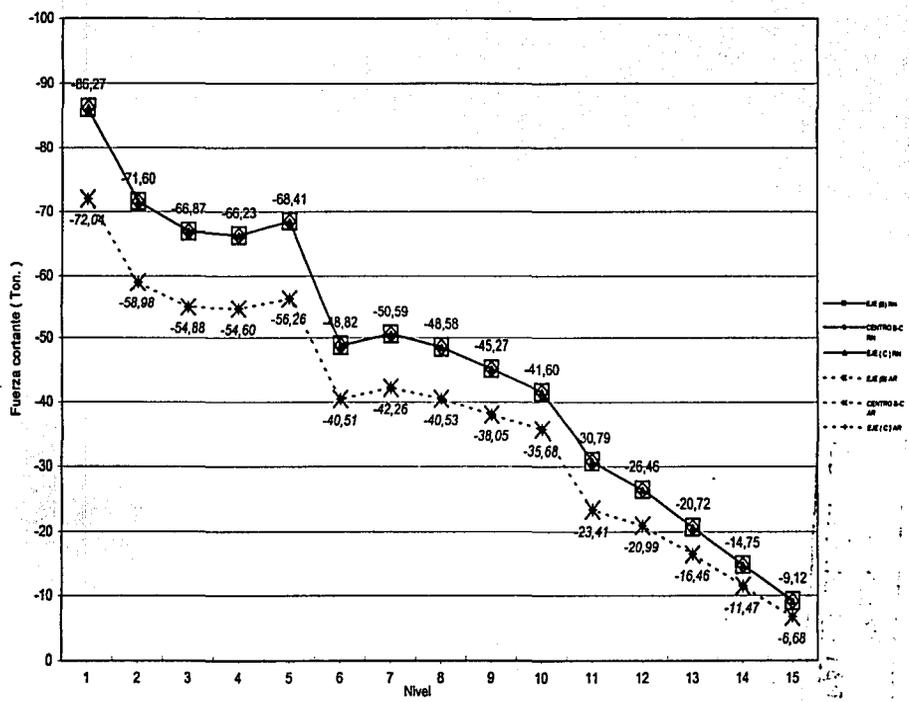


FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
 CAPITULO IV Comportamiento de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos
FALLA DE PROYECTO
TESIS CON

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
 CAPITULO IV Comportamiento de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos



Gráfica IV.3.2.1.2 Fuerzas cortantes en vigas que unen los ejes (B) y (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal

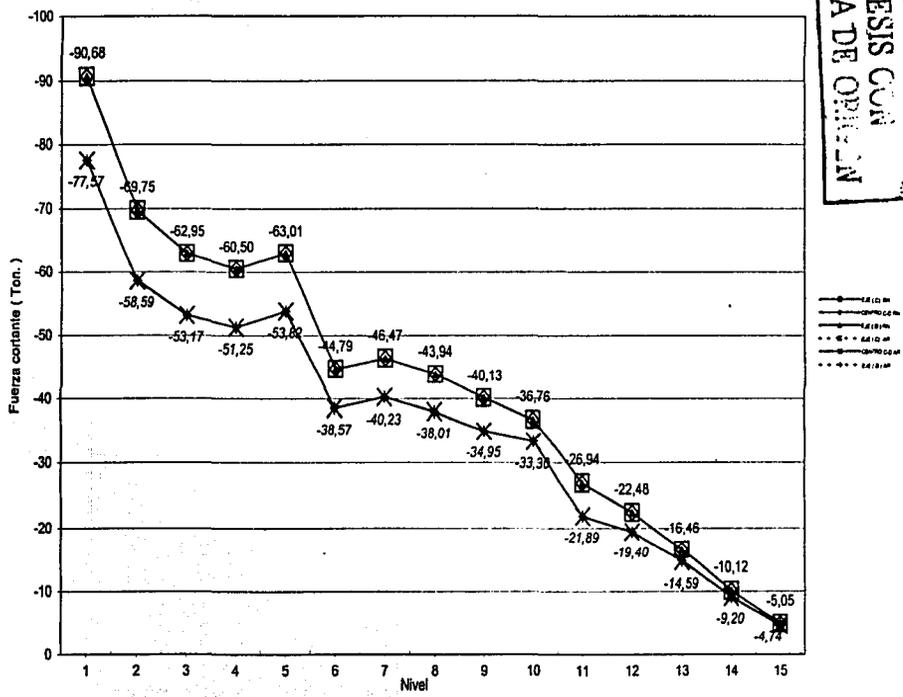


TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN



TESIS CON
 FALTA DE ORDEN EN

Gráfica IV.3.2.1.3 Fuerzas cortantes en las vigas que unen los ejes (C) y (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal





IV.3.3 Comparación de fuerzas cortantes en columnas de los dos marcos tipo sometido a carga vertical.

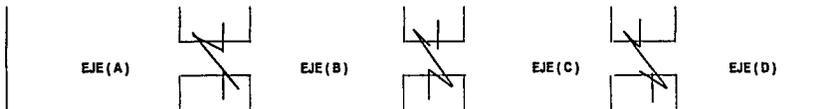


Tabla IV.3.3.1 Resumen de fuerzas cortantes en columnas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

Nivel	EJE (A)			EJE (B)			EJE (C)			EJE (D)		
	CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)		
	INFERIOR	CENTRO	SUPERIOR									
1	-3.80	-3.80	-3.80	-0.50	-0.50	-0.50	0.50	0.50	0.50	3.80	3.80	3.80
2	-9.27	-9.27	-9.27	-1.16	-1.16	-1.16	1.16	1.16	1.16	9.27	9.27	9.27
3	-10.64	-10.64	-10.64	-2.78	-2.78	-2.78	2.78	2.78	2.78	10.64	10.64	10.64
4	-11.72	-11.72	-11.72	-3.78	-3.78	-3.78	3.78	3.78	3.78	11.72	11.72	11.72
5	-12.77	-12.77	-12.77	-4.73	-4.73	-4.73	4.73	4.73	4.73	12.77	12.77	12.77
6	-10.66	-10.66	-10.66	-3.62	-3.62	-3.62	3.62	3.62	3.62	10.66	10.66	10.66
7	-10.21	-10.21	-10.21	-3.12	-3.12	-3.12	3.12	3.12	3.12	10.21	10.21	10.21
8	-10.58	-10.58	-10.58	-3.57	-3.57	-3.57	3.57	3.57	3.57	10.58	10.58	10.58
9	-11.11	-11.11	-11.11	-3.98	-3.98	-3.98	3.98	3.98	3.98	11.11	11.11	11.11
10	-11.63	-11.63	-11.63	-4.36	-4.36	-4.36	4.36	4.36	4.36	11.63	11.63	11.63
11	-10.02	-10.02	-10.02	-3.56	-3.56	-3.56	3.56	3.56	3.56	10.02	10.02	10.02
12	-9.95	-9.95	-9.95	-3.32	-3.32	-3.32	3.32	3.32	3.32	9.95	9.95	9.95
13	-10.08	-10.08	-10.08	-3.51	-3.51	-3.51	3.51	3.51	3.51	10.08	10.08	10.08
14	-10.73	-10.73	-10.73	-3.98	-3.98	-3.98	3.98	3.98	3.98	10.73	10.73	10.73
15	-13.09	-13.09	-13.09	-3.97	-3.97	-3.97	3.97	3.97	3.97	13.09	13.09	13.09

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

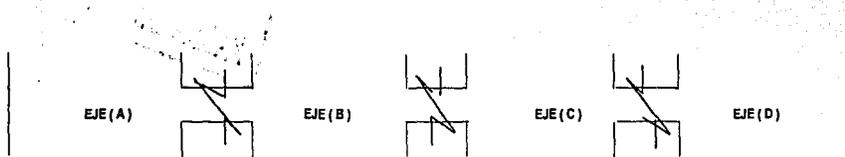


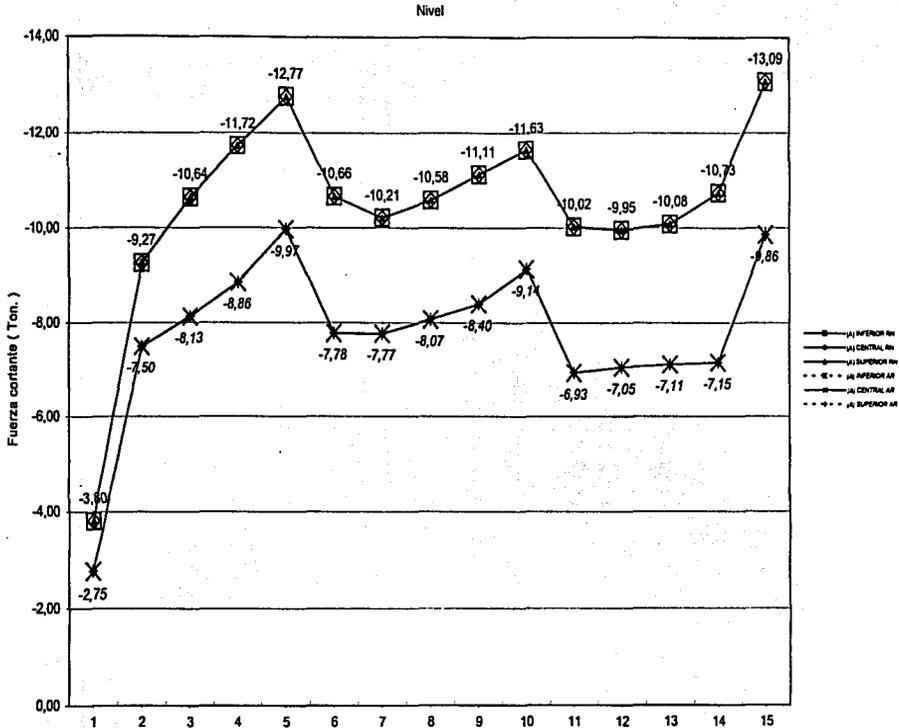
Tabla IV.3.3.2 Resumen de fuerzas cortantes en columnas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

Nivel	EJE (A)			EJE (B)			EJE (C)			EJE (D)		
	CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)		
	INFERIOR	CENTRO	SUPERIOR									
1	-2.75	-2.75	-2.75	-0.25	-0.25	-0.25	0.25	0.25	0.25	2.75	2.75	2.75
2	-7.50	-7.50	-7.50	-0.69	-0.69	-0.69	0.69	0.69	0.69	7.50	7.50	7.50
3	-8.13	-8.13	-8.13	-1.81	-1.81	-1.81	1.81	1.81	1.81	8.13	8.13	8.13
4	-8.86	-8.86	-8.86	-2.46	-2.46	-2.46	2.46	2.46	2.46	8.86	8.86	8.86
5	-9.97	-9.97	-9.97	-3.22	-3.22	-3.22	3.22	3.22	3.22	9.97	9.97	9.97
6	-7.78	-7.78	-7.78	-2.17	-2.17	-2.17	2.17	2.17	2.17	7.78	7.78	7.78
7	-7.77	-7.77	-7.77	-1.83	-1.83	-1.83	1.83	1.83	1.83	7.77	7.77	7.77
8	-8.07	-8.07	-8.07	-2.19	-2.19	-2.19	2.19	2.19	2.19	8.07	8.07	8.07
9	-8.40	-8.40	-8.40	-2.47	-2.47	-2.47	2.47	2.47	2.47	8.40	8.40	8.40
10	-9.14	-9.14	-9.14	-2.82	-2.82	-2.82	2.82	2.82	2.82	9.14	9.14	9.14
11	-6.93	-6.93	-6.93	-1.74	-1.74	-1.74	1.74	1.74	1.74	6.93	6.93	6.93
12	-7.05	-7.05	-7.05	-1.40	-1.40	-1.40	1.40	1.40	1.40	7.05	7.05	7.05
13	-7.11	-7.11	-7.11	-1.52	-1.52	-1.52	1.52	1.52	1.52	7.11	7.11	7.11
14	-7.15	-7.15	-7.15	-1.82	-1.82	-1.82	1.82	1.82	1.82	7.15	7.15	7.15
15	-9.86	-9.86	-9.86	-1.69	-1.69	-1.69	1.69	1.69	1.69	9.86	9.86	9.86



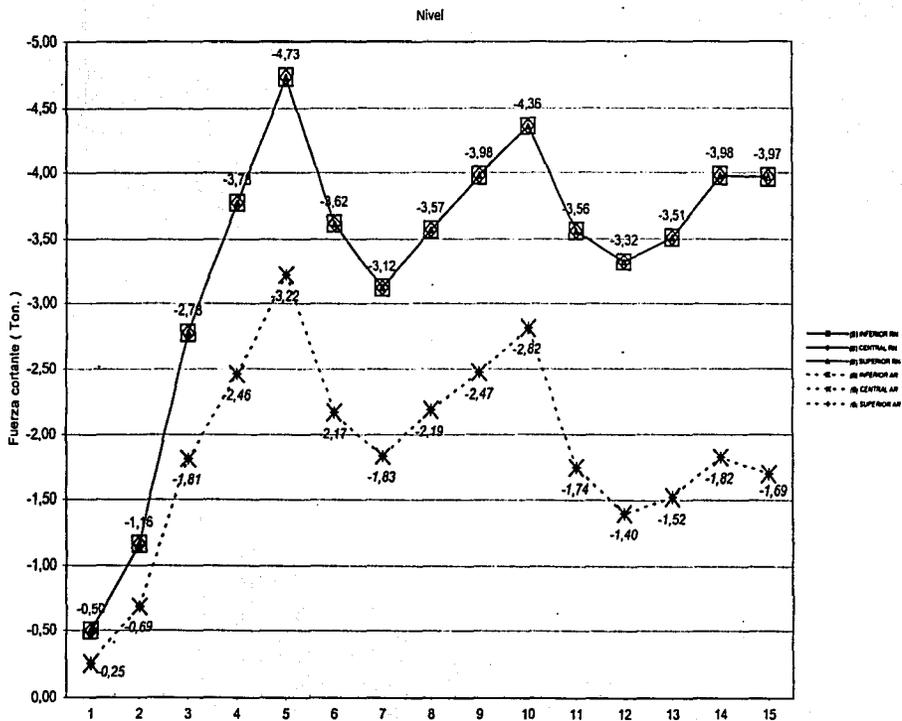


Gráfica IV.3.3.1.1 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical

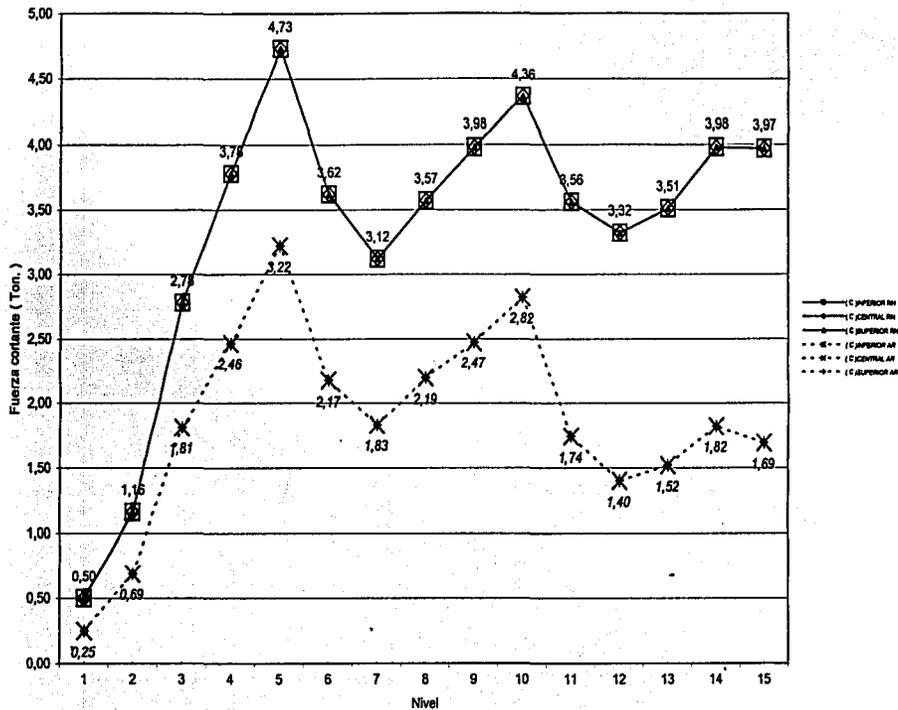


TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

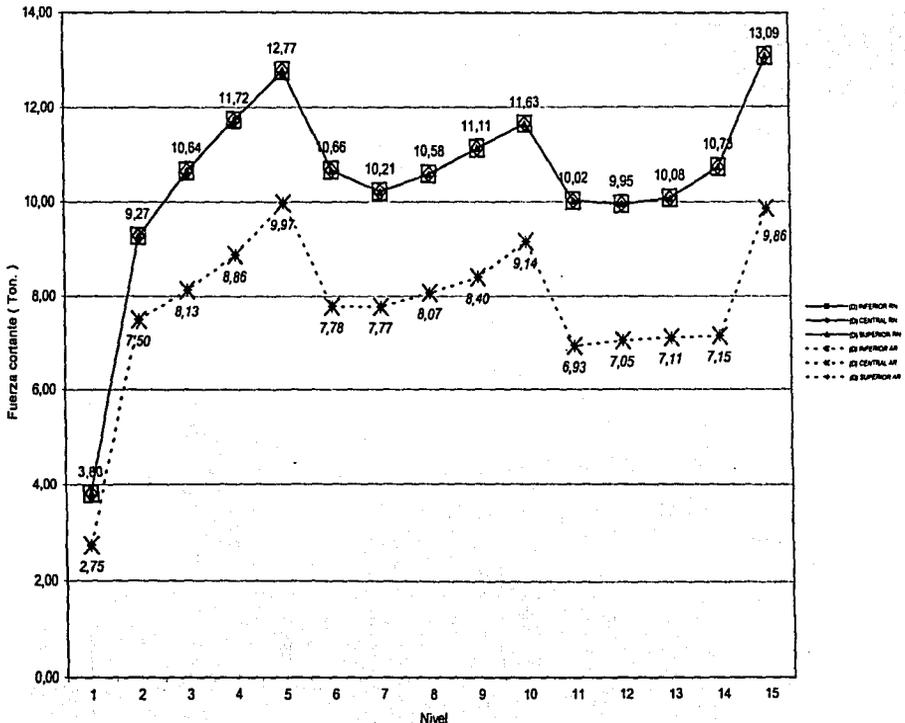
Gráfica IV.3.3.1.2 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



Gráfica IV.3.3.1.3 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



Gráfica IV.3.3.1.4 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



IV.3.4 Comparación de fuerzas cortantes actuantes en columnas de marco tipo de concreto sometido a carga horizontal.



Tabla IV.3.4.1 Resumen de fuerzas cortantes actuantes en columnas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal.

Nivel	EJE (A)			EJE (B)			EJE (C)			EJE (D)		
	CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)		
	INFERIOR	CENTRO	SUPERIOR									
1	80.78	80.78	80.78	115.04	115.04	115.04	114.98	114.98	114.98	80.68	80.68	80.68
2	55.46	55.46	55.46	138.53	138.53	138.53	138.40	138.40	138.40	55.31	55.31	55.31
3	62.31	62.31	62.31	127.93	127.93	127.93	127.81	127.81	127.81	62.16	62.16	62.16
4	60.80	60.80	60.80	123.74	123.74	123.74	123.69	123.69	123.69	60.72	60.72	60.72
5	53.30	53.30	53.30	123.61	123.61	123.61	123.54	123.54	123.54	53.49	53.49	53.49
6	58.53	58.53	58.53	109.92	109.92	109.92	109.52	109.52	109.52	57.56	57.56	57.56
7	54.97	54.97	54.97	102.72	102.72	102.72	102.65	102.65	102.65	55.05	55.05	55.05
8	48.73	48.73	48.73	97.25	97.25	97.25	97.21	97.21	97.21	48.69	48.69	48.69
9	43.54	43.54	43.54	89.03	89.03	89.03	88.99	88.99	88.99	43.47	43.47	43.47
10	35.96	35.96	35.96	81.40	81.40	81.40	81.37	81.37	81.37	36.10	36.10	36.10
11	34.73	34.73	34.73	66.63	66.63	66.63	66.39	66.39	66.39	34.15	34.15	34.15
12	27.91	27.91	27.91	55.64	55.64	55.64	55.59	55.59	55.59	27.98	27.98	27.98
13	20.85	20.85	20.85	43.79	43.79	43.79	43.75	43.75	43.75	20.79	20.79	20.79
14	13.77	13.77	13.77	30.40	30.40	30.40	30.33	30.33	30.33	13.58	13.58	13.58
15	3.33	3.33	3.33	18.44	18.44	18.44	18.52	18.52	18.52	3.52	3.52	3.52



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

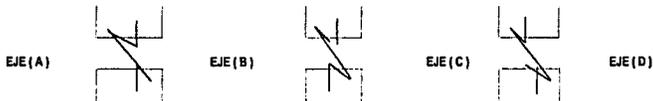


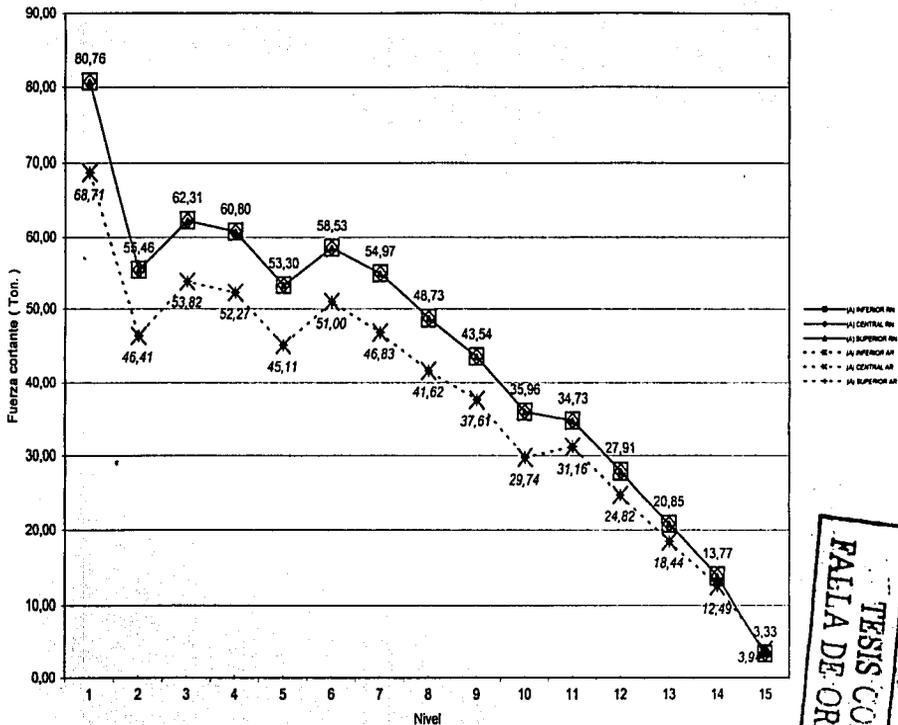
Tabla IV.3.4.2 Resumen de fuerzas cortantes actuantes en columnas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal.

Nivel	EJE (A)			EJE (B)			EJE (C)			EJE (D)		
	CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)			CORTANTE (Ton.)		
	INFERIOR	CENTRO	SUPERIOR									
1	68,71	68,71	68,71	95,84	95,84	95,84	95,81	95,81	95,81	68,68	68,68	68,68
2	46,41	46,41	46,41	118,67	118,67	118,67	118,59	118,59	118,59	46,32	46,32	46,32
3	53,82	53,82	53,82	106,20	106,20	106,20	106,14	106,14	106,14	53,74	53,74	53,74
4	52,27	52,27	52,27	103,16	103,16	103,16	103,13	103,13	103,13	52,20	52,20	52,20
5	45,11	45,11	45,11	104,11	104,11	104,11	104,08	104,08	104,08	45,27	45,27	45,27
6	51,00	51,00	51,00	91,24	91,24	91,24	90,97	90,97	90,97	50,36	50,36	50,36
7	48,83	48,83	48,83	86,49	86,49	86,49	86,47	86,47	86,47	48,94	48,94	48,94
8	41,82	41,82	41,82	81,96	81,96	81,96	81,93	81,93	81,93	41,58	41,58	41,58
9	37,61	37,61	37,61	74,75	74,75	74,75	74,73	74,73	74,73	37,55	37,55	37,55
10	29,74	29,74	29,74	69,85	69,85	69,85	69,85	69,85	69,85	29,94	29,94	29,94
11	31,18	31,18	31,18	55,14	55,14	55,14	54,89	54,89	54,89	30,54	30,54	30,54
12	24,82	24,82	24,82	46,30	46,30	46,30	46,31	46,31	46,31	24,97	24,97	24,97
13	18,44	18,44	18,44	36,79	36,79	36,79	36,77	36,77	36,77	18,41	18,41	18,41
14	12,49	12,49	12,49	25,45	25,45	25,45	25,41	25,41	25,41	12,42	12,42	12,42
15	3,94	3,94	3,94	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	3,96	3,96	3,96



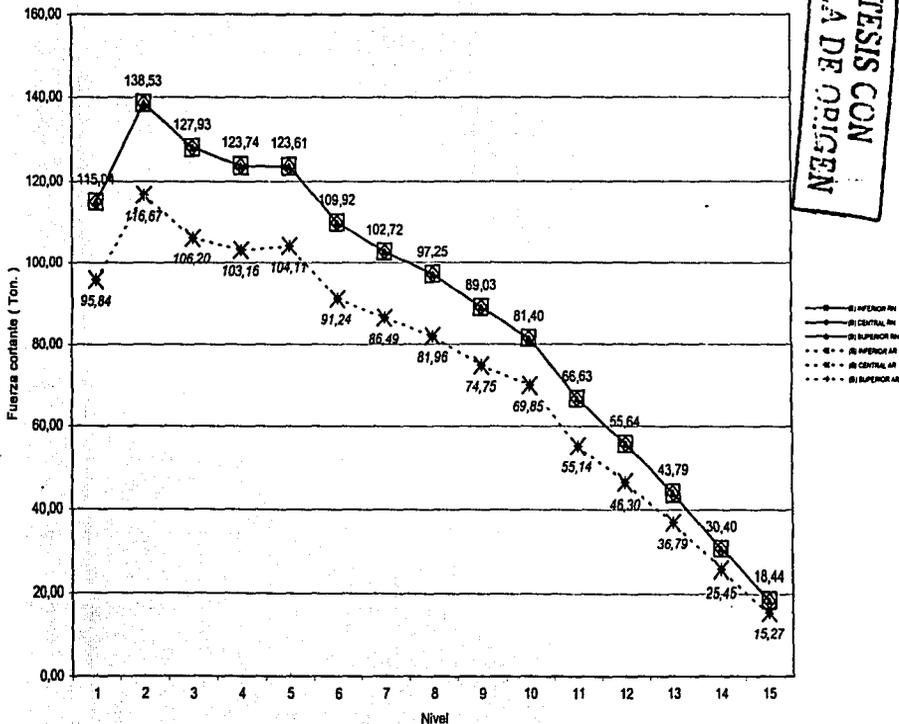


Gráfica IV.3.4.1.1 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Gráfica IV.3.4.1.2 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal

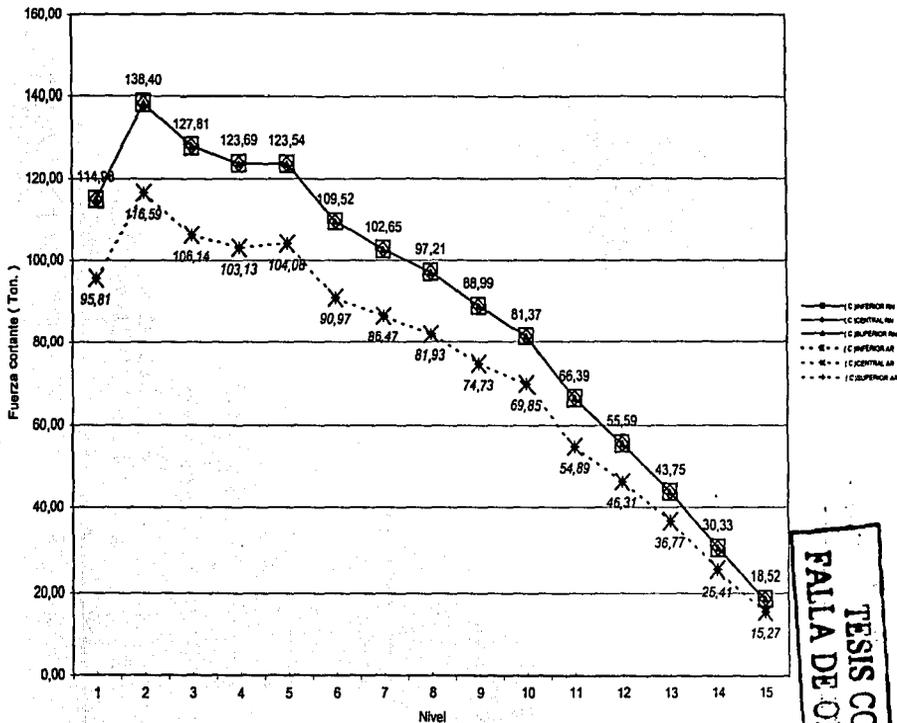


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos



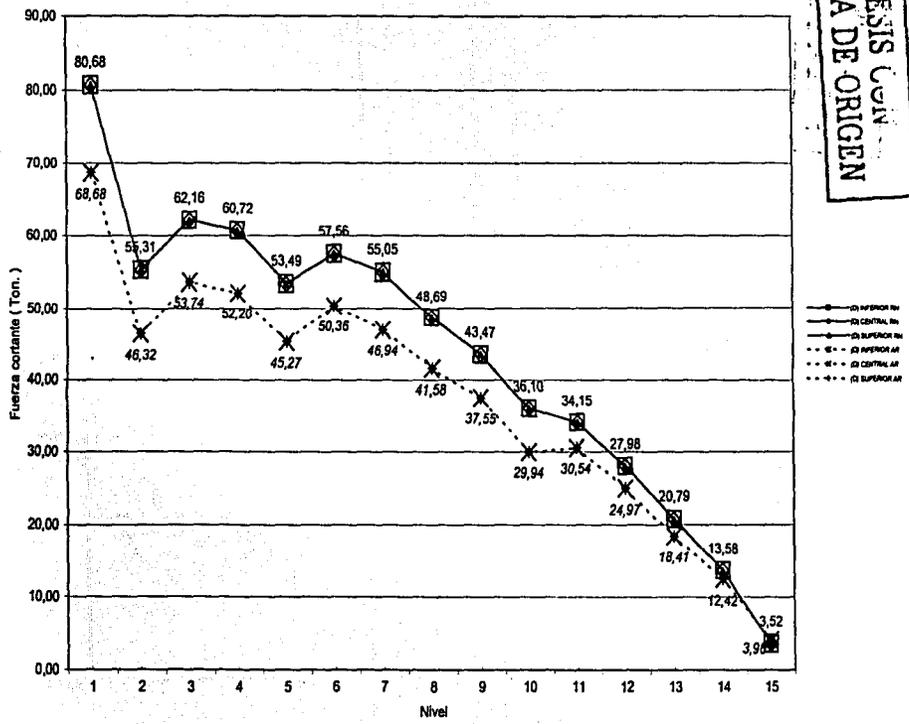
Gráfica IV.3.4.1.3 Fuerzas cortantes en las columnas del eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Gráfica IV.3.4.1.4 Fuerzas cortantes en columnas del eje (D) de los dos marcos tipo sometido a carga horizontal



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM,
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos





IV.4 Comparación de momentos de flexión

IV.4.1 Comparación de momentos de flexión en marco de concreto de resistencia normal y en marco de concreto de alta resistencia sometidos a carga vertical y carga horizontal.

El trabajo de flexión es una función fundamental en una viga sometida a carga vertical, que envuelve la necesidad de resistencia al momento interno en la mayoría de sus secciones transversales. Requiere la generación de esfuerzos que varían en magnitud y cambian de compresión a tensión a través de la sección de la viga. Para la mayoría de las cargas, la magnitud y posiblemente, el signo del momento interno de flexión variarán a lo largo de la longitud de la viga. De interés crítico es entonces la magnitud máxima del momento interno que produce el requerimiento de resistencia máxima a la flexión de la viga.

Es de vital importancia el cálculo de los momentos flexionantes resistentes en los dos marcos y ver que estos no sean rebasados por los momentos flexionantes actuantes, esto garantizara un margen adecuado de seguridad en nuestras estructuras.

Dado que en el caso del concreto de alta resistencia la rigidez del concreto es mayor por la composición del material, esta también debe de permitir la fluencia cuando llegue a niveles de esfuerzo que requieran flexibilidad del acero que acompañen al concreto. En el caso de los dos marcos, si la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, se puede formar un mecanismo de desplazamiento lateral (en el caso de carga sísmica) de columnas y, en el peor de los casos, se formarán las articulaciones plásticas sólo en las columnas de un entre piso puesto que las columnas de los otros pueden ser más resistentes. Dicho mecanismo tendrá demandas de ductilidad de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas del entrepiso crítico, y como en el caso de los dos marcos, cuando son de gran altura es probable que no haya suficiente ductilidad disponible para que este mecanismo sobreviva a un temblor severo.

De tal forma que una de las características básicas en los marcos planos de concreto reforzado es que tenga suficiente ductilidad en sus elementos, por este motivo se debe de tener el cuidado al diseñar cada uno de los miembros a flexión.

Tanto el marco de concreto de resistencia normal como el de alta resistencia mostraron un moderado incremento de momento flexionante en las vigas en los 15 niveles, notándose simetría en las vigas de los ejes AB y CD, en tanto que en las vigas del claro central BC la simetría se dio en los extremos de esta. Esta cualidad, que se ha venido mencionando en los 3 anteriores puntos de este capítulo, se debe en gran medida a la simetría que muestran los dos marcos, en el dimensionamiento de los miembros y en la distribución de la carga vertical. Además de que el valor de los momentos flexionantes fueron significativamente menores en las vigas con carga vertical en comparación del momento flexionante en vigas sometidas a carga lateral.



Como se menciona al principio de este apartado, la combinación de las cargas en los dos marcos debe de ser sumamente importante, pues de esta combinación de cargas se parte para un adecuado diseño. El diseño de cada uno de los elementos se vio en el capítulo II y III para cada uno de los miembros de las dos estructuras.

El incremento del momento flexionante en vigas fue en promedio del 30 % en el marco de concreto de resistencia normal con respecto al de alta resistencia con carga vertical (ver graficas IV.4.1.1.1, IV.4.1.1.2 y IV.4.1.1.3) y del 15 % de incremento en el marco de concreto de resistencia normal con respecto al de alta resistencia con carga sísmica (ver Tablas: IV.4.1.1 y IV.1.2, IV.4.2.1 y IV.4.2.2) y en las graficas IV.4.2.1.1, IV.4.2.1.2 y IV.4.2.1.3.

Se obtuvo también buena rigidez en las columnas de los dos marcos y las Tablas IV.4.3.1, IV.3.2, IV.4.4.1 y IV.4.4.2 muestran el comportamiento por nivel de los momentos flexionantes en las columnas sometidas a carga vertical y por separado con carga lateral. Al principio de este apartado comentábamos la necesidad de tener suficiente capacidad de resistencia al cortante y a la flexión en las columnas, de tal forma que si pudieron resistir la combinación de estas dos cargas y a la vez distribuir dichas solicitaciones a los demás miembros de la estructura.

El comparativo de momentos flexionantes en columnas se dio en el incremento promedio del 30 % en las columnas del marco de resistencia normal con respecto a las columnas del marco de alta resistencia sometidas a carga vertical. En tanto que para la carga sísmica se obtuvo en promedio el 34 % de incremento en la flexión en las columnas del marco de concreto de resistencia normal con respecto al de alta resistencia (ver graficas IV.3.1.1, IV.3.1.2, IV.4.3.1.3 y IV.4.3.1.4 para carga vertical y IV.4.4.1.1 al IV.4.4.1.4 para carga horizontal.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

IV.4 Comparación de momentos de flexión

IV.4.1 Momentos flexionantes en vigas de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.

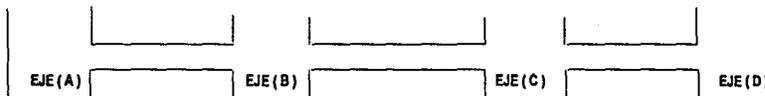


Tabla IV.4.1.1 Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical

Nivel	VIGA (A) - (B)			VIGA (B) - (C)			VIGA (C) - (D)		
	Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)		
	Eje (A)	Centro AB	Eje (B)	Eje (B)	Centro BC	Eje (C)	Eje (C)	Centro CD	Eje (D)
1	-25,55	12,66	-21,14	-23,90	12,10	-23,90	-21,14	12,66	-25,55
2	-29,60	12,49	-17,43	-23,68	12,32	-23,68	-17,43	12,49	-29,60
3	-33,16	12,46	-13,93	-23,62	12,38	-23,62	-13,93	12,46	-33,16
4	-35,93	12,48	-11,10	-23,48	12,52	-23,48	-11,10	12,48	-35,93
5	-36,99	12,38	-8,89	-22,71	12,61	-22,71	-8,89	12,38	-36,99
6	-30,30	11,03	-12,08	-21,29	10,93	-21,29	-12,08	11,03	-30,30
7	-31,39	11,04	-10,96	-21,19	11,03	-21,19	-10,96	11,04	-31,39
8	-32,52	11,05	-9,83	-21,15	11,07	-21,15	-9,83	11,05	-32,52
9	-33,45	11,06	-8,87	-21,11	11,11	-21,11	-8,87	11,06	-33,45
10	-33,24	10,92	-8,09	-20,55	11,04	-20,55	-8,09	10,92	-33,24
11	-29,89	10,45	-9,88	-19,91	10,42	-19,91	-9,88	10,45	-29,89
12	-30,31	10,45	-9,46	-19,86	10,47	-19,86	-9,46	10,45	-30,31
13	-30,86	10,43	-8,93	-19,88	10,45	-19,88	-8,93	10,43	-30,86
14	-30,86	10,43	-8,94	-19,78	10,55	-19,78	-8,94	10,43	-30,86
15	-24,74	10,45	-10,44	-17,71	10,33	-17,71	-10,44	10,45	-24,74

TESIS CON
 FALLA DE CRACKEN



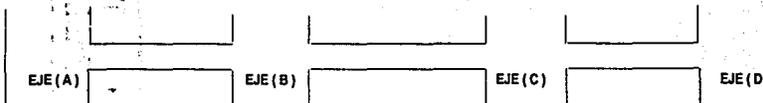


Tabla IV.4.1.2 Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical

Nivel	VIGA (A) - (B)			VIGA (B) - (C)			VIGA (C) - (D)		
	Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)		
	Eje (A)	Centro AB	Eje (B)	Eje (B)	Centro BC	Eje (C)	Eje (C)	Centro CD	Eje (D)
1	-19.89	10.53	-18.17	-19.64	9.92	-19.64	-18.17	10.53	-19.89
2	-22.98	10.33	-15.49	-19.46	10.10	-19.46	-15.49	10.33	-22.98
3	-25.39	10.33	-13.08	-19.40	10.16	-19.40	-13.08	10.33	-25.39
4	-27.40	10.33	-11.07	-19.29	10.27	-19.29	-11.07	10.33	-27.40
5	-27.70	10.33	-9.78	-18.67	10.40	-18.67	-9.78	10.33	-27.70
6	-23.10	9.42	-12.52	-17.99	9.23	-17.99	-12.52	9.42	-23.10
7	-23.87	9.41	-11.75	-17.91	9.32	-17.91	-11.75	9.41	-23.87
8	-24.71	9.41	-10.91	-17.89	9.34	-17.89	-10.91	9.41	-24.71
9	-25.43	9.41	-10.20	-17.85	9.37	-17.85	-10.20	9.41	-25.43
10	-24.84	9.40	-9.99	-17.42	9.40	-17.42	-9.99	9.40	-24.84
11	-21.11	8.95	-12.74	-17.12	8.76	-17.12	-12.74	8.95	-21.11
12	-21.33	8.94	-12.54	-17.07	8.61	-17.07	-12.54	8.94	-21.33
13	-21.61	8.95	-12.25	-17.09	8.79	-17.09	-12.25	8.95	-21.61
14	-21.94	8.86	-12.08	-17.04	8.84	-17.04	-12.08	8.86	-21.94
15	-18.12	9.18	-13.20	-16.15	8.69	-16.15	-13.20	9.18	-18.12



IV.4.2 Momentos flexionantes en vigas de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal

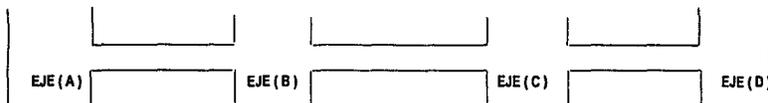


Tabla IV.4.2.1 Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco tipo de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal

Nivel	Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)		
	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	Eje (A)	Centro AB	Eje (B)	Eje (B)	Centro BC	Eje (C)	Eje (C)	Centro CD	Eje (D)
1	280,05	7,64	-264,77	258,83	0,03	-258,77	264,48	-7,56	-279,59
2	213,42	3,82	-205,79	214,82	0,03	-214,75	205,52	-3,74	-212,99
3	192,90	3,75	-185,40	200,64	0,03	-200,57	185,18	-3,67	-192,52
4	185,38	3,61	-178,17	198,72	0,04	-198,64	177,96	-3,53	-185,02
5	195,20	5,45	-184,30	205,30	0,07	-205,17	183,77	-5,27	-194,32
6	136,83	1,93	-132,96	146,52	0,05	-146,42	132,56	-1,82	-136,20
7	141,91	2,28	-137,35	151,80	0,03	-151,74	137,18	-2,22	-141,62
8	134,13	2,13	-129,86	145,77	0,02	-145,73	129,75	-2,08	-133,90
9	122,46	1,89	-118,67	135,85	0,03	-135,80	118,56	-1,84	-122,24
10	113,07	2,42	-108,23	124,83	0,04	-124,75	107,96	-2,32	-112,61
11	82,74	1,56	-79,62	92,39	0,04	-92,32	79,35	-1,48	-82,31
12	69,00	1,38	-66,23	79,42	0,02	-79,37	66,11	-1,34	-68,78
13	50,61	1,08	-48,46	62,19	0,02	-62,15	48,36	-1,03	-50,41
14	31,00	0,63	-29,74	44,27	0,01	-44,25	29,76	-0,61	-30,98
15	16,18	1,13	-13,91	27,36	0,00	-27,36	14,02	-1,14	-16,30



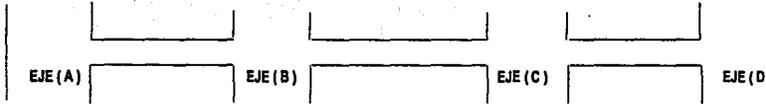
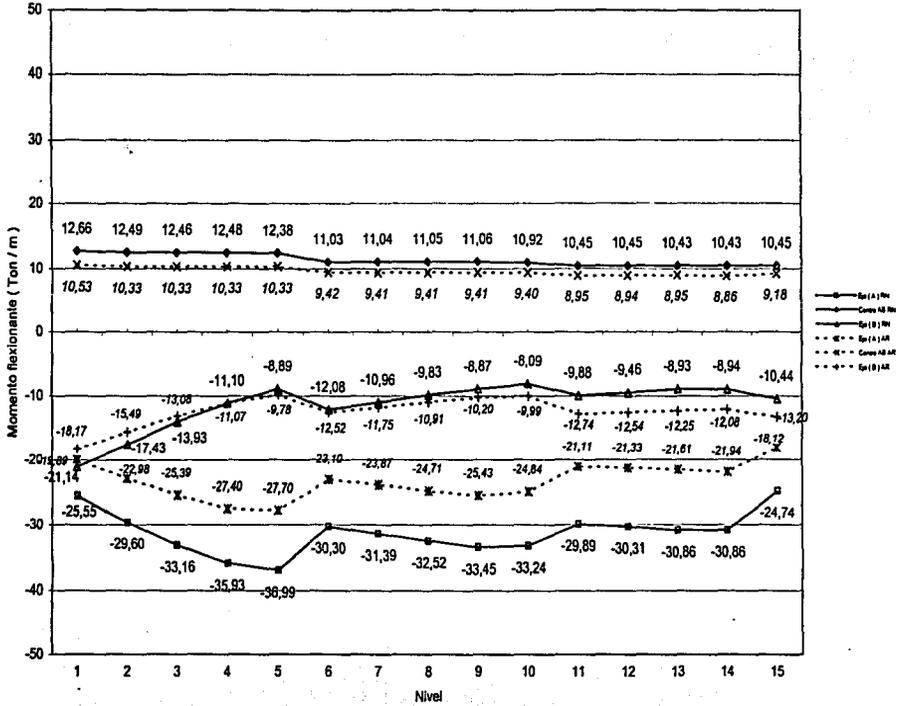


Tabla IV.4.2.2 Resumen de momentos flexionantes en vigas del marco tipo de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal

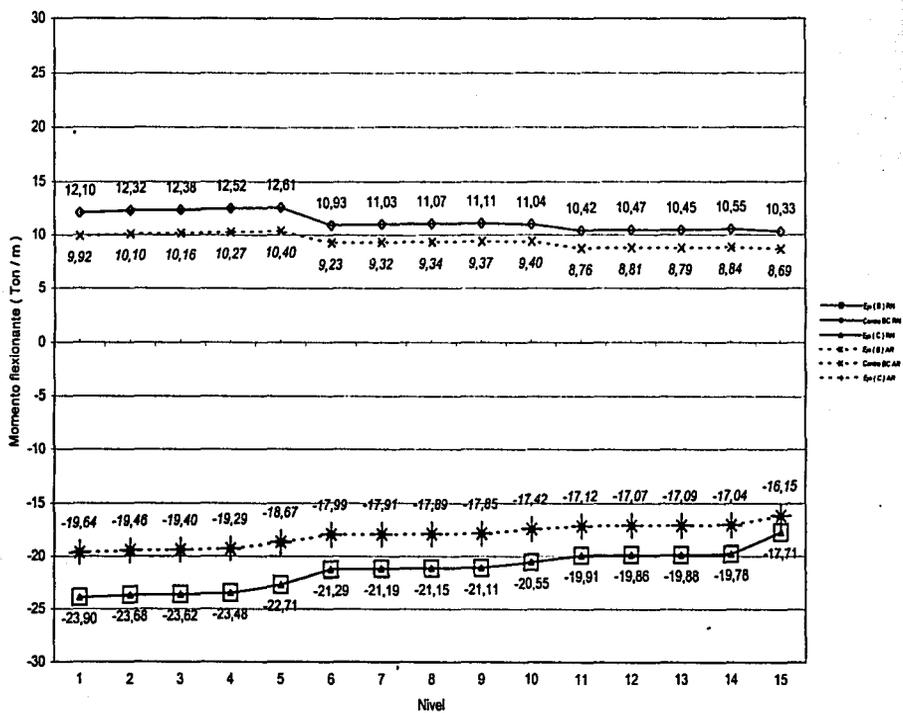
Nivel	Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)			Momento flexionante (Ton / m)		
	VIGA AB			VIGA BC			VIGA CD		
	Eje (A)	Centro AB	Eje (B)	Eje (B)	Centro BC	Eje (C)	Eje (C)	Centro CD	Eje (D)
1	240,74	7,84	-225,07	216,13	0,02	-216,10	224,91	-7,79	-240,49
2	179,70	3,73	-172,25	176,97	0,02	-176,93	172,09	-3,68	-179,45
3	163,63	3,95	-155,74	164,66	0,02	-164,62	155,61	-3,90	-163,41
4	157,50	3,61	-150,28	163,82	0,02	-163,78	150,17	-3,57	-157,31
5	167,65	5,74	-156,19	168,81	0,04	-168,73	155,84	-5,63	-167,09
6	118,22	2,17	-113,89	121,55	0,03	-121,49	113,62	-2,10	-117,81
7	123,26	2,45	-118,36	126,78	0,02	-126,75	118,27	-2,42	-123,11
8	116,43	2,30	-111,84	121,59	0,01	-121,57	111,76	-2,27	-116,30
9	106,90	1,97	-102,97	114,16	0,01	-114,14	102,91	-1,94	-106,79
10	103,18	2,94	-97,31	107,08	0,03	-107,02	97,04	-2,86	-102,75
11	67,25	1,28	-64,68	70,24	0,02	-70,19	64,46	-1,22	-66,50
12	59,47	1,20	-57,07	62,97	0,01	-62,95	57,01	-1,18	-59,38
13	44,77	0,94	-42,90	49,39	0,01	-49,38	42,84	-0,91	-44,67
14	28,19	0,54	-27,11	34,41	0,01	-34,39	27,08	-0,52	-28,12
15	15,06	0,85	-13,37	20,05	0,00	-20,04	13,37	-0,84	-15,05



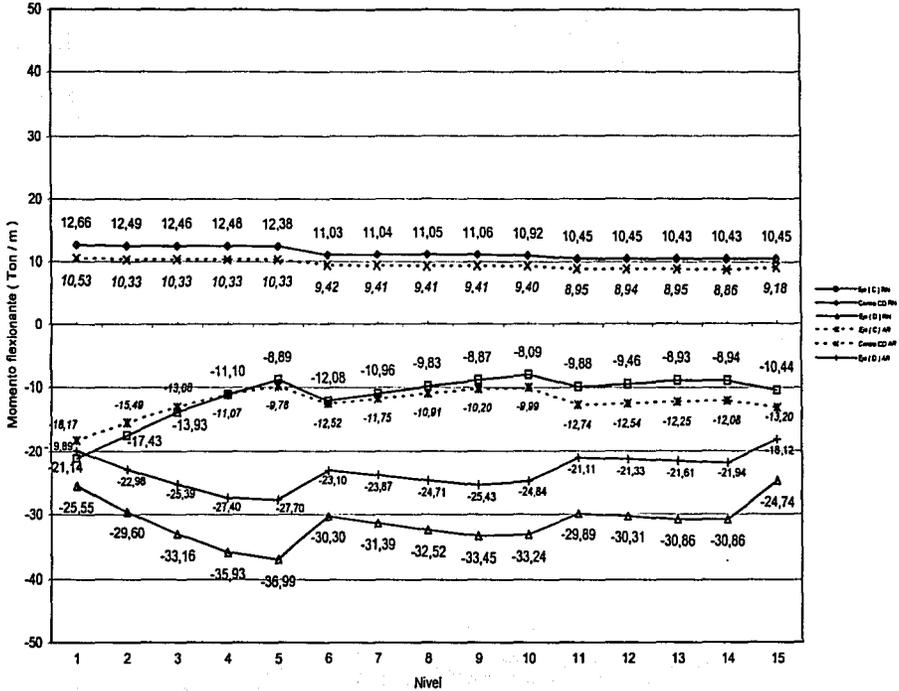
Gráfica IV.4.1.1.1 Momentos flexionantes en vigas que unen los ejes (A) y (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



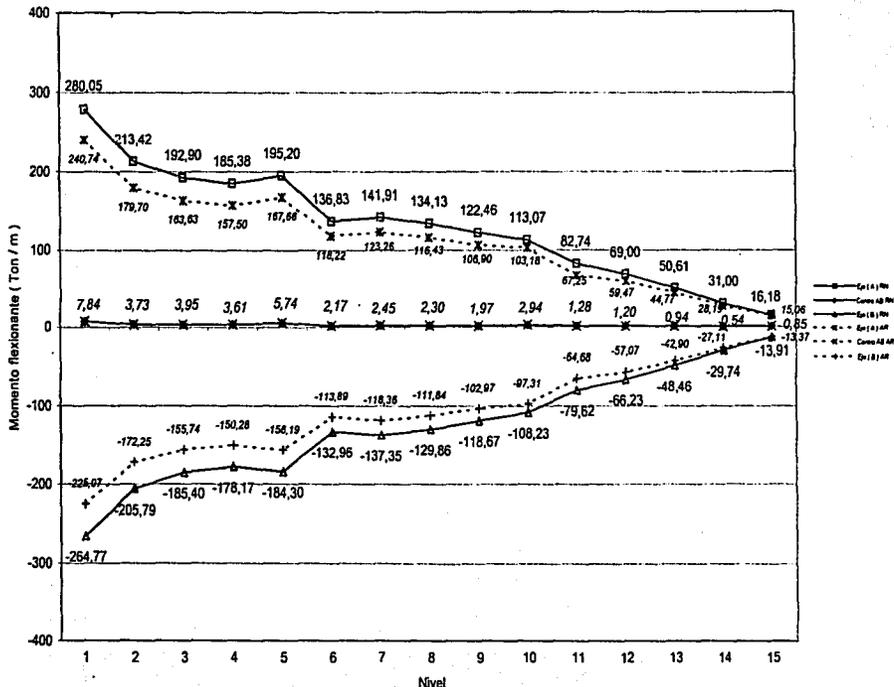
Gráfica IV.4.1.1.2 Momentos flexionantes en vigas que unen los ejes (B) y (C) de los dos marcos tipos sometidos a carga vertical



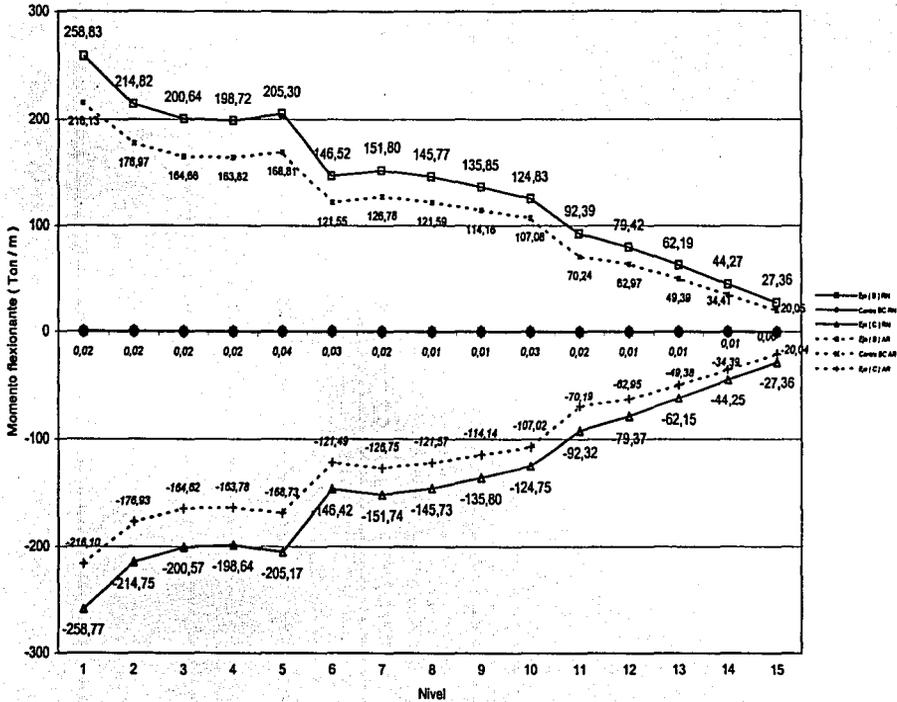
Gráfica IV.4.1.1.3 Momentos flexionantes en vigas que unen los ejes (C) y (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



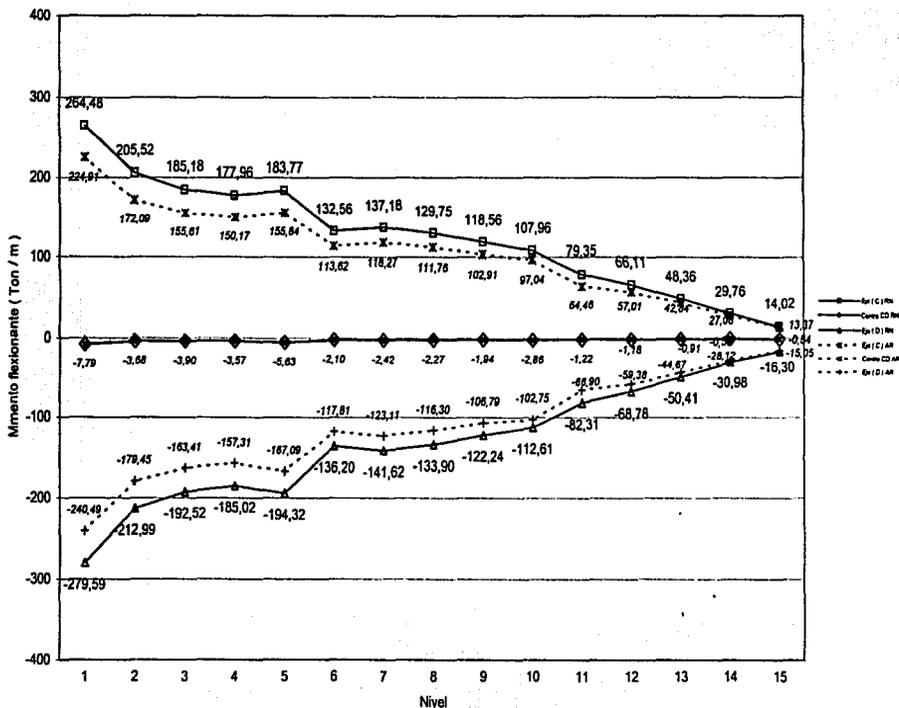
Gráfica IV.4.2.1.1 Momentos flexionantes en vigas que unen los ejes (A) y (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



Gráfica IV.4.2.1.2 Momentos flexionantes en vigas que unen los ejes (B) y (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



Gráfica IV.4.2.1.3 Momentos flexionantes en vigas que unen los ejes (C) y (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



IV.4.3 Comparación de momentos flexionantes en columnas de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical.

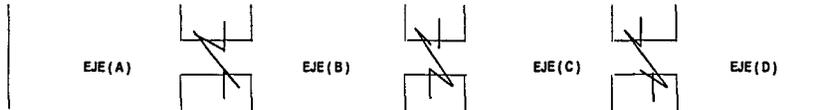


Tabla IV.4.3.1 Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga vertical.

Nivel	Momento Flexionante (Ton / m) EJE (A)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (B)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (C)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (D)		
	INFERIOR	CENTRAL	SUPERIOR									
	1	3,76	-5,69	-11,39	0,49	-0,75	-1,49	-0,49	0,75	1,49	-15,15	5,69
2	14,16	0,26	-13,64	1,27	-0,47	-2,21	-1,27	0,47	2,21	-14,16	-0,26	13,64
3	15,95	-0,01	-15,97	4,04	-0,13	-4,31	-4,04	0,13	4,31	-15,95	0,01	15,97
4	17,18	-0,40	-17,98	5,38	-0,29	-5,96	-5,38	0,29	5,96	-17,18	0,40	17,98
5	17,95	-1,21	-20,36	6,42	-0,68	-7,77	-6,42	0,68	7,77	-17,95	1,21	20,36
6	16,63	0,65	-15,34	6,05	0,61	-4,82	-6,05	-0,61	4,82	-16,63	-0,65	15,34
7	14,96	-0,35	-15,66	4,39	-0,29	-4,97	-4,39	0,29	4,97	-14,96	0,35	15,66
8	15,73	-0,14	-16,02	5,25	-0,11	-5,46	-5,25	0,11	5,46	-15,73	0,14	16,02
9	16,50	-0,17	-16,85	5,86	-0,12	-6,09	-5,86	0,12	6,09	-16,50	0,17	16,85
10	16,60	-0,83	-18,27	6,14	-0,40	-6,95	-6,14	0,40	6,95	-16,60	0,83	18,27
11	14,97	-0,07	-15,10	5,51	0,17	-5,18	-5,51	-0,17	5,18	-14,97	0,07	15,10
12	14,79	-0,14	-15,06	4,86	-0,12	-5,10	-4,86	0,12	5,10	-14,79	0,14	15,06
13	15,25	0,12	-15,00	5,30	0,04	-5,22	-5,30	-0,04	5,22	-15,25	-0,12	15,00
14	15,86	-0,24	-16,34	5,72	-0,24	-6,21	-5,72	0,24	6,21	-15,86	0,24	16,34
15	14,53	-5,11	-24,74	4,63	-1,32	-7,27	-4,63	1,32	7,27	-14,53	5,11	24,74





Tabla IV.4.3.2 Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga vertical.

Nivel	Momento Flexionante (Ton / m) EJE (A)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (B)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (C)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (D)		
	INFERIOR	CENTRAL	SUPERIOR									
1	2,73	-4,13	-8,26	0,98	-0,37	-0,74	-0,24	0,37	0,74	-10,98	4,13	8,26
2	11,63	0,38	-10,88	0,73	-0,31	-1,34	-0,73	0,31	1,34	-11,63	-0,38	10,88
3	12,11	-0,09	-12,29	2,62	-0,09	-2,81	-2,62	0,09	2,81	-12,11	0,09	12,29
4	13,10	-0,20	-13,49	3,51	-0,19	-3,68	-3,51	0,19	3,68	-13,10	0,20	13,49
5	13,92	-1,03	-15,98	4,35	-0,49	-5,32	-4,35	0,49	5,32	-13,92	1,03	15,98
6	11,72	0,05	-11,62	3,58	0,33	-2,92	-3,58	-0,33	2,92	-11,72	-0,05	11,62
7	11,48	-0,17	-11,83	2,56	-0,19	-2,93	-2,56	0,19	2,93	-11,48	0,17	11,83
8	12,04	-0,06	-12,16	3,23	-0,05	-3,33	-3,23	0,05	3,33	-12,04	0,06	12,16
9	12,55	-0,04	-12,64	3,64	-0,07	-3,78	-3,64	0,07	3,78	-12,55	0,04	12,64
10	12,79	-0,82	-14,62	3,88	-0,35	-4,59	-3,88	0,35	4,59	-12,79	0,82	14,62
11	10,21	-0,19	-10,59	2,84	0,22	-2,39	-2,84	-0,22	2,39	-10,21	0,19	10,59
12	10,52	-0,06	-10,64	1,99	-0,11	-2,21	-1,99	0,11	2,21	-10,52	0,06	10,64
13	10,69	0,02	-10,65	2,32	0,04	-2,23	-2,32	-0,04	2,23	-10,69	-0,02	10,65
14	10,96	0,24	-10,48	2,61	-0,12	-2,85	-2,61	0,12	2,85	-10,96	-0,24	10,48
15	11,46	-3,33	-18,12	2,11	-0,42	-2,95	-2,11	0,42	2,95	-11,46	3,33	18,12



IV.4.4 Comparación de momentos flexionantes en columnas de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal

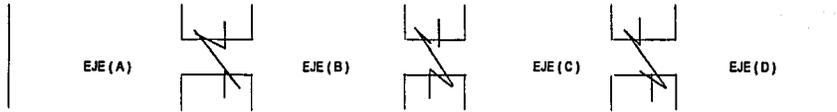


Tabla IV.4.4.1 Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco de concreto de resistencia normal sometido a carga horizontal

Nivel	Momento Flexionante (Ton / m) EJE (A)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (B)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (C)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (D)		
	(A) INFERIOR RN	(A) CENTRAL RN	(A) SUPERIOR RN	(B) INFERIOR RN	(B) CENTRAL RN	(B) SUPERIOR RN	(C) INFERIOR RN	(C) CENTRAL RN	(C) SUPERIOR RN	(D) INFERIOR RN	(D) CENTRAL RN	(D) SUPERIOR RN
1	-79.95	121.13	242.27	-113.89	172.56	345.11	-113.83	172.48	344.95	-79.88	121.02	242.05
2	-37.78	45.42	128.61	-178.50	29.29	237.09	-178.30	29.31	236.91	-37.54	45.43	128.40
3	-84.81	8.66	102.13	-183.52	8.37	200.26	-183.36	8.36	200.08	-84.59	8.65	101.89
4	-90.77	0.43	91.64	-185.78	-0.16	185.45	-185.67	-0.14	185.39	-90.63	0.44	91.52
5	-93.74	-13.79	66.15	-191.43	-6.02	179.40	-191.21	-5.90	179.41	-93.50	-13.26	66.98
6	-129.05	-41.26	46.53	-210.20	-45.33	119.54	-209.53	-45.24	119.05	-127.34	-40.99	45.35
7	-80.30	-7.85	74.61	-159.94	-5.86	148.22	-159.94	-5.97	148.01	-80.85	-8.26	74.32
8	-67.31	5.78	78.90	-140.93	4.94	150.82	-140.91	4.91	150.73	-67.31	5.73	78.77
9	-55.23	10.09	75.40	-124.82	8.73	142.28	-124.75	8.74	142.23	-55.13	10.08	75.28
10	-47.06	6.86	60.81	-112.24	9.86	131.96	-112.12	9.93	131.99	-46.96	7.19	61.35
11	-52.26	-0.15	51.95	-101.11	-1.17	98.77	-100.72	-1.14	98.45	-51.27	-0.04	51.18
12	-30.79	11.07	52.94	-73.24	10.22	93.67	-73.23	10.16	93.55	-31.12	10.84	52.80
13	-16.06	15.21	46.49	-51.97	13.72	79.41	-51.92	13.70	79.32	-15.98	15.20	46.39
14	-4.12	16.53	37.18	-31.24	14.37	59.97	-31.18	14.31	59.81	-4.02	16.34	36.71
15	6.18	11.18	16.18	-14.04	13.62	41.28	-14.20	13.59	41.37	5.73	11.01	16.30



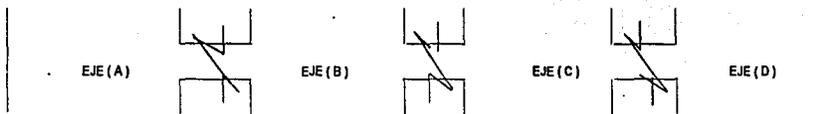
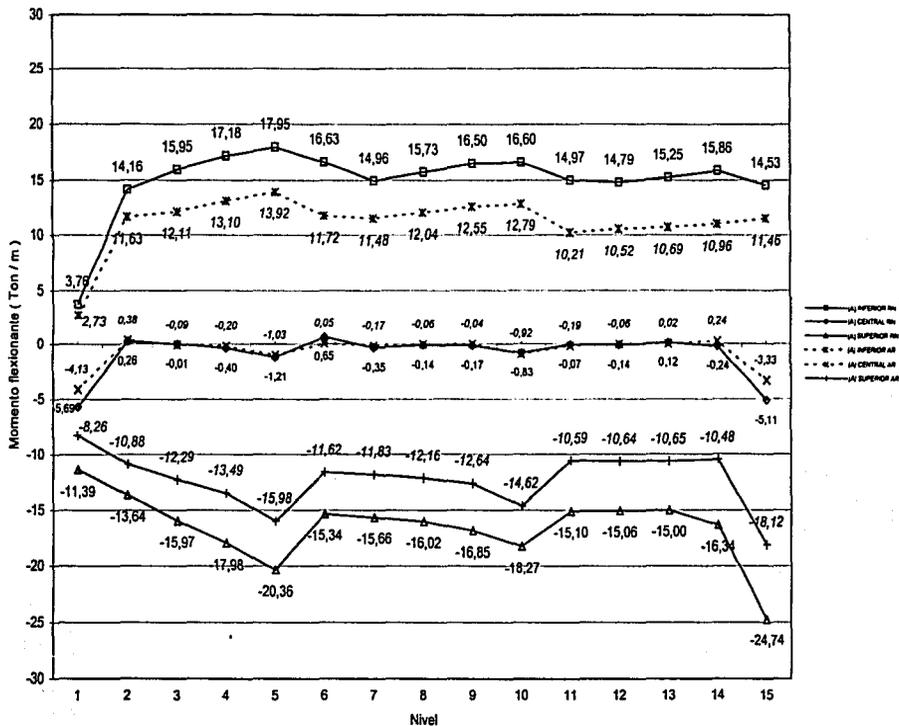


Tabla IV.4.4.2. Resumen de momentos flexionantes en columnas del marco de concreto de alta resistencia sometido a carga horizontal

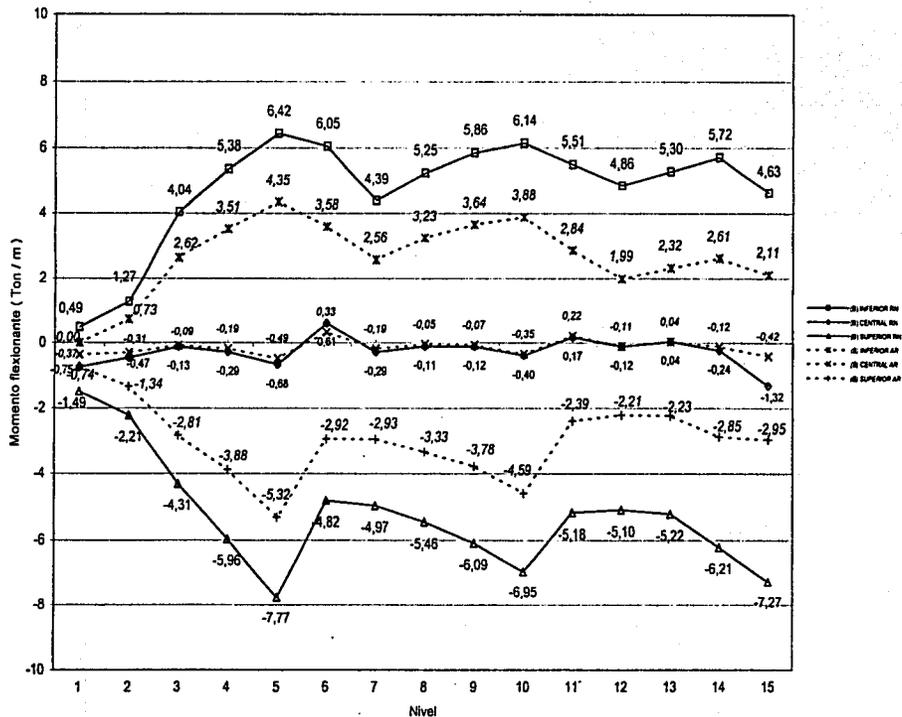
Nivel	Momento Flexionante (Ton / m) EJE (A)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (B)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (C)			Momento Flexionante (Ton / m) EJE (D)		
	(A) INFERIOR AR	(A) CENTRAL AR	(A) SUPERIOR AR	(B) INFERIOR AR	(B) CENTRAL AR	(B) SUPERIOR AR	(C) INFERIOR AR	(C) CENTRAL AR	(C) SUPERIOR AR	(D) INFERIOR AR	(D) CENTRAL AR	(D) SUPERIOR AR
1	-68.03	103.07	206.14	-94.88	143.76	287.52	-94.85	143.72	287.17	-67.98	103.01	206.03
2	-34.60	35.01	104.62	-153.69	21.31	195.31	-153.57	21.32	196.21	-34.46	35.02	104.50
3	-75.07	5.66	86.40	-152.91	6.40	165.70	-152.81	6.40	165.60	-74.94	5.66	86.27
4	-77.23	1.17	79.58	-154.70	0.05	154.79	-154.63	0.05	154.74	-77.15	1.15	79.46
5	-77.92	-10.25	57.42	-159.31	-3.15	153.00	-159.21	-3.09	153.03	-77.86	-9.94	57.97
6	-110.24	-33.74	42.77	-171.99	-35.14	101.72	-171.54	-35.09	101.37	-109.12	-33.58	41.95
7	-75.46	-5.21	65.04	-133.72	-3.98	125.76	-133.75	-4.04	125.67	-75.86	-5.45	64.95
8	-58.22	4.22	66.55	-119.38	3.55	126.49	-119.35	3.54	126.43	-58.16	4.21	66.58
9	-49.78	6.63	63.04	-106.94	5.19	117.33	-106.90	5.20	117.30	-49.71	6.61	62.93
10	-43.86	0.75	45.35	-99.81	4.96	109.72	-99.75	5.03	109.80	-43.86	1.06	45.98
11	-57.82	-11.08	35.66	-94.66	-11.96	70.75	-94.25	-11.92	70.41	-56.77	-10.96	34.85
12	-31.58	5.65	42.88	-64.17	5.29	74.75	-64.24	5.23	74.70	-32.05	5.41	42.86
13	-16.59	11.08	38.74	-45.29	9.90	65.09	-45.26	9.90	65.06	-16.52	11.09	38.71
14	-6.03	12.71	31.44	-27.21	10.96	49.13	-27.16	10.95	49.06	-5.96	12.67	31.29
15	3.26	9.16	15.06	-12.39	10.52	33.42	-12.41	10.50	33.41	3.17	9.11	15.05



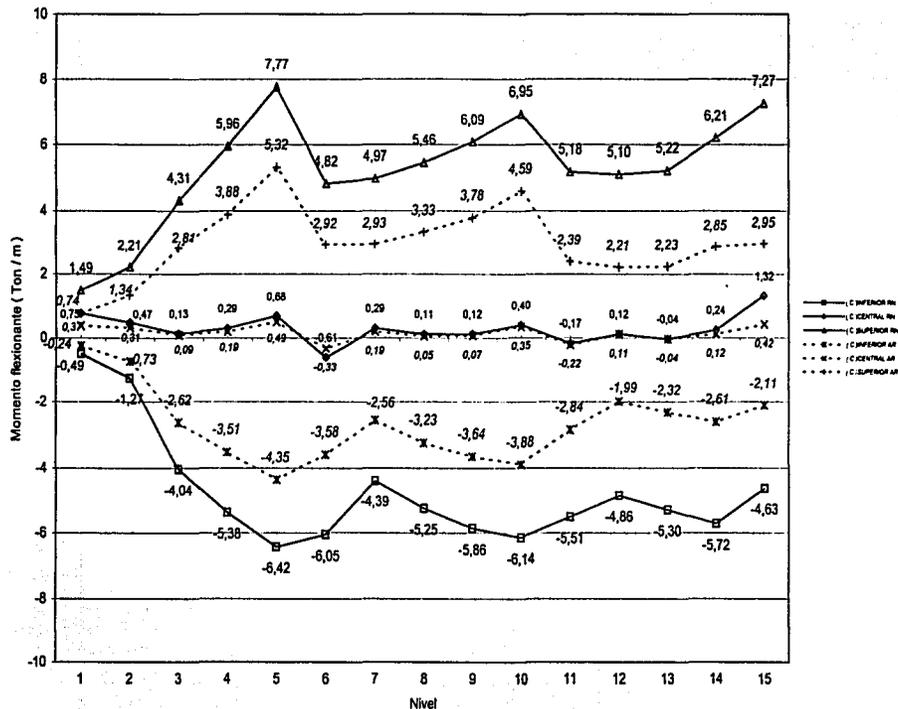
Grafica IV.4.3.1.1 Momentos flexionantes en columnas del eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



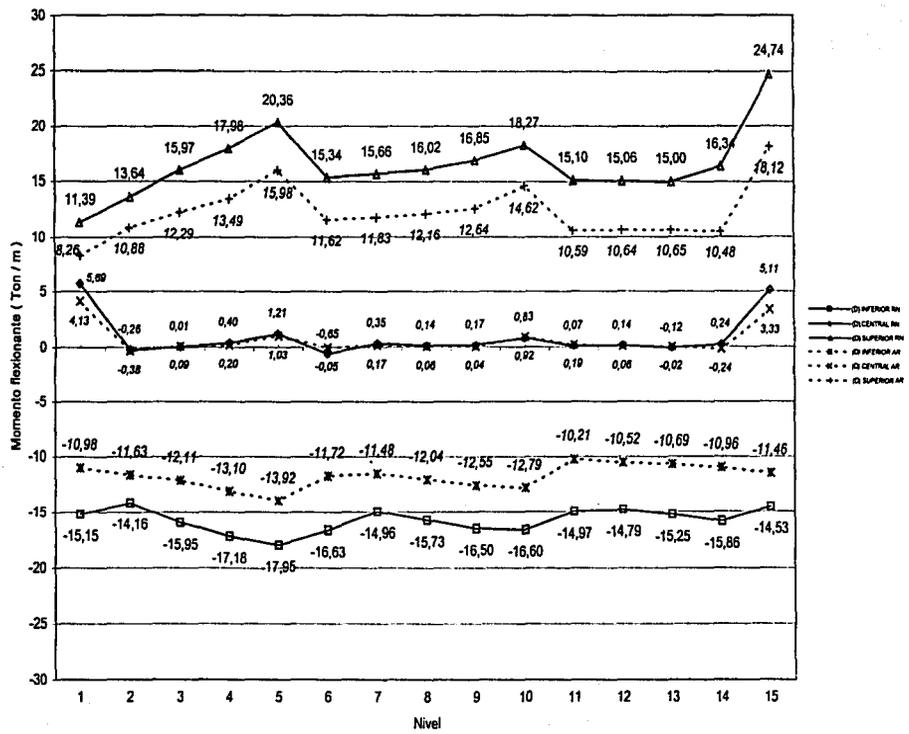
Gráfica IV.4.3.1.2 Momentos flexionantes en columnas del eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



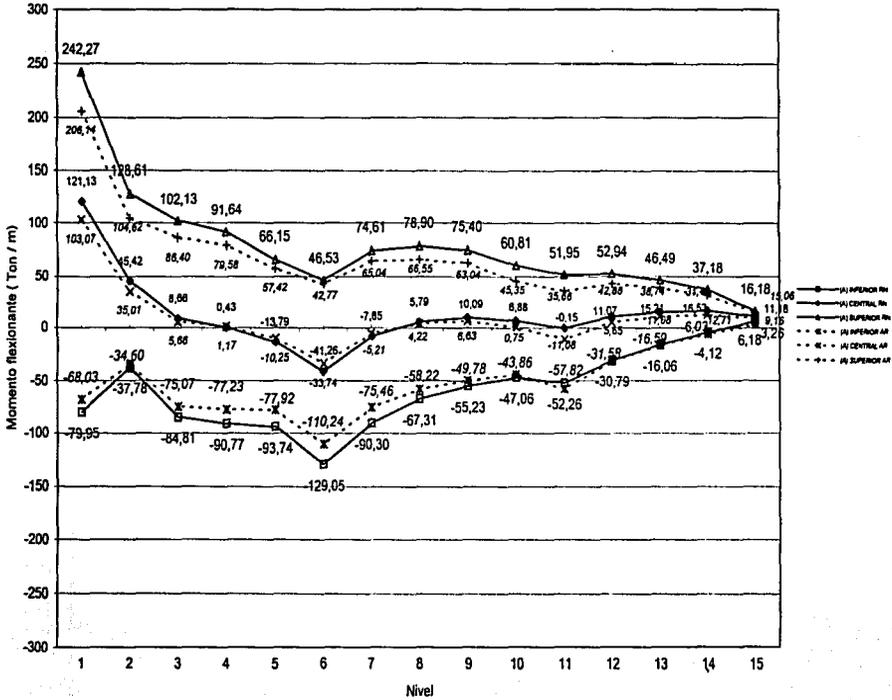
Gráfica IV.4.3.1.3 Momentos flexionantes en columnas del eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



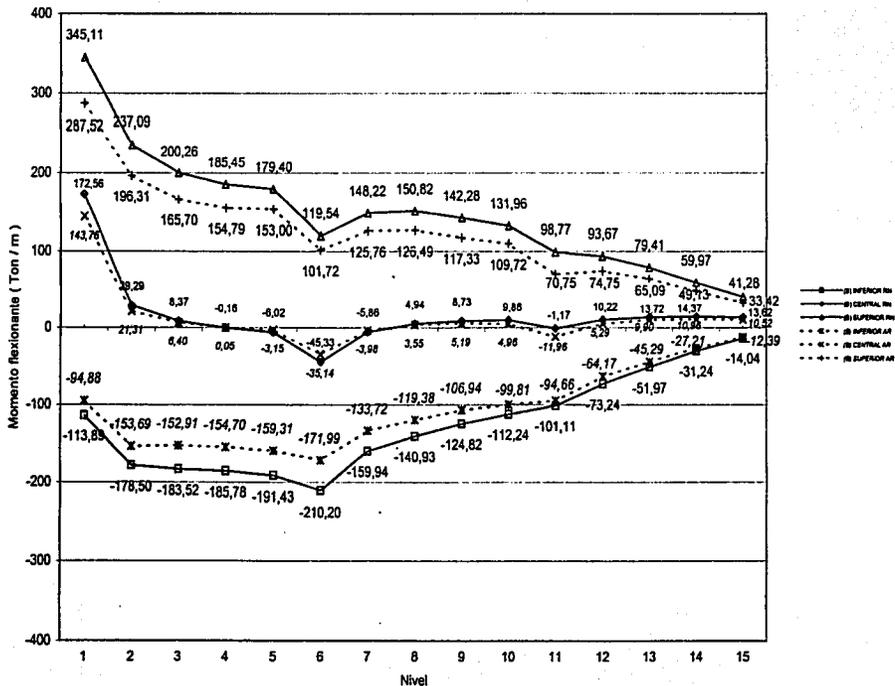
Gráfica IV.4.3.1.4 Momentos flexionantes en columnas del eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



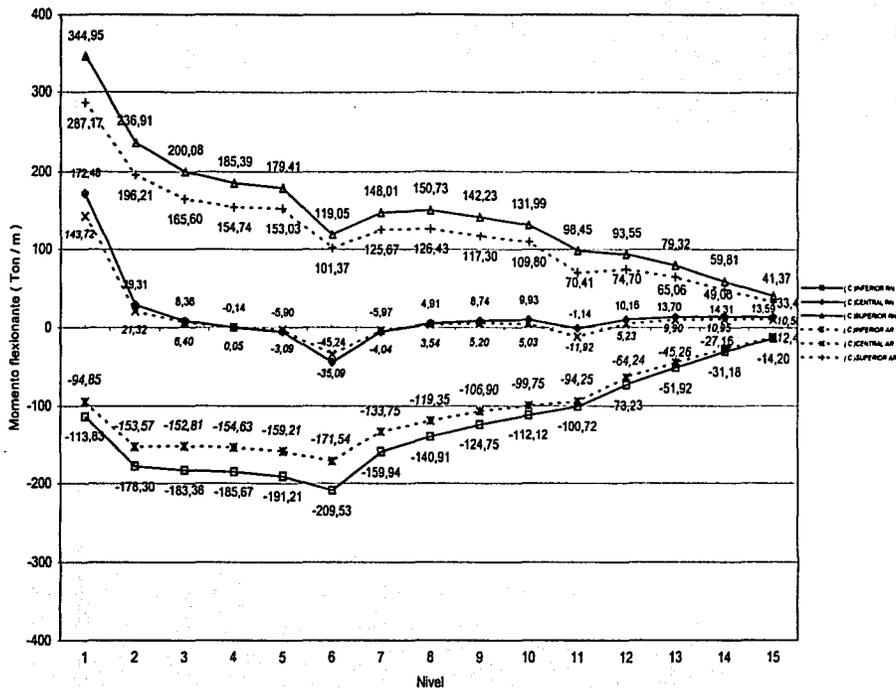
Gráfica IV.4.4.1.1 Momentos flexionantes en columnas del eje (A) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



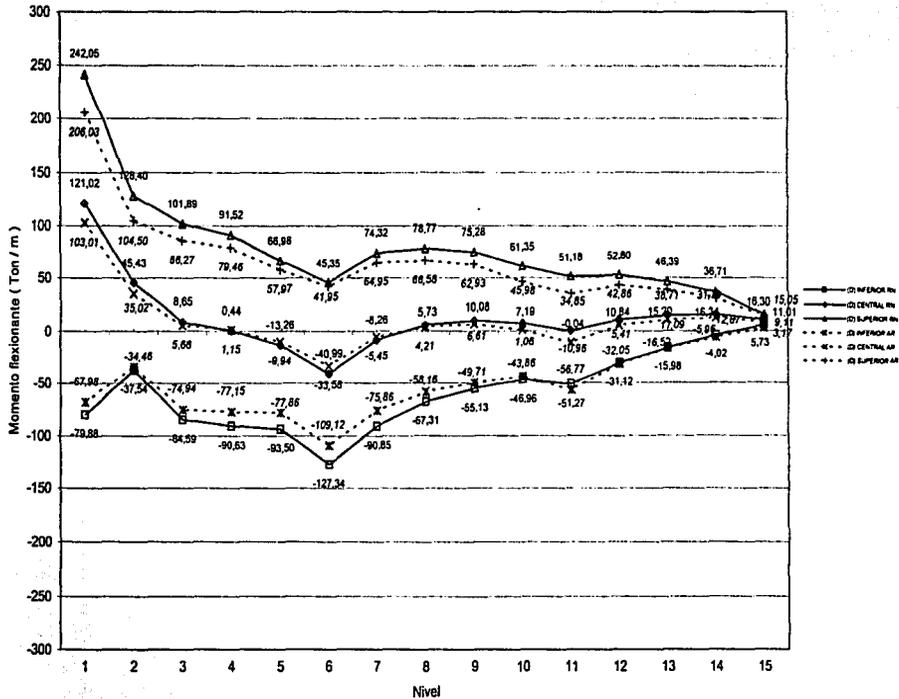
Gráfica IV.4.4.1.2 Momentos flexionantes en columnas del eje (B) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal



Gráfica IV.4.4.1.3 Momentos flexionantes en columnas del eje (C) de los dos marcos tipo sometidos a carga vertical



Gráfica IV.4.4.1.4 Momentos flexionantes en columnas del eje (D) de los dos marcos tipo sometidos a carga horizontal





IV.5 Comparación de costos

Existen dos factores fundamentales para que un proyecto sea rentable, el primero es que sea seguro y el segundo es que el costo sea moderado de tal forma que permita su construcción. A continuación se presentara un resumen de costos para la construcción del marco de concreto de resistencia normal y el marco de concreto de alta resistencia.

IV.5.1.1 Cálculo de costo de concreto

Tabla IV.5.1.1.1 Cálculo de costo de concreto de resistencia normal $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Nivel	Volumen de concreto (m ³)	Costo del concreto \$ / m ³	CRN \$ x Nivel
1	22,53	\$1.658,30	\$37.361,50
2	22,53	\$1.658,30	\$37.361,50
3	22,53	\$1.658,30	\$37.361,50
4	22,53	\$1.658,30	\$37.361,50
5	22,53	\$1.658,30	\$37.361,50
6	16,20	\$1.658,30	\$26.864,46
7	16,20	\$1.658,30	\$26.864,46
8	16,20	\$1.658,30	\$26.864,46
9	16,20	\$1.658,30	\$26.864,46
10	16,20	\$1.658,30	\$26.864,46
11	13,08	\$1.658,30	\$21.690,56
12	13,08	\$1.658,30	\$21.690,56
13	13,08	\$1.658,30	\$21.690,56
14	13,08	\$1.658,30	\$21.690,56
15	13,08	\$1.658,30	\$21.690,56
Total			\$429.582,62

Tabla IV.5.1.1.2 Cálculo de costo de concreto de alta resistencia $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$

Nivel	Volumen de concreto (m ³)	Costo del concreto \$ / m ³	CAR \$ x Nivel
1	12,83	\$3.220,00	\$41.312,60
2	12,83	\$3.220,00	\$41.312,60
3	12,83	\$3.220,00	\$41.312,60
4	12,83	\$3.220,00	\$41.312,60
5	12,83	\$3.220,00	\$41.312,60
6	8,58	\$3.220,00	\$27.627,60
7	8,58	\$3.220,00	\$27.627,60
8	8,58	\$3.220,00	\$27.627,60
9	8,58	\$3.220,00	\$27.627,60
10	8,58	\$3.220,00	\$27.627,60
11	6,11	\$3.220,00	\$19.674,20
12	6,11	\$3.220,00	\$19.674,20
13	6,11	\$3.220,00	\$19.674,20
14	6,11	\$3.220,00	\$19.674,20
15	6,11	\$3.220,00	\$19.674,20
Total			\$443.072,00



Tabla IV.5.1.1.3 Comparación de costos de concreto para los dos marcos

Tipo de concreto	Costo total
Concreto de resistencia normal ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$)	\$429,582,62
Concreto de alta resistencia ($f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$)	\$443,072,00
Diferencia	\$13,489,38

IV.5.1.2 Cálculo de costo de acero de refuerzo para los dos marcos

IV.5.1.2.1 Cálculo de costo de acero de refuerzo para las vigas de los dos marcos

Tabla IV.5.1.2.1.1 Cantidad de acero longitudinal en vigas de marco de concreto de resistencia normal.

Nivel	Lecho	Varilla del # 10 (m)	Varilla del # 8 (m)
15	Superior	11,00	39,00
	Inferior	0,00	36,00
14	Superior	16,00	42,00
	Inferior	0,00	38,00
13	Superior	21,00	49,00
	Inferior	25,00	18,00
12	Superior	29,00	44,00
	Inferior	18,00	23,00
11	Superior	37,00	44,00
	Inferior	18,00	36,00
10	Superior	45,00	47,00
	Inferior	18,00	42,00
9	Superior	47,00	52,00
	Inferior	13,00	36,00
8	Superior	51,00	51,00
	Inferior	16,00	39,00
7	Superior	58,00	47,00
	Inferior	21,00	42,00
6	Superior	58,00	44,00
	Inferior	21,00	36,00
5	Superior	73,00	56,00
	Inferior	7,00	40,00
4	Superior	71,00	48,00
	Inferior	10,00	54,00
3	Superior	76,00	40,00
	Inferior	8,00	54,00
2	Superior	86,00	40,00
	Inferior	15,00	60,00
1	Superior	104,00	40,00
	Inferior	26,00	54,00
	Total	999,00	1.289,00

* Los precios del concreto para los dos tipos incluyen bombeo e IVA



Tabla IV.5.1.2.1.2 Cantidad de varillas a usar en vigas de marco de concreto de resistencia normal.

Tipo de concreto	Varillas*	
	Del # 10	Del # 8
Concreto de resistencia normal	83	107

Tabla IV.5.1.2.1.3 Cantidad de acero longitudinal en vigas de marco de concreto de alta resistencia.

Nivel	Lecho	Varilla del # 10 (m)	Varilla del # 8 (m)
15	Superior	8,00	40,00
	Inferior	0,00	36,00
14	Superior	13,00	44,00
	Inferior	0,00	36,00
13	Superior	20,00	42,00
	Inferior	18,00	21,00
12	Superior	27,00	40,00
	Inferior	20,00	23,00
11	Superior	27,00	45,00
	Inferior	21,00	36,00
10	Superior	36,00	44,00
	Inferior	20,00	23,00
9	Superior	36,00	48,00
	Inferior	22,00	36,00
8	Superior	36,00	46,00
	Inferior	11,00	38,00
7	Superior	42,00	47,00
	Inferior	13,00	38,00
6	Superior	42,00	44,00
	Inferior	15,00	21,00
5	Superior	51,00	60,00
	Inferior	18,00	24,00
4	Superior	51,00	56,00
	Inferior	18,00	24,00
3	Superior	53,00	54,00
	Inferior	18,00	39,00
2	Superior	56,00	56,00
	Inferior	18,00	27,00
1	Superior	69,00	60,00
	Inferior	12,60	54,00
Total		791,60	1.202,00

El total de varillas se obtiene dividiendo los metros totales de cada una de ellas entre 12m, que es una medida standard de longitud por varilla, y se aplica para los dos marcos.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.2.1.4 Cantidad de varillas a usar en vigas de marco de concreto de alta resistencia.

Tipo de concreto	Varillas	
	Del # 10	Del # 8
Concreto de alta resistencia	66	100

Tabla IV.5.1.2.1.5 Comparación de acero longitudinal en vigas de los dos marcos.

Tipo de concreto	Varillas	
	Del # 10	Del # 8
Concreto de resistencia normal	83	107
Concreto de alta resistencia	66	100
Diferencia	17	7

Tabla IV.5.1.2.1.6 Comparación de costo de acero longitudinal en vigas de los dos marcos.

Tipo de concreto	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Concreto de resistencia normal	Ton.	11,32	\$4.990,00	\$56.486,80
Concreto de alta resistencia	Ton.	9,69	\$4.990,00	\$48.353,10
Diferencia				\$8.133,70

Tabla IV.5.1.2.1.7 Cantidad de acero transversal en vigas del marco de concreto de resistencia normal.

Nivel	Viga AB (m)	Viga BC (m)	Viga CD (m)	Total (m)
1	350	337	350	1037
2	271	287	271	829
3	231	244	231	706
4	231	244	231	706
5	231	244	231	706
6	181	194	184	559
7	181	194	184	559
8	181	194	176	551
9	159	170	162	491
10	149	167	149	465
11	149	162	149	460
12	125	142	129	396
13	86	109	89	284
14	69	86	69	224
15	59	66	59	184
			Total	8157

* sumando la cantidad de acero de las tablas IV.5.1.2.1.1 Y IV.5.1.2.1.3 para cada marco en metros y multiplicando para las varillas del # 10 por 0.00620 ton/m, y para las varillas del # 8 por 0.003973 ton/m, obtenemos el total en Ton.



Tabla IV.5.1.2.1.8 Cantidad de acero transversal en vigas del marco de concreto de alta resistencia.

Nivel	Viga AB (m)	Viga BC (m)	Viga CD (m)	Total (m)
1	255	247	255	757
2	185	177	190	552
3	161	174	166	501
4	161	174	166	501
5	169	177	169	515
6	126	137	141	404
7	143	162	151	456
8	130	141	134	405
9	126	139	132	397
10	111	122	116	349
11	83	97	94	274
12	74	88	85	247
13	58	72	67	197
14	50	58	58	166
15	50	58	58	166
			Total	5887

Tabla IV.5.1.2.1.9 Comparación de costo de acero transversal en vigas de los dos marcos.

Tipo de concreto	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Concreto de resistencia normal	Ton.	4,56	\$4.990,00	\$22.754,40
Concreto de alta resistencia	Ton.	3,29	\$4.990,00	\$16.417,10
			Diferencia	\$6.337,30

* sumando la cantidad de acero en metros de las tablas IV.5.1.2.1.7 Y IV.5.1.2.1.8 para cada marco y multiplicando para las varillas del # 3 por 0.000559 ton / m nos da el total de toneladas a utilizar.



IV.5.1.2.2 Cálculo de costo de acero de refuerzo para las columnas de los dos marcos

Tabla IV.5.1.2.2.1 Cantidad de acero longitudinal en columnas del marco de concreto de resistencia normal.

VARILLAS				
Nivel	Del # 12	Del # 10	Del # 8	Total (m)
1	132	72	0	204
2	78	42	0	120
3	72	42	0	114
4	66	36	0	102
5	66	36	0	102
6	54	42	0	96
7	54	36	0	90
8	48	42	0	90
9	48	42	0	90
10	48	36	0	84
11	0	54	48	102
12	0	48	48	96
13	0	48	48	96
14	0	48	48	96
15	0	48	48	96
Total (m)	666	672	240	1578

Total (Ton)	5,95	4,17	0,95	11,07
-------------	------	------	------	-------

Tabla IV.5.1.2.2.2 Costos de acero longitudinal en columnas del marco de concreto de resistencia normal.

Marco de concreto de resistencia normal	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Varilla del # 12	Ton.	5,95	\$4.990,00	\$29.690,50
Varilla del # 10	Ton.	4,17	\$4.990,00	\$20.808,30
Varilla del # 8	Ton.	0,95	\$4.990,00	\$4.740,50
Total				\$55.239,30

* sumando la cantidad de acero en metros de las tablas IV.5.1.2.1.10 y IV.5.1.2.1.12 para cada marco y multiplicando por 0.006207 ton / m para varillas del # 12, para las del # 10 por 0.006207 y para las del # 8 por 0.003973 t/m nos da el total de toneladas a u .



Tabla IV.5.1.2.2.3 Cantidad de acero longitudinal en columnas del marco de concreto de alta resistencia.

Nivel	VARILLAS			Total (m)
	Del # 12	Del # 10	Del # 8	
1	126	60	0	186
2	84	54	0	138
3	72	48	0	120
4	72	48	0	120
5	72	48	0	120
6	72	48	0	120
7	66	54	0	120
8	66	54	0	120
9	66	42	0	108
10	66	42	0	108
11	0	78	54	132
12	0	66	42	108
13	0	66	42	108
14	0	60	36	96
15	0	60	36	96
Total (m)	762	828	210	1800
Total (Ton)	6,81	5,14	0,83	12,78

Tabla IV.5.1.2.2.4 Costos de acero longitudinal en columnas del marco de concreto de alta resistencia.

Marco de concreto de resistencia normal	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Varilla del # 12	Ton.	6,81	\$4.990,00	\$33.981,90
Varilla del # 10	Ton.	5,14	\$4.990,00	\$25.648,60
Varilla del # 8	Ton.	0,83	\$4.990,00	\$4.141,70
Total				\$63.772,20

Tabla IV.5.1.2.2.5 Comparación de costo de acero longitudinal en columnas de los dos marcos.

Tipo de concreto	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Concreto de resistencia normal	Ton.	11,07	\$4.990,00	\$55.239,30
Concreto de alta resistencia	Ton.	12,78	\$4.990,00	\$63.772,20
Diferencia				-\$8.532,90



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.2.2.6 Cantidad de acero transversal en columnas del marco de concreto de resistencia normal.

Nivel	Acero transversal (varillas del # 3)				Total (m)
	Eje (A)	Eje (B)	Eje (C)	Eje (D)	
1	101	97	168	71	437
2	55	92	197	55	399
3	67	197	197	67	528
4	67	197	197	67	528
5	55	197	197	55	504
6	84	179	179	80	522
7	68	163	163	68	462
8	57	152	152	57	418
9	46	133	133	46	358
10	34	122	122	34	312
11	41	102	102	41	286
12	31	71	71	31	204
13	31	44	44	31	150
14	31	31	31	31	124
15	31	31	31	31	124
Total (m)	799	1808	1984	765	5356

Total (Ton)	0,44	1,01	1,11	0,43	2,99
--------------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

Tabla IV.5.1.2.2.7 Costo de acero transversal en columnas del marco de concreto de resistencia normal.

Marco de concreto de resistencia normal	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Varilla del # 3	Ton.	2,99	\$4.990,00	\$14.920,10



Tabla IV.5.1.2.2.8 Cantidad de acero transversal en columnas del marco de concreto de alta resistencia.

Nivel	Acero transversal (varillas del # 3)				Total (m)
	Eje (A)	Eje (B)	Eje (C)	Eje (D)	
1	83	138	138	90	449
2	42	150	150	42	384
3	58	150	150	58	416
4	58	150	150	58	416
5	42	150	150	42	384
6	76	132	132	73	413
7	64	132	132	64	392
8	50	132	132	50	364
9	45	112	112	45	314
10	31	104	104	31	270
11	43	89	89	43	264
12	31	72	72	31	206
13	26	48	48	26	148
14	24	24	24	24	96
15	24	24	24	24	96
Total (m)	697	1607	1607	701	4612

Total (Ton)	0,39	0,90	0,90	0,39	2,58
--------------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

Tabla IV.5.1.2.2.9 Costo de acero transversal en columnas del marco de concreto de alta resistencia.

Marco de concreto de alta resistencia	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Varilla del # 3	Ton.	2,58	\$4.990,00	\$12.874,20

Tabla IV.5.1.2.2.10 Comparación de costo de acero transversal en columnas de los dos marcos.

Tipo de concreto	Unidad	Cantidad*	Precio	Costo
Concreto de resistencia normal	Ton.	2,99	\$4.990,00	\$14.920,10
Concreto de alta resistencia	Ton.	2,58	\$4.990,00	\$12.874,20
Diferencia				\$2.045,90



Tabla IV.5.1.2.2.11 Resumen de costo de acero de refuerzo por nivel de los dos marcos tipo

Nivel	Costo total (RN)	Costo total (AR)
1	\$18,118.98	\$15,629.55
2	\$13,315.90	\$11,967.37
3	\$12,419.54	\$11,298.66
4	\$12,031.78	\$10,978.99
5	\$11,814.91	\$11,008.08
6	\$10,757.53	\$10,030.99
7	\$10,582.76	\$10,370.26
8	\$10,004.09	\$9,882.29
9	\$9,412.90	\$9,689.53
10	\$9,138.97	\$9,033.93
11	\$7,994.58	\$8,079.70
12	\$6,895.98	\$6,845.20
13	\$6,401.97	\$6,265.18
14	\$5,450.97	\$5,291.58
15	\$5,125.05	\$5,057.41

IV.5.1.3 Cálculo de costo de madera para cimbra en los dos marcos

Tabla IV.5.1.3.1 Costo de cimbra de madera a usar para vigas de los niveles 1 a 5 del marco de concreto de resistencia normal.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	174	\$34.00	\$5,916.00
Yugo de 4" x 4"	Pza.	13	\$50.00	\$650.00
Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8	\$34.00	\$272.00
Madrina de 4" x 4"	Pza.	6	\$50.00	\$300.00
Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16	\$50.00	\$800.00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	18	\$34.00	\$612.00
Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	14	\$34.00	\$476.00
Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15	\$50.00	\$750.00
Rasra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3	\$30.00	\$90.00
TOTAL				\$9,866.00

Tabla IV.5.1.3.2 Costo de cimbra de madera a usar para vigas de los niveles 5 al 10 del marco de concreto de resistencia normal.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	146	\$34.00	\$4,964.00
Yugo de 4" x 4"	Pza.	11	\$50.00	\$550.00
Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8	\$34.00	\$272.00
Madrina de 4" x 4"	Pza.	6	\$50.00	\$300.00
Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16	\$50.00	\$800.00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	16	\$34.00	\$544.00
Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	12	\$34.00	\$408.00
Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15	\$50.00	\$750.00
Rasra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3	\$30.00	\$90.00
TOTAL				\$8,678.00



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.3.3 Costo de cimbra de madera a usar para vigas de los niveles 10 al 15 del marco de concreto de resistencia normal.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	136	\$34,00	\$4.624,00
Yugo de 4" x 4"	Pza.	11	\$50,00	\$550,00
Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8	\$34,00	\$272,00
Madrina de 4" x 4"	Pza.	6	\$50,00	\$300,00
Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16	\$50,00	\$800,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	12	\$34,00	\$408,00
Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	11	\$34,00	\$374,00
Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15	\$50,00	\$750,00
Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3	\$30,00	\$90,00
TOTAL				\$8.168,00

Tabla IV.5.1.3.4 Costo de madera a usar en vigas del marco de concreto de resistencia normal.

NIVELES	COSTO
Nivel 1 al 5	\$49.330,00
Nivel 5 al 10	\$43.390,00
Nivel 10 al 15	\$40.840,00
TOTAL	\$133.560,00

Tabla IV.5.1.3.5 Costo de cimbra de madera a usar para vigas de los niveles 1 al 5 del marco de concreto de alta resistencia.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	139	\$34,00	\$4.726,00
Yugo de 4" x 4"	Pza.	11	\$50,00	\$550,00
Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8	\$34,00	\$272,00
Madrina de 4" x 4"	Pza.	6	\$50,00	\$300,00
Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16	\$50,00	\$800,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	15	\$34,00	\$510,00
Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	12	\$34,00	\$408,00
Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15	\$50,00	\$750,00
Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3	\$30,00	\$90,00
TOTAL				\$8.406,00

* sumando la cantidad de acero en metros de las tablas IV.5.1.2.2.6 y IV.5.1.2.2.8 para cada marco y multiplicando para varillas del # 3 por 0 000558 ton / m nos da el total de toneladas a usar.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.3.6 Costo de cimbra de madera a usar para vigas de los niveles 5 al 10 del marco de concreto de alta resistencia.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	114	\$34,00	\$3.876,00
Yugo de 4" x 4"	Pza.	10	\$50,00	\$500,00
Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8	\$34,00	\$272,00
Madrina de 4" x 4"	Pza.	5	\$50,00	\$250,00
Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16	\$50,00	\$800,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	14	\$34,00	\$476,00
Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	9	\$34,00	\$306,00
Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15	\$50,00	\$750,00
Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3	\$30,00	\$90,00
TOTAL				\$7.320,00

Tabla IV.5.1.3.7 Costo de cimbra de madera a usar para vigas de los niveles 10 al 15 del marco de concreto de alta resistencia.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	96	\$34,00	\$3.264,00
Yugo de 4" x 4"	Pza.	9	\$50,00	\$450,00
Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8	\$34,00	\$272,00
Madrina de 4" x 4"	Pza.	5	\$50,00	\$250,00
Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16	\$50,00	\$800,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	12	\$34,00	\$408,00
Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	9	\$34,00	\$306,00
Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15	\$50,00	\$750,00
Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3	\$30,00	\$90,00
TOTAL				\$6.590,00

Tabla IV.5.1.3.8 Costo de madera a usar en vigas del marco de concreto de alta resistencia

NIVELES	COSTO
Nivel 1 al 5	\$42.030,00
Nivel 5 al 10	\$36.600,00
Nivel 10 al 15	\$32.950,00
TOTAL	\$111.580,00

Tabla IV.5.1.3.9 Comparación de costos de madera para cimbra a usar en vigas de los dos marcos.

Cimbra para vigas de marco con:	COSTO
Concreto de resistencia normal	\$133.560,00
Concreto de alta resistencia	\$111.580,00
Diferencia	\$21.980,00



Tabla IV.5.1.3.10 Costo de cimbra de madera a usar para columnas de los niveles 1al 5 del marco de concreto de resistencia normal.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	76	\$34,00	\$2,584,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	54	\$34,00	\$1,836,00
TOTAL				\$4,420,00

Tabla IV.5.1.3.11 Costo de cimbra de madera a usar para columnas de los niveles 5 al 10 del marco de concreto de resistencia normal.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	68	\$34,00	\$2,312,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	50	\$34,00	\$1,700,00
TOTAL				\$4,012,00

Tabla IV.5.1.3.12 Costo de cimbra de madera a usar para columnas de los niveles 10 al 15 del marco de concreto de resistencia normal.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	61	\$34,00	\$2,074,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	41	\$34,00	\$1,394,00
TOTAL				\$3,468,00

Tabla IV.5.1.3.13 Costos de madera a usar en columnas del marco de concreto de resistencia normal.

NIVELES	COSTO
Nivel 1 al 5	\$22,100,00
Nivel 5 al 10	\$20,060,00
Nivel 10 al 15	\$17,340,00
TOTAL	\$59,500,00

Tabla IV.5.1.3.14 Costo de cimbra de madera a usar para columnas de los niveles 1al 5 del marco de concreto de alta resistencia.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	57	\$34,00	\$1,938,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	43	\$34,00	\$1,462,00
TOTAL				\$3,400,00

Tabla IV.5.1.3.15 Costo de cimbra de madera a usar para columnas de los niveles 5 al 10 del marco de concreto de alta resistencia.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	50	\$34,00	\$1,700,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	39	\$34,00	\$1,326,00
TOTAL				\$3,026,00



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.3.16 Costo de cimbra de madera a usar para columnas de los niveles 10 al 15 del marco de concreto de alta resistencia.

Madera	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	42	\$34,00	\$1.428,00
Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	34	\$34,00	\$1.156,00
TOTAL				\$2.584,00

Tabla IV.5.1.3.17 Costos de madera a usar en columnas del marco de concreto de alta resistencia.

NIVELES	COSTO
Nivel 1 al 5	\$17.000,00
Nivel 5 al 10	\$15.130,00
Nivel 10 al 15	\$12.920,00
TOTAL	\$45.050,00

Tabla IV.5.1.3.18 Comparación de costos de madera para cimbra a usar en columnas de los dos marcos.

Cimbra para columnas de marco con:	COSTO
Concreto de resistencia normal	\$59.500,00
Concreto de alta resistencia	\$45.050,00
Diferencia	\$14.450,00

Tabla IV.5.1.2.2.19 Resumen de costo de madera para cimbra a usar por niveles de los dos marcos tipo.

Nivel	Costo total (RN)	Costo total (AR)
1	\$14.286,00	\$11.806,00
2	\$14.286,00	\$11.806,00
3	\$14.286,00	\$11.806,00
4	\$14.286,00	\$11.806,00
5	\$14.286,00	\$11.806,00
6	\$12.690,00	\$10.346,00
7	\$12.690,00	\$10.346,00
8	\$12.690,00	\$10.346,00
9	\$12.690,00	\$10.346,00
10	\$12.690,00	\$10.346,00
11	\$11.636,00	\$9.174,00
12	\$11.636,00	\$9.174,00
13	\$11.636,00	\$9.174,00
14	\$11.636,00	\$9.174,00
15	\$11.636,00	\$9.174,00



IV.5.1.4 Resumen de costo de materiales utilizados para los dos marcos

Tabla IV.5.1.4.1 Resumen de costo de materiales utilizados para el marco de concreto de resistencia normal.

Materiales:	COSTO
Concreto de resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	\$429,582.62
Acero de refuerzo longitudinal	\$111,726.10
Acero de refuerzo transversal	\$37,674.50
Madera para cimbra	\$193,060.00
Diferencia	\$772,043.22

Tabla IV.5.1.4.2 Resumen de costo de materiales utilizados para el marco de concreto de alta resistencia.

Materiales	COSTO
Concreto de resistencia $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$	\$443,072.00
Acero de refuerzo longitudinal	\$112,125.30
Acero de refuerzo transversal	\$29,291.30
Madera para cimbra	\$156,630.00
Diferencia	\$741,118.60

Tabla IV.5.1.4.3 Comparación de costo de materiales a usar para los dos marcos

Marco de:	COSTO
Concreto de resistencia normal	\$772,043.22
Concreto de alta resistencia	\$741,118.60
Diferencia	\$30,924.61



FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

IV.5.1.5 Cálculo de costos directos para los dos marcos

IV.5.1.5.1 Cálculo de costo directo por colocación de acero de refuerzo en los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.1 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 1 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	1,18	\$4.990,00	\$5.888,20
	Varilla del # 10	Ton.	1,26	\$4.990,00	\$6.287,40
	Varilla del # 8	Ton.	0,37	\$4.990,00	\$1.846,30
	Varilla del # 3	Ton.	0,77	\$4.990,00	\$3.842,30
	Subtotal				\$17.864,20
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$18.605,80

Tabla IV.5.1.5.1.2 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 2 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,70	\$4.990,00	\$3.478,03
	Varilla del # 10	Ton.	0,89	\$4.990,00	\$4.429,12
	Varilla del # 8	Ton.	0,40	\$4.990,00	\$1.982,53
	Varilla del # 3	Ton.	0,69	\$4.990,00	\$3.422,14
	Subtotal				\$13.311,82
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$14.053,42



Tabla IV.5.1.5.1.3 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 3 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,64	\$4.990,00	\$3.208,57
	Varilla del # 10	Ton.	0,78	\$4.990,00	\$3.902,18
	Varilla del # 8	Ton.	0,37	\$4.990,00	\$1.861,27
	Varilla del # 3	Ton.	0,69	\$4.990,00	\$3.443,10
	Subtotal				\$12.415,12
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
COSTO DIRECTO					\$13.156,72

Tabla IV.5.1.5.1.4 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 4 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.939,11
	Varilla del # 10	Ton.	0,73	\$4.990,00	\$3.622,74
	Varilla del # 8	Ton.	0,41	\$4.990,00	\$2.020,95
	Varilla del # 3	Ton.	0,69	\$4.990,00	\$3.422,14
	Subtotal				\$12.004,94
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
COSTO DIRECTO					\$12.746,54



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.5 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 5 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.939,11
	Varilla del # 10	Ton.	0,72	\$4.990,00	\$3.592,80
	Varilla del # 8	Ton.	0,38	\$4.990,00	\$1.901,19
	Varilla del # 3	Ton.	0,68	\$4.990,00	\$3.373,24
	Subtotal				\$11.806,34
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$12.547,94

Tabla IV.5.1.5.1.6 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 6 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,48	\$4.990,00	\$2.405,18
	Varilla del # 10	Ton.	0,75	\$4.990,00	\$3.747,49
	Varilla del # 8	Ton.	0,32	\$4.990,00	\$1.581,83
	Varilla del # 3	Ton.	0,60	\$4.990,00	\$3.008,97
	Subtotal				\$10.743,47
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$11.485,07



Tabla IV.5.1.5.1.7 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 7 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,48	\$4.990,00	\$2.405,18
	Varilla del # 10	Ton.	0,71	\$4.990,00	\$3.557,87
	Varilla del # 8	Ton.	0,35	\$4.990,00	\$1.761,47
	Varilla del # 3	Ton.	0,57	\$4.990,00	\$2.849,29
	Subtotal				\$10.573,81
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$11.315,41

Tabla IV.5.1.5.1.8 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 8 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,43	\$4.990,00	\$2.140,71
	Varilla del # 10	Ton.	0,68	\$4.990,00	\$3.373,24
	Varilla del # 8	Ton.	0,36	\$4.990,00	\$1.781,43
	Varilla del # 3	Ton.	0,54	\$4.990,00	\$2.699,59
	Subtotal				\$9.994,97
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$10.736,57



Tabla IV.5.1.5.1.9 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 9 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,43	\$4.990,00	\$2.140,71
	Varilla del # 10	Ton.	0,63	\$4.990,00	\$3.158,67
	Varilla del # 8	Ton.	0,35	\$4.990,00	\$1.741,51
	Varilla del # 3	Ton.	0,47	\$4.990,00	\$2.365,26
	Subtotal				\$9.406,15
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$10.147,75

Tabla IV.5.1.5.1.10 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 10 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,43	\$4.990,00	\$2.140,71
	Varilla del # 10	Ton.	0,61	\$4.990,00	\$3.063,86
	Varilla del # 8	Ton.	0,35	\$4.990,00	\$1.761,47
	Varilla del # 3	Ton.	0,43	\$4.990,00	\$2.160,67
	Subtotal				\$9.126,71
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$9.868,31



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPÍTULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.11 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 11 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,68	\$4.990,00	\$3.373,24
	Varilla del # 8	Ton.	0,51	\$4.990,00	\$2.534,92
	Varilla del # 3	Ton.	0,42	\$4.990,00	\$2.075,84
	Subtotal				\$7.984,00
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$8.725,60

Tabla IV.5.1.5.1.12 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 12 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.939,11
	Varilla del # 8	Ton.	0,46	\$4.990,00	\$2.275,44
	Varilla del # 3	Ton.	0,34	\$4.990,00	\$1.671,65
	Subtotal				\$6.886,20
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$7.627,80



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.13 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 13 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,58	\$4.990,00	\$2.909,17
	Varilla del # 8	Ton.	0,46	\$4.990,00	\$2.275,44
	Varilla del # 3	Ton.	0,24	\$4.990,00	\$1.210,57
	Subtotal				\$6.395,18
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
COSTO DIRECTO					\$7.136,78

Tabla IV.5.1.5.1.14 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 14 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,40	\$4.990,00	\$1.982,03
	Varilla del # 8	Ton.	0,50	\$4.990,00	\$2.495,00
	Varilla del # 3	Ton.	0,19	\$4.990,00	\$965,07
	Subtotal				\$5.442,09
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
COSTO DIRECTO					\$6.183,69



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.15 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 15 del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,37	\$4.990,00	\$1.827,34
	Varilla del # 8	Ton.	0,49	\$4.990,00	\$2.438,11
	Varilla del # 3	Ton.	0,17	\$4.990,00	\$856,28
	Subtotal				\$5.121,74
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$5.863,34

Tabla IV.5.1.5.1.16 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del marco de concreto de resistencia normal.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$160.200,75



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.17 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 1 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	1.13	\$4,990.00	\$5,619.24
	Varilla del # 10	Ton.	0.88	\$4,990.00	\$4,381.22
	Varilla del # 8	Ton.	0.45	\$4,990.00	\$2,259.97
	Varilla del # 3	Ton.	0.67	\$4,990.00	\$3,360.77
	Subtotal				\$15,621.20
2	Mano de obra				
	Oficial herrero	Jor.	0.80	\$250.00	\$200.00
	Oficial herrero	Jor.	0.80	\$250.00	\$200.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Subtotal				\$720.00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0.03	\$720.00	\$21.60
	COSTO DIRECTO				\$16,362.80

Tabla IV.5.1.5.1.18 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 2 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0.75	\$4,990.00	\$3,745.99
	Varilla del # 10	Ton.	0.79	\$4,990.00	\$3,964.06
	Varilla del # 8	Ton.	0.33	\$4,990.00	\$1,645.20
	Varilla del # 3	Ton.	0.52	\$4,990.00	\$2,607.77
	Subtotal				\$11,963.03
2	Mano de obra				
	Oficial herrero	Jor.	0.80	\$250.00	\$200.00
	Oficial herrero	Jor.	0.80	\$250.00	\$200.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Ayudante herrero	Jor.	0.80	\$100.00	\$80.00
	Subtotal				\$720.00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0.03	\$720.00	\$21.60
	COSTO DIRECTO				\$12,704.63



FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

CAPÍTULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.19 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 3 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,64	\$4.990,00	\$3.211,07
	Varilla del # 10	Ton.	0,74	\$4.990,00	\$3.685,61
	Varilla del # 8	Ton.	0,37	\$4.990,00	\$1.843,31
	Varilla del # 3	Ton.	0,51	\$4.990,00	\$2.560,37
	Subtotal				\$11.300,35
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$12.041,95

Tabla IV.5.1.5.1.20 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 4 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,64	\$4.990,00	\$3.211,07
	Varilla del # 10	Ton.	0,73	\$4.990,00	\$3.623,74
	Varilla del # 8	Ton.	0,32	\$4.990,00	\$1.585,82
	Varilla del # 3	Ton.	0,51	\$4.990,00	\$2.560,87
	Subtotal				\$10.981,49
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$11.723,09



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.21 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 5 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,64	\$4.990,00	\$3.211,07
	Varilla del # 10	Ton.	0,73	\$4.990,00	\$3.623,74
	Varilla del # 8	Ton.	0,33	\$4.990,00	\$1.665,16
	Varilla del # 3	Ton.	0,50	\$4.990,00	\$2.507,48
	Subtotal				\$11.007,44
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$11.749,04

Tabla IV.5.1.5.1.22 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 6 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,64	\$4.990,00	\$3.211,07
	Varilla del # 10	Ton.	0,65	\$4.990,00	\$3.251,98
	Varilla del # 8	Ton.	0,26	\$4.990,00	\$1.288,42
	Varilla del # 3	Ton.	0,46	\$4.990,00	\$2.272,95
	Subtotal				\$10.024,41
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$10.766,01



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.23 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 7 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.943,60
	Varilla del # 10	Ton.	0,68	\$4.990,00	\$3.375,74
	Varilla del # 8	Ton.	0,34	\$4.990,00	\$1.685,12
	Varilla del # 3	Ton.	0,47	\$4.990,00	\$2.365,26
	Subtotal				\$10.369,72
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$11.111,32

Tabla IV.5.1.5.1.24 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 8 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.943,60
	Varilla del # 10	Ton.	0,83	\$4.990,00	\$3.128,23
	Varilla del # 8	Ton.	0,33	\$4.990,00	\$1.665,16
	Varilla del # 3	Ton.	0,43	\$4.990,00	\$2.144,70
	Subtotal				\$9.881,70
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$10.623,30



FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.25 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 9 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.943,60
	Varilla del # 10	Ton.	0,62	\$4.990,00	\$3.097,29
	Varilla del # 8	Ton.	0,33	\$4.990,00	\$1.665,16
	Varilla del # 3	Ton.	0,40	\$4.990,00	\$1.983,03
	Subtotal				\$9.689,08
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$10.430,68

Tabla IV.5.1.5.1.26 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 10 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,59	\$4.990,00	\$2.943,60
	Varilla del # 10	Ton.	0,61	\$4.990,00	\$3.034,92
	Varilla del # 8	Ton.	0,27	\$4.990,00	\$1.327,84
	Varilla del # 3	Ton.	0,35	\$4.990,00	\$1.723,55
	Subtotal				\$9.029,90
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$9.771,50



Tabla IV.5.1.5.1.27 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 11 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,78	\$4.990,00	\$3.902,18
	Varilla del # 8	Ton.	0,54	\$4.990,00	\$2.676,14
	Varilla del # 3	Ton.	0,30	\$4.990,00	\$1.500,49
	Subtotal				\$8.078,81
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$8.820,41

Tabla IV.5.1.5.1.28 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 12 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,70	\$4.990,00	\$3.499,99
	Varilla del # 8	Ton.	0,42	\$4.990,00	\$2.081,33
	Varilla del # 3	Ton.	0,25	\$4.990,00	\$1.263,47
	Subtotal				\$6.844,78
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$7.586,38



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPÍTULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.1.29 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 13 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,65	\$4.990,00	\$3.221,05
	Varilla del # 8	Ton.	0,42	\$4.990,00	\$2.081,33
	Varilla del # 3	Ton.	0,19	\$4.990,00	\$962,07
	Subtotal				\$6.264,45
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$7.006,05

Tabla IV.5.1.5.1.30 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 14 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,45	\$4.990,00	\$2.260,97
	Varilla del # 8	Ton.	0,46	\$4.990,00	\$2.299,39
	Varilla del # 3	Ton.	0,15	\$4.990,00	\$730,54
	Subtotal				\$5.290,90
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$6.032,50



Tabla IV.5.1.5.1.31 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del nivel 15 del marco de concreto de alta resistencia

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Varilla del # 12	Ton.	0,00	\$4.990,00	\$0,00
	Varilla del # 10	Ton.	0,42	\$4.990,00	\$2.105,78
	Varilla del # 8	Ton.	0,44	\$4.990,00	\$2.220,05
	Varilla del # 3	Ton.	0,15	\$4.990,00	\$730,54
	Subtotal				\$5.056,37
2	Mano de obra				
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial fierro	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante fierro	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$5.797,97

Tabla IV.5.1.5.1.32 Costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas del marco de concreto de alta resistencia.

Marco de:	Costo directo
Concreto de alta resistencia	\$152.527,63

Tabla IV.5.1.5.1.33 Resumen de costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo por nivel en los dos marcos tipo.

Nivel	Costo total (RN)	Costo total (AR)
1	\$18.605,80	\$16.362,80
2	\$14.053,42	\$12.704,63
3	\$13.156,72	\$12.041,95
4	\$12.746,54	\$11.723,09
5	\$12.547,94	\$11.749,04
6	\$11.485,07	\$10.766,01
7	\$11.315,41	\$11.111,32
8	\$10.736,57	\$10.623,30
9	\$10.147,75	\$10.430,68
10	\$9.868,31	\$9.771,50
11	\$8.725,60	\$8.820,41
12	\$7.627,80	\$7.586,38
13	\$7.136,78	\$7.006,05
14	\$6.183,69	\$6.032,50
15	\$5.863,34	\$5.797,97



Tabla IV.5.1.5.1.34 Comparación de costo directo por concepto de colocación de acero de refuerzo en vigas y columnas de los dos marcos.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$160.200,75
Concreto de alta resistencia	\$152.527,63
Diferencia	\$7.673,12

IV.5.1.5.2 Cálculo de costo directo por colocación de concreto en los dos marcos

IV.5.1.5.2.1 Cálculo de costo directo por colocación de concreto de resistencia normal

 $f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$ Tabla IV.5.1.5.2.1. Costo directo por concepto de colocación de concreto de resistencia normal $f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$ en vigas y columnas del nivel 1 (idem hasta el nivel 5)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	m ³	22,53	\$1.658,30	\$37.361,50
	Subtotal				\$37.361,50
2	Mano de obra				
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$640,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$640,00	\$19,20
	COSTO DIRECTO				\$38.020,70

Tabla IV.5.1.5.2.2 Costo directo por concepto de colocación de concreto de resistencia normal
f 'c= 250 kg / cm² en vigas y columnas del nivel 6 (idem hasta el nivel 10)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Concreto f 'c= 250 kg/cm ²	m ³	16,20	\$1.658,30	\$26.864,46
	Subtotal				\$26.864,46
2	Mano de obra				
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$640,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$640,00	\$19,20
	COSTO DIRECTO				\$27.523,66

Tabla IV.5.1.5.2.3 Costo directo por concepto de colocación de concreto de resistencia normal
f 'c= 250 kg / cm² en vigas y columnas del nivel 11 (idem hasta el nivel 15)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Concreto f 'c= 250 kg/cm ²	m ³	13,08	\$1.658,30	\$21.690,56
	Subtotal				\$21.690,56
2	Mano de obra				
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$640,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$640,00	\$19,20
	COSTO DIRECTO				\$22.349,76



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.2.4 Costo directo por concepto de colocación de concreto de resistencia normal
f 'c= 250 kg/cm² en vigas y columnas de los niveles 1 al 15.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$439,470,62

Tabla IV.5.1.5.2.5 Costo directo por concepto de colocación de concreto de alta resistencia
f 'c= 550 kg / cm² en vigas y columnas del nivel 1 (Idem hasta el nivel 5)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Concreto f 'c= 550 kg/cm ²	m ³	12,83	\$1.658,30	\$21.275,99
	Subtotal				\$21.275,99
2	Mano de obra				
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$640,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$640,00	\$19,20
	COSTO DIRECTO				\$21.935,19

Tabla IV.5.1.5.2.6 Costo directo por concepto de colocación de concreto de alta resistencia
f 'c= 550 kg / cm² en vigas y columnas del nivel 6 (Idem hasta el nivel 10)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Concreto f 'c= 550 kg/cm ²	m ³	8,58	\$1.658,30	\$14.228,21
	Subtotal				\$14.228,21
2	Mano de obra				
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$640,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$640,00	\$19,20
	COSTO DIRECTO				\$14.887,41

Tabla IV.5.1.5.2.7 Costo directo por concepto de colocación de concreto de alta resistencia $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$ en vigas y columnas del nivel 11 (ídem hasta el nivel 15)

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Concreto $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$	m^3	6,11	\$1.658,30	\$10.132,21
	Subtotal				\$10.132,21
2	Mano de obra				
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial albañil	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante albañil	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$640,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$640,00	\$19,20
	COSTO DIRECTO				\$10.791,41

Tabla IV.5.1.5.2.8 Costo directo por concepto de colocación de concreto de alta resistencia $f'c = 550 \text{ kg/cm}^2$ en vigas y columnas de los niveles 1 al 15.

Marco de:	Costo directo
Concreto de alta resistencia	\$238.070,08



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.2.9 Resumen de costo directo por concepto de colocación de concreto por nivel en los dos marcos tipo.

Nivel	Costo total (RN)	Costo total (AR)
1	\$38.020,70	\$21.935,19
2	\$38.020,70	\$21.935,19
3	\$38.020,70	\$21.935,19
4	\$38.020,70	\$21.935,19
5	\$38.020,70	\$21.935,19
6	\$27.523,66	\$14.887,41
7	\$27.523,66	\$14.887,41
8	\$27.523,66	\$14.887,41
9	\$27.523,66	\$14.887,41
10	\$27.523,66	\$14.887,41
11	\$22.349,76	\$10.791,41
12	\$22.349,76	\$10.791,41
13	\$22.349,76	\$10.791,41
14	\$22.349,76	\$10.791,41
15	\$22.349,76	\$10.791,41

Tabla IV.5.1.5.2.9 Comparación de costo directo por concepto de colocación de concreto en vigas y columnas de los dos marcos.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$439.470,62
Concreto de alta resistencia	\$238.070,08
Diferencia	\$201.400,54



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPÍTULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

IV.5.1.5.3 Cálculo de costo directo por colocación de cimbra en los dos marcos

IV.5.1.5.3.1 Cálculo de costo directo por colocación de cimbra en marco de concreto de resistencia normal.

Tabla IV.5.1.5.3.1.1 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas del nivel 1 (idem hasta el nivel 5) del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Madera				
	Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	250,00	\$34,00	\$8.500,00
	Yugo de 4" x 4"	Pza.	18,00	\$50,00	\$900,00
	Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8,00	\$34,00	\$272,00
	Madrina de 4" x 4"	Pza.	6,00	\$50,00	\$300,00
	Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16,00	\$50,00	\$800,00
	Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	72,00	\$34,00	\$2.448,00
	Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	14,00	\$34,00	\$476,00
	Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00
	Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3,00	\$30,00	\$90,00
	Otros				
	Clavos	kg.	5,50	\$8,00	\$44,00
	Aceite diesel	Lt.	33,00	\$3,00	\$99,00
	Subtotal				\$14.679,00
2	Mano de obra				
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$15.420,60



FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

CAPÍTULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.3.1.2 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas del nivel 6 (idem hasta el nivel 10) del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe	
1	Materiales					
	Madera					
	Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	214,00	\$34,00	\$7.276,00	
	Yugo de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00	
	Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8,00	\$34,00	\$272,00	
	Madrina de 4" x 4"	Pza.	6,00	\$50,00	\$300,00	
	Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16,00	\$50,00	\$800,00	
	Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	66,00	\$34,00	\$2.244,00	
	Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	12,00	\$34,00	\$408,00	
	Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00	
	Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3,00	\$30,00	\$90,00	
	Otros					
	Clavos	kg.	5,50	\$8,00	\$44,00	
	Aceite diesel	Lt.	33,00	\$3,00	\$99,00	
		Subtotal			\$13.033,00	
	2	Mano de obra				
		Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
Oficial carpintero		Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00	
Ayudante carpintero		Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00	
Ayudante carpintero		Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00	
Ayudante carpintero		Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00	
Ayudante carpintero		Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00	
	Subtotal			\$720,00		
3	Herramienta y equipo					
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60	
	COSTO DIRECTO				\$13.774,60	



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.3.1.3 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas del nivel 11 (idem hasta el nivel 15) del marco de concreto de resistencia normal

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Madera				
	Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	197,00	\$34,00	\$6.698,00
	Yugo de 4" x 4"	Pza.	13,00	\$50,00	\$650,00
	Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8,00	\$34,00	\$272,00
	Madrina de 4" x 4"	Pza.	6,00	\$50,00	\$300,00
	Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16,00	\$50,00	\$800,00
	Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	53,00	\$34,00	\$1.802,00
	Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	11,00	\$34,00	\$374,00
	Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00
	Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3,00	\$30,00	\$90,00
	Otros				
	Clavos	kg.	5,50	\$8,00	\$44,00
	Aceite diesel	Lt.	33,00	\$3,00	\$99,00
	Subtotal				\$11.879,00
2	Mano de obra				
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$12.620,60

Tabla IV.5.1.5.3.1.4 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en marco de concreto de resistencia normal.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$209.079,00



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

IV.5.1.5.3.2 Cálculo de costo directo por colocación de cimbra en marco de concreto de alta resistencia.

Tabla IV.5.1.5.3.2.1 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas del nivel 1 (idem hasta el nivel 5) del marco de concreto de alta resistencia.

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Madera				
	Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	196,00	\$34,00	\$6 664,00
	Yugo de 4" x 4"	Pza.	13,00	\$50,00	\$650,00
	Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8,00	\$34,00	\$272,00
	Madrina de 4" x 4"	Pza.	6,00	\$50,00	\$300,00
	Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16,00	\$50,00	\$800,00
	Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	58,00	\$34,00	\$1 972,00
	Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	12,00	\$34,00	\$408,00
	Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00
	Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3,00	\$30,00	\$90,00
	Otros				
	Clavos	kg.	5,50	\$8,00	\$44,00
	Aceite diesel	Lt.	33,00	\$3,00	\$99,00
	Subtotal				\$12.049,00
2	Mano de obra				
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$12.790,60



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.3.2.2 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas del nivel 6 (idem hasta el nivel 10) del marco de concreto de alta resistencia.

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Madera				
	Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	164,00	\$34,00	\$5.576,00
	Yugo de 4" x 4"	Pza.	11,00	\$50,00	\$550,00
	Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8,00	\$34,00	\$272,00
	Madrina de 4" x 4"	Pza.	5,00	\$50,00	\$250,00
	Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16,00	\$50,00	\$800,00
	Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	53,00	\$34,00	\$1.802,00
	Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	9,00	\$34,00	\$306,00
	Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00
	Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3,00	\$30,00	\$90,00
	Otros				
	Clavos	kg.	5,50	\$8,00	\$44,00
	Aceite diesel	Lt.	33,00	\$3,00	\$99,00
	Subtotal				\$10.539,00
2	Mano de obra				
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$11.280,60



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

CAPITULO IV Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

Tabla IV.5.1.5.3.2.3 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas del nivel 11 (idem hasta el nivel 15) del marco de concreto de alta resistencia.

No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio	Importe
1	Materiales				
	Madera				
	Duela de contacto de 1/2" x 4"	Pza.	138,00	\$34,00	\$4.692,00
	Yugo de 4" x 4"	Pza.	10,00	\$50,00	\$500,00
	Pata de gallo de 1 1/2" x 4"	Pza.	8,00	\$34,00	\$272,00
	Madrina de 4" x 4"	Pza.	5,00	\$50,00	\$250,00
	Pie derecho de 4" x 4"	Pza.	16,00	\$50,00	\$800,00
	Cachetes de 1 1/2" x 4"	Pza.	46,00	\$34,00	\$1.564,00
	Rigidizadores de 1 1/2" x 4"	Pza.	9,00	\$34,00	\$306,00
	Travesaño de 4" x 4"	Pza.	15,00	\$50,00	\$750,00
	Rastra de 1 1/2" x 4"	Pza.	3,00	\$30,00	\$90,00
	Otros				
	Clavos	kg.	5,50	\$8,00	\$44,00
	Aceite diesel	Lt.	33,00	\$3,00	\$99,00
	Subtotal				\$9.367,00
2	Mano de obra				
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Oficial carpintero	Jor.	0,80	\$250,00	\$200,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Ayudante carpintero	Jor.	0,80	\$100,00	\$80,00
	Subtotal				\$720,00
3	Herramienta y equipo				
	Herramienta menor	% MO	0,03	\$720,00	\$21,60
	COSTO DIRECTO				\$10.108,60

Tabla IV.5.1.5.3.2.4 Costo directo por concepto de colocación de cimbra en marco de concreto de alta resistencia.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$170.899,00



Tabla IV.5.1.5.3.2.5 Resumen de costo directo por concepto de colocación de cimbra de madera por nivel en los dos marcos tipo.

Nivel	Costo total (RN)	Costo total (AR)
1	\$15.420,60	\$12.790,60
2	\$15.420,60	\$12.790,60
3	\$15.420,60	\$12.790,60
4	\$15.420,60	\$12.790,60
5	\$15.420,60	\$12.790,60
6	\$13.774,60	\$11.280,60
7	\$13.774,60	\$11.280,60
8	\$13.774,60	\$11.280,60
9	\$13.774,60	\$11.280,60
10	\$13.774,60	\$11.280,60
11	\$12.620,60	\$10.108,60
12	\$12.620,60	\$10.108,60
13	\$12.620,60	\$10.108,60
14	\$12.620,60	\$10.108,60
15	\$12.620,60	\$10.108,60

Tabla IV.5.1.5.3.2.6 Comparación de costo directo por concepto de colocación de cimbra en vigas y columnas de los dos marcos.

Marco de:	Costo directo
Concreto de resistencia normal	\$209.079,00
Concreto de alta resistencia	\$170.899,00
Diferencia	\$38.180,00

Tabla IV.5.1.5.3.2.7 Resumen de costos directos para el marco de concreto de resistencia normal.

Costo directo por:	COSTO
Colocación de acero de refuerzo	\$160.200,75
Colocación de concreto ($f'c=250$ kg/cm ²)	\$439.470,62
Colocación de cimbra de madera	\$209.079,00
Total	\$808.750,36



Tabla IV.5.1.5.3.2.8 Resumen de costos directos para el marco de concreto de alta resistencia

Costo directo por:	COSTO
Colocación de acero de refuerzo	\$152,527.63
Colocación de concreto ($f'c=250$ kg/cm ²)	\$238,070.08
Colocación de cimbra de madera	\$170,899.00
Total	\$561,496.71

Tabla IV.5.1.5.3.2.9 Comparación de costos directos para los dos marcos.

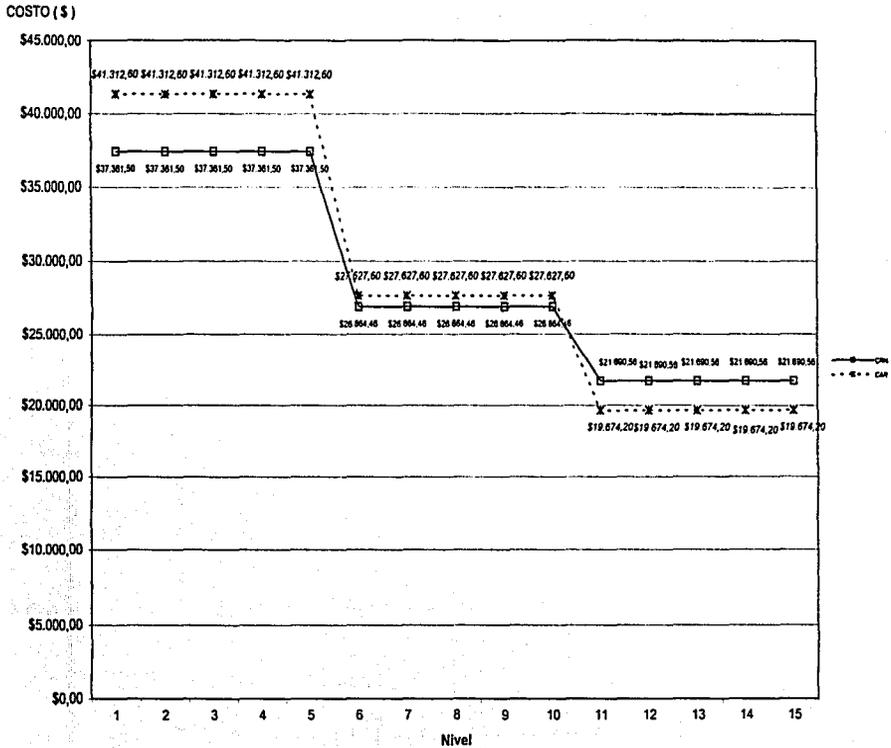
Marco de:	COSTO
Concreto de resistencia normal	\$808,750.36
Concreto de alta resistencia	\$561,496.71
Diferencia	\$247,253.66

Tabla IV.5.1.5.3.2.10 Comparación de gasto de materiales y costos directos para los dos marcos.

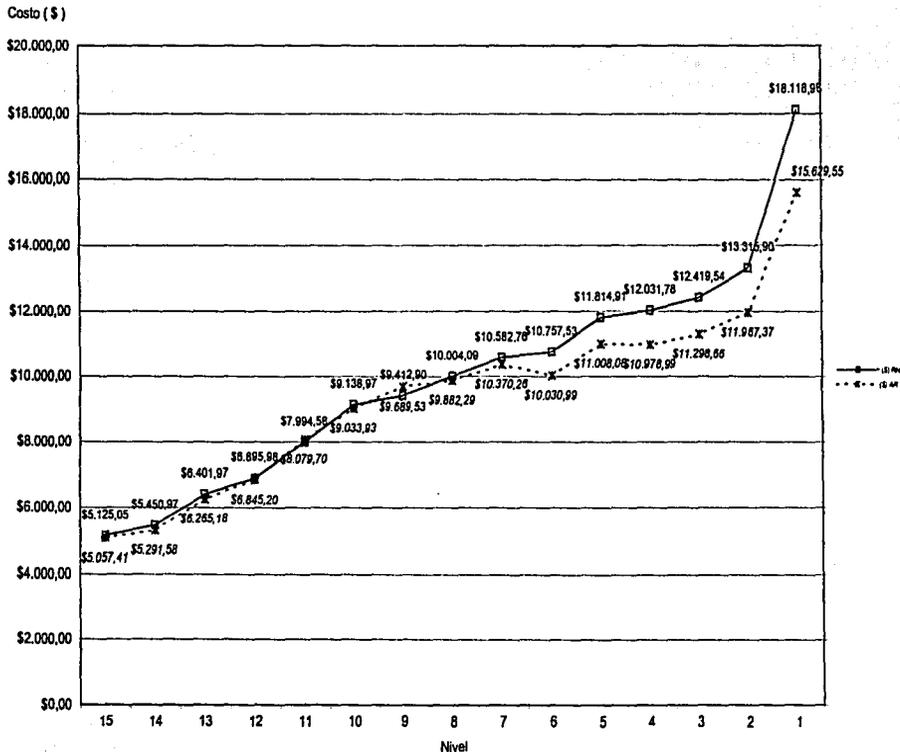
Marco de concreto de:	Gasto de Materiales	Costos Directos	COSTO TOTAL
Resistencia normal	\$772,043.22	\$808,750.36	\$1,580,793.58
Alta resistencia	\$741,118.60	\$561,496.71	\$1,302,615.31
DIFERENCIA	\$30,924.61	\$247,253.66	\$278,178.27

De lo anterior, podemos notar un incremento de \$ 278,178.27 en el costo total del marco de resistencia normal con respecto al de concreto de alta resistencia. Siendo más significativo el incremento en los costos directos.

Gráfica IV.5.1 Comparación de costo de concreto por niveles para los dos marcos tipo



Gráfica IV.5.2 Comparación de costo de acero de refuerzo para los dos marcos tipo

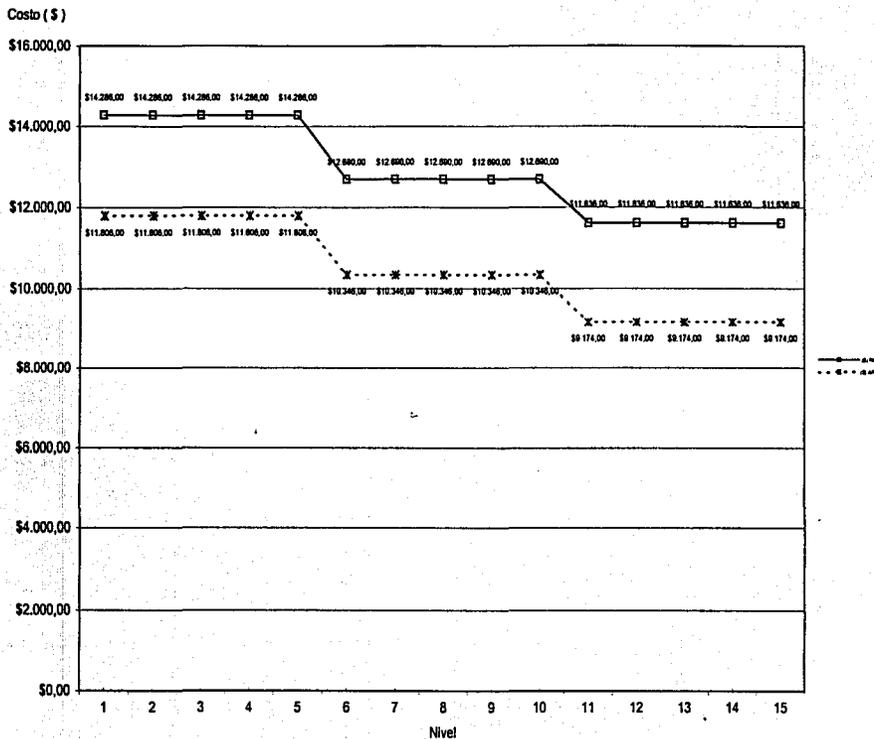


FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM,
CAPÍTULO IV. Comparación de desplazamientos y elementos mecánicos entre los dos marcos

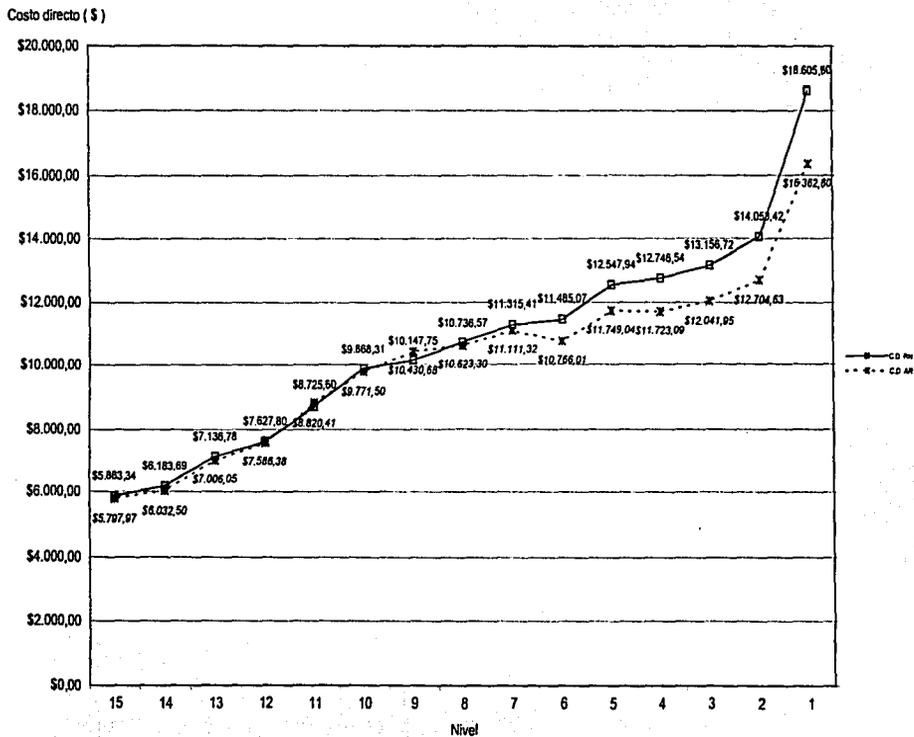




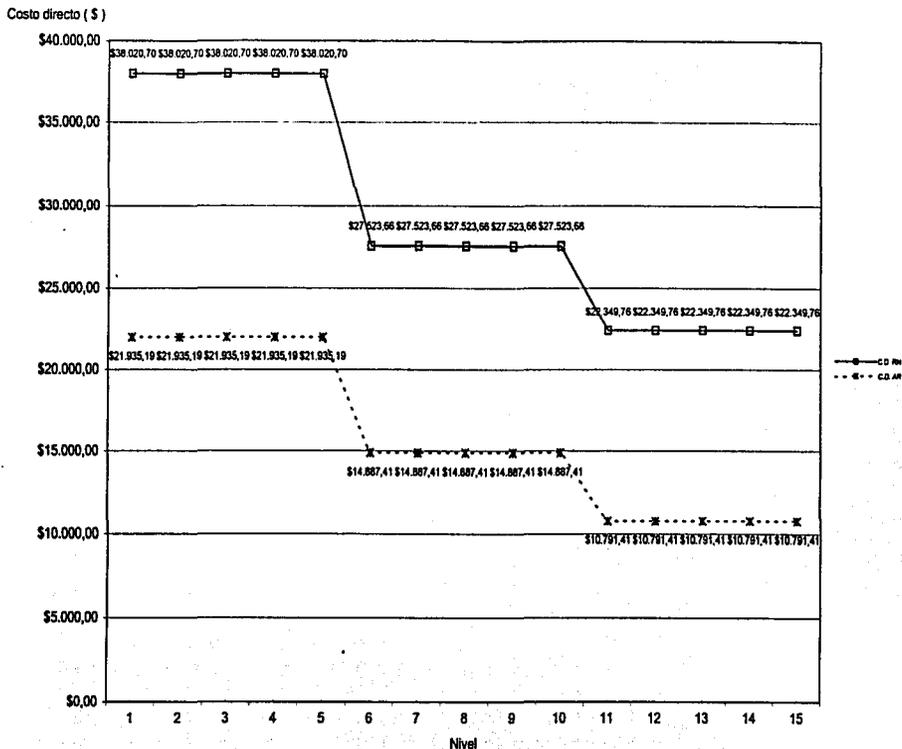
Gráfica IV.5.3 Comparación de costo de madera para cimbra de los dos marcos tipo



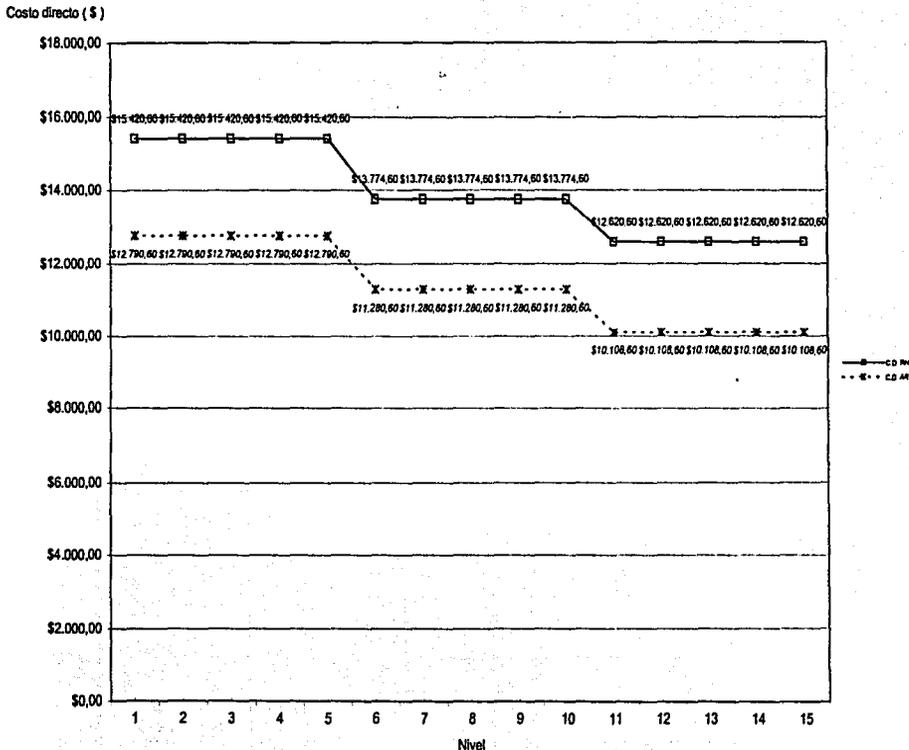
Gráfica IV.5.4 Comparación de costos directos por concepto de colocación de acero de refuerzo en los dos marcos tipo



Gráfica IV.5.5 Comparación de costos directos por concepto de colocación de concreto en los dos marcos tipo



Gráfica IV.5.6 Comparación de costo directo por colocación de cimbra de madera para los dos marcos tipo





De acuerdo con los anteriores datos, se puede observar un incremento de un poco mas de \$ 30,000.00 en costo de materiales utilizados en el marco de concreto de resistencia normal con respecto al marco de concreto de alta resistencia.

La diferencia a favor del uso del concreto de alta resistencia fue relativamente poca en costo de materiales, pero se gana área rentable en cada uno de los niveles de la estructura.

En incremento mayor se vio en el cálculo de los costos directos de los dos marcos, ya que se dio una diferencia de casi \$ 250,000.00 a favor del marco de concreto de alta resistencia. Este aumento se dio, ya que en los costos directos entran los materiales de construcción, la mano de obra y un porcentaje del 3 % por uso de herramientas. El costo total se da en la tabla anterior IV.5.1.5.3.2.10, en la cual se da un gasto de \$ 278,178.27 para el marco de concreto de resistencia normal con respecto al marco de concreto de alta resistencia.

Una de las prioridades del ingeniero es proveer en la medida posible seguridad estructural, esta regularmente aumenta en la medida que el costo se incrementa; en el caso de los dos marcos sucedió algo similar, el costo aumento en la medida en que las dimensiones de los elementos del marco de concreto de resistencia normal aumentaron.

Caso especial resulto en el marco de concreto de alta resistencia, pues por tratarse de un material especial, el aumento de costo de este en el concreto, pero se compenso con la disminución de volumen en los elementos del marco, e incluso hubo compensación en la disminución de área en las trabes y columnas con el costo de acero de refuerzo utilizado. Y al final hubo una diferencia a su favor del total de \$ 278,178.27 que viene siendo un 4.5 % del total de la construcción del marco de alta resistencia, y de un 5.5 % del total del costo de construcción del marco de concreto de alta resistencia.

La ventaja esencial en el uso del concreto de alta resistencia radica en la mayoría de las veces en el ahorro de espacio de construcción, y como vimos en el desarrollo del diseño de cada uno de los miembros, tener un comportamiento mecánico adecuado que permita dar seguridad y confort al usuario.



CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1 Recomendaciones para la construcción de los marcos de concreto

V.1.1 Concreto

Se usaran en general para los dos concretos los siguientes materiales:

- Cemento Pórtland (Tipo I)
- Agregado fino (arena)
- Agregado grueso (grava)
- Agua
- Aditivos (cuando el caso lo requiera)
- Adición de: Humo de sílice, ceniza volante, escoria de altos hornos y otros (para el concreto de alta resistencia)

El cemento tipo I es de uso general y se emplea cuando no se requiere de propiedades y características especiales que lo protejan del ataque de factores agresivos como sulfatos, cloruros y temperaturas originadas por calor de hidratación.

Entre los usos donde se emplea este tipo de cemento están: pisos, pavimentos, estructuras, elementos prefabricados y edificios como es el caso.

Los dos siguientes materiales son los agregados (fino y grueso), estos deben de cumplir con los siguientes requisitos para poder ser utilizados en la composición del concreto:

- Granulometría del agregado fino: Constituido nominalmente por partículas cuyo tamaño está entre 0.075 y 4.75 mm, en donde es deseable que exista continuidad granulométrica, es decir que exista presencia de todos los tamaños representantes de las diferentes fracciones que están establecidas.
- Granulometría del agregado grueso: Es el que queda en el intervalo nominal comprendido desde 4.75 mm hasta la dimensión máxima que contenga el concreto, magnitud que define el tamaño máximo en cada caso. Al igual que en el agregado fino, es deseable que exista una continuidad granulométrica de la fracción. Por lo anterior, es claro que el límite superior del agregado grueso es el que rige la curva granulométrica a especificar para cada tipo de concreto,



de acuerdo con sus necesidades constructivas. De igual forma que en el agregado fino, los efectos por una deficiente composición granulométrica pueden ser disminuidos, vía la aplicación adecuada de la tecnología de concreto.

Las características identificadas de los agregados como forma, redondez y en la superficie su textura que tiene influencia sobre la trabajabilidad del concreto, influyen en forma importante sobre su capacidad para ser bombeado. Las *condiciones indeseables* en cada una de estas características son:

- Formas Planas y alargadas
- Redondez Agregados con aristas vivas (angulosos)
- Superficie textural Agregados ásperos o rugosos / porosos

Tanto los materiales finos como gruesos deben ser exentos en contenido de materia orgánica y libre de grietas, defectos y fisuras. Esta propiedad tiene mucha importancia porque es un buen índice del desempeño predecible del agregado al ser usado en concreto.

De igual forma el agua como material que permite la fusión de los demás elementos, esta debe de estar exenta de materia orgánica. Además, la estrecha vinculación que existe entre la cantidad de agua que requiere un concreto y el volumen total de poros y la superficie específica de los agregados es por todos conocida. Esta relación nos permite determinar si el concreto tiene la cantidad de agua máxima que requiere un concreto bombeable, que es la que para nuestro caso queremos. Las relaciones agua/cemento recomendadas para un concreto bombeable están entre 0.42 y 0.65, por las características de calidad que proporcionan a la lechada. Otra característica para el buen empleo y manejo del concreto es el revenimiento, que es una propiedad como resultado de la capacidad de manejabilidad adecuada del concreto. Se recomienda que esta propiedad sean las que se muestran en la tabla V.1.1.1.

Tabla V.1.1.1 Revenimientos recomendados en miembros para marcos de concreto reforzado.

Miembros	Revenimiento (cm)
Trabes	8 a 12
Columnas	14 a 20

Las mezclas de los anteriores materiales, incluyendo aquellos especiales los cuales son esenciales para la elaboración del concreto de alta resistencia, deben de ser especificadas por el contratista de acuerdo a la resistencia requerida y con previa aprobación. Para el caso especial del concreto de alta resistencia, al hacer uso de concreto premezclado, será de vital importancia el uso del transporte de este al sitio de la obra mediante



vehículos con ollas mezcladoras, teniendo presente el tiempo de llegada al lugar del colado, no excediendo el tiempo a más de 30 minutos.

Por definición, un concreto bombeable, es aquel que puede transportarse a través de una tubería, independientemente del tipo de bomba empleada. Para cumplir esto, se requiere que el concreto que se desea bombear esté constituido de tal forma que la fricción que se genera al pasar sobre la pared interior de la tubería no se eleve en forma considerable, y que el concreto no se autobloquee al pasar por la misma. Cumplidas estas condiciones, el concreto debe ser capaz de transitar a lo largo de la tubería y deformarse en los cambios de dirección (codos) que se tengan en ella.

El contenido de finos es importante para que el concreto armado sea adecuado para lograr un producto bombeable, siempre que la superficie total de los agregados este totalmente cubierta por una película de lubricación. Esta los mantiene totalmente separados, además de existir suficiente agente deslizador para ocupar el espacio poroso entre ellos y mantener una lubricación permanente sobre las paredes de la tubería.

Una vez que el concreto es distribuido en las cimbras, debe ser *compactado* y terminado. En trabes y columnas, es obligadamente vibrado. Algunas veces, se emplean palas, cucharas o llanas metálicas para obligar al agregado grueso a alejarse de la superficie y ayudar a que escape cualquier burbuja de aire. Los vibradores son magníficos si son *usados adecuadamente*. Deben de permanecer en un determinado lugar lo suficiente para compactar el concreto, pero no para segregarlo. Si se observan los efectos de la operación del vibrador, pronto se podrá juzgar cuánto tiempo es suficiente para lograr una compactación sin segregación. Los vibradores no deben usarse para trasladar el concreto de un lugar a otro. Su papel correcto es el de consolidar al concreto en el lugar en donde se supone que debe ir, y el de integrar las capas superiores con las inferiores. Una vez que el concreto es nivelado hasta alcanzar la elevación requerida durante el vibrado, se puede usar una regla de aplanado que se mueve de atrás hacia adelante en un movimiento de enrasado, para llevar el concreto sobrante a nivel y rellenar los sitios donde falte. Son preferibles las herramientas especializadas como las reglas de magnesio, pero las tablas de 2 x 4 pulgadas que se usan con mucha frecuencia en caminos son suficientes para obtener buenos resultados.

Con la compactación con vibradores se obtienen mejores resultados que con la mejor compactación realizada manualmente.

En conclusión hay cuatro principios básicos que se deben de cumplir para que el concreto cumpla su función en la estructura:

1. No permitir que el concreto se segregue
2. Compactarlo muy bien
3. No trabajar la superficie cuando todavía brille debido a la humedad presente
4. No permitir que seque demasiado pronto o demasiado rápido



V.1.2 Cimbra

Las cimbras son un tema completamente aparte, muy extenso, así que sólo se mencionarán un par de cosas en función de la colocación del concreto. El primer requisito es que la cimbra sea lo suficientemente fuerte para el método de colocación que se vaya a usar, y la colocación debe ser cuidadosa y razonablemente rápida. Si se deposita mucho concreto con demasiada velocidad en una pequeña área de la cimbra, de tal forma que se crea una carga excéntrica en ella, la cimbra puede colapsarse con consecuencias trágicas. Este tipo de accidentes de construcción es demasiado frecuente.

También es importante que las cimbras no tengan fugas. De otra forma, el mortero o la pasta se escurrirá, dejando concentraciones de grava o arena en las superficies. La lubricación de la cimbra también es importante. El aceite deberá aplicarse uniformemente y en cantidad razonable, pues de otra manera la calidad de la superficie puede dejar mucho que desear.

La forma básica recomendada para cimbra en vigas de concreto armado es la siguiente de acuerdo a la figura IV.1.2.1.

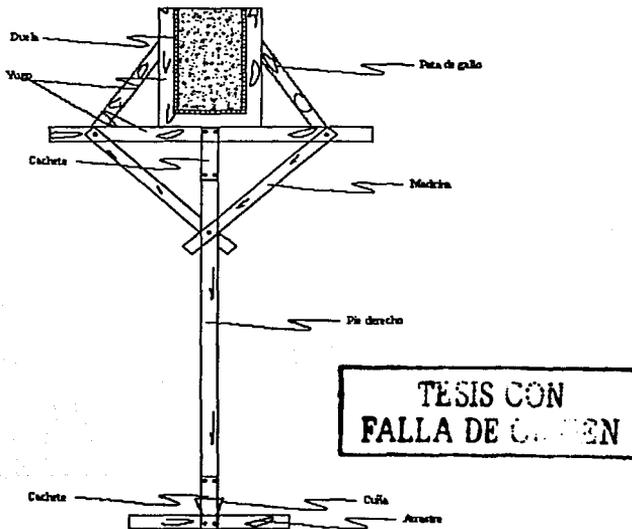


Fig. IV.1.2.1 Cimbra de madera en vigas.



De igual forma los elementos que componen la cimbra en columnas se muestran en la figura IV.1.2.2.

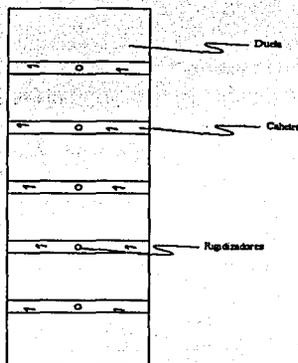


Fig. IV.1.2.2 Cimbra de madera en columnas.

V.1.3 Acero de refuerzo

La corrosión del acero de refuerzo, representa en forma integral el problema de durabilidad que más afecta a las estructuras de concreto. Por lo tanto, es uno de los deterioros que mayor costo induce en el mantenimiento y operación de las diversas construcciones que se realizan con este material

Las dos causas principales de corrosión en el acero de refuerzo son:

- La presencia de agua y/o oxígeno
- Presencia de cloruros en la parte interna de la estructura o en el ambiente en que se ubica

Es recomendable la aplicación de una baja relación agua/cemento y la aplicación de adecuados procedimientos constructivos y de curado, para dar un concreto uniforme y de buena compacidad. Aunado a un adecuado dimensionamiento de espesor del recubrimiento del concreto, el cual debe estar definido con base al nivel de riesgo de corrosión en la estructura.



La colocación de acero de refuerzo debe ser adecuada y conforme a las especificaciones del proyecto, a continuación se dan algunas recomendaciones acerca de la colocación del acero en los elementos que componen los marcos.

V.1.3.1 Vigas

Es vital que el acero longitudinal en las vigas este con la separación adecuada y este permita el paso del concreto, a la vez que los traslapes que se llegaran a presentar entre las barras no se ubiquen en las esquinas de las vigas (en las articulaciones entre viga y columnas). Se debe de respetar el número de varillas longitudinales en vigas de acuerdo a las especificaciones del proyecto (previa revisión y aprobación estructural).

El acero transversal en vigas debe de estar bien atado al acero longitudinal, de igual forma los remates deben de estar colocados a 135° y se deben de respetar las separaciones de los mismos de acuerdo a las especificaciones de diseño (previa revisión y aprobación estructural). La figura V.1.3.1 indica un ejemplo de confinamiento de estribos en vigas:

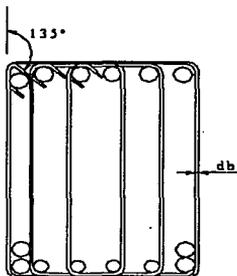


Fig. V.1.3.1 Distribución de refuerzo longitudinal y transversal en vigas

V.1.3.2 Columnas

El acero longitudinal en las columnas debe de ser lo más razonable en cuanto al número de las varillas a colocar, esto va a permitir que se realice un adecuado ajuste al área disponible de la columna. Además se debe dar continuidad a aquellas que van a unir los entre pisos, por lo cual se debe de tener especial cuidado a este punto y apegarse a las especificaciones de diseño (previa revisión y aprobación estructural).



El confinamiento del acero longitudinal debe de estar complementado con el acero transversal, este debe estar con la separación adecuada para permitir el libre paso del concreto principalmente en zonas como lo son las uniones columna-viga.

La figura V.1.3.2 ejemplifica la distribución adecuada de acero longitudinal y el remate adecuado de estribos.

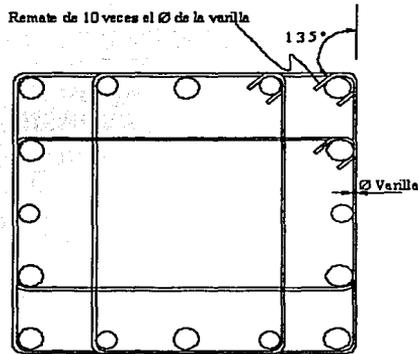


Figura V.1.3.2 Distribución de refuerzo transversal y longitudinal en columnas.

El objetivo primordial de este tipo de arreglo es evitar que el acero longitudinal se flexione hacia fuera. Además los remates al igual que en las vigas será de 135 ° impidiendo que el estribo se abra tratando de desprender el recubrimiento.

V.1.4 Consideraciones especiales para el concreto de alta resistencia

El concreto de alta resistencia resulta ser un material especial, aunque el uso en los últimos años ha sido más frecuente, es necesario que se tengan las siguientes consideraciones que deben de tenerse bien en cuenta para un adecuado uso.



A) Procedimiento para juzgar el cumplimiento de la resistencia del concreto

La resistencia a la compresión del concreto premezclado solamente podrá ser juzgada tomando como base el uso de probetas en forma de cilindros de 15 x 30 cm. El procedimiento para evaluar el cumplimiento de las mezclas incluye:

- Normas o Reglamento de Construcción aplicados.
- Muestreo y prueba de acuerdo con NMX C-161 "Muestreo de concreto fresco", NMX C-160 "Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto", NMX C-83 "Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto", salvo previo acuerdo entre el comprador y el productor para usar otros métodos que no difieran esencialmente de las Normas Mexicanas en vigor.
- Número de especímenes de prueba que componen una muestra representativa de la fachada de concreto o unidad.
- Edad de prueba del concreto, dependiendo del tipo de cemento usado. Generalmente son 28 días para la resistencia normal y 14 días para los concretos de resistencia rápida
- Tipo de muestreo y volumen, representado por las pruebas.
- Normas para evaluar el cumplimiento de las pruebas.

Pueden efectuarse acuerdos previos para garantizar la resistencia a otras edades que no sean las estándar. Estos acuerdos deberán tomarse en base a pruebas previas de laboratorio.

B) Procedimiento para juzgar el cumplimiento de la trabajabilidad

La trabajabilidad debe ser juzgada con base en la medida del revenimiento, considerando las tolerancias adecuadas. La muestra y la prueba deben realizarse de acuerdo con la norma NMX C-156 "Determinación del revenimiento del concreto fresco". Cuando se utilizan otras pruebas -además de la del revenimiento- para verificar los requerimientos de trabajabilidad, éstas deben ser establecidas de común acuerdo entre el comprador y el productor.



C) Procedimiento para evaluar los laboratorios que hacen las pruebas

Todo proceso de normalización integral incluye normar la calidad, normar los métodos de prueba que miden los parámetros de esa calidad y, por último, normar el funcionamiento de los laboratorios que realizan las pruebas según los métodos que juzgan la calidad del concreto.

En México, la Dirección General de Normas ha desarrollado el Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Prueba (SINALP), para evaluar el sistema de calidad y la capacidad técnica de los laboratorios de concreto en nuestro país. El comprador deberá escoger un laboratorio acreditado por el SINALP y para evaluar los resultados debe fundamentarse en los criterios básicos de dicho sistema, con base en las normas de la serie CC.

El productor debe tener la oportunidad de inspeccionar los métodos de curado y prueba aplicados y cuando éste o sus representantes lo deseen, pueden estar presentes durante el muestreo y la prueba.

La empresa productora del concreto debe *proporcionar información* que avale, tanto el debido entrenamiento del personal del laboratorio de verificación para obtener muestras y realizar las pruebas de concreto, así como que el laboratorio está desempeñando su labor de acuerdo con el SINALP, en relación a los siguientes conceptos:

- a. Organización e identificación
- b. Instalaciones del laboratorio
- c. Equipos e instrumentos de medición
- d. Personal calificado
- e. Métodos de prueba
- f. Registros de información (bitácora de pruebas)
- g. Informe de resultados
- h. Supervisión interna

El muestreo de las pruebas de concreto en la obra puede estar sujeto a desviaciones o desconocimiento de los procedimientos descritos en las Normas para Pruebas de Aceptación

En algunos de los casos, no se sigue al pie de la letra las disposiciones dictadas en las normas, como por ejemplo, el método de obtención de la muestra, los procedimientos de moldeo, la adecuada protección durante las primeras 24 horas, un curado inadecuado después del primer día, deficiencias en el material y equipo de cabeceo y ruptura, entre otras. Estas desviaciones comúnmente causan un decremento en la resistencia. Si se detectan desviaciones en las pruebas, puede darse por terminada la investigación en lo que respecta a este punto. Si las pruebas se han realizado satisfactoriamente, o si todavía no concluye la fase de muestreo, entonces será



necesario continuar con la valuación de resultados obtenidos en relación a los requerimientos estructurales y pruebas echas en obra.

Las pruebas de resistencia de corazones extraídos de una estructura, suministran una medida de la resistencia del concreto colocado.

Como se mencionó anteriormente, la resistencia especificada de los cilindros permite un gran margen para las condiciones de colocación y curado en la obra, así como la variabilidad normal.

De los corazones tomados de la estructura se desconocen todos los efectos ya ejercidos, y por lo tanto, el margen de resistencia esperado lógicamente podrá ser menor que el margen que existe entre los esfuerzo de trabajo y la resistencia especificada.

Si los resultados de un grupo de 3 los corazones de concreto dan el promedio del 85% o más de la resistencia especificada, conservadoramente se puede considerar aplicable al resto del concreto.

D) Evaluación de procedimiento de producción del concreto de alta resistencia

Recae en el productor la responsabilidad de demostrar el procedimiento y la frecuencia con que realiza la verificación de sus procesos operativos, que deben constar de los siguientes conceptos:

- a. Manejo de materiales (cemento, agregados, aditivos)
- b. Dosificación de los materiales, mezclado ya sea en central o en camión; contenido de agua, trabajabilidad y cálculo de los proporcionamientos; requisitos para el concreto fresco; prueba del concreto, entrega, documentación.
- c. Mantenimiento del equipo.

Así mismo, la metodología recomendada que de los anteriores puntos considerados tienen como objetivo tratar de disminuir los retrasos en la construcción sin comprometer la integridad de las estructuras de concreto, o los intereses de los involucrados en su construcción. A continuación se presentarán dos documentos importantes que permitirán tanto al comprador como al vendedor disipar cualquier tipo de duda en cuanto al suministro del concreto.



E) Forma para la revisión de especificaciones del concreto

Nombre y Dirección de la Obra

Cliente

Contratista

Fecha de Iniciación

Tipo de Construcción

Tiempo Estimado de Traslado (Ida y Vuelta a la Planta)

Mezcla 1

Mezcla 2

Mezcla 3

1.- Grado de Calidad del Concreto

2.- Resistencia Requerida (kg/cm^2), (Tipo de Concreto)

3.- Volumen Estimado (m^3)

4.- Consumo Mínimo de Concreto, kg.

5.- Relación Agua-Cemento Máxima

6.- Tipo de Cemento

7.- Edad a la que se Garantiza la Resistencia

8.- Contenido de Aire

9.- Revenimiento Requerido, cm

10.- Tamaño Máximo del Agregado Grueso

11.- Aditivos:

- Retardante
- Impermeabilizante
- Acelerante
- Superfluidificante
- Otros



12.- Especificaciones o Normas Vigentes en la Obra

13.- Requisitos de prueba, Quién y con Qué Criterio los Establece

14.- Diseños de Mezcla:

- Aprobado en Campo
- Aprobado en Laboratorio

15.- Requiere un Plan de Control de Calidad:

- Sí
- No
- Posibles Procedimientos de Colocación
- Descarga Directa del Camión
- Malacate con Bote (Tamaño)
- Bomba, Marca y Tamaño
- Transportador de Banda
- Otros
- Comentarios a las Especificaciones
- Curado en Obra:
- Del Concreto en los Elementos Construidos
- De los Especímenes de Prueba
- Especificaciones Adicionales del Concreto Estructural:
- Peso Volumétrico
- Módulo de Elasticidad Estático
- Contracción por Secado
- Relación de Poisson

De igual forma se deben de tener presente los requerimientos establecidos previos a cada colado en la obra. A continuación se establecen algunos de los aspectos que se deben de considerar previos a esta operación tan importante, a la vez que permite eliminar cualquier tipo de incertidumbre respecto a si el concreto solicitado es de buena calidad.



F) Reunión previa a los colados: Información que debe solicitarse a la concretera

Fecha:

Lugar:

- Asunto: Minuta de la Reunión previa a los colados:
- Lugar en la obra para el muestreo
- Inspección y ensaye del concreto estructural

Objetivo: Definir y asignar las responsabilidades de los colados

Participantes:

- Superintendente o Representante del Contratista
- Director Responsable de obra o su Representante
- Ingeniero Estructurista
- Laboratorio de Verificación
- Gerente Técnico del Productor de Concreto
- Otros, según sea el caso

A. Ubicación y nombre de la obra:

B. Participantes de la Obra:

- 1.- Propietario o su representante
- 2.- Director Responsable de Obra
- 3.- Ingeniero Estructurista
- 4.- Contratista o Gerente de Contratista
- 5.- Productor de Concreto
- 6.- Laboratorio de Verificación
- 7.- Inspector de la Obra

C. Distribución del Tiempo de la Reunión

D. Materiales para el Concreto y Diseño de la Mezcla

- 1.- ¿Ha sido aprobado el diseño de la mezcla?
- 2.- El personal del contratista deberá estar familiarizado con la identificación de las mezclas para hacer los pedidos. Se requiere información suplementaria para hacer el pedido (revenimiento, tamaño máximo del agregado, edad a la que se garantiza la



resistencia, otras) además de indicaciones del tipo de colocación cuando se pida el concreto (grúa, bombas, canal, otros)

E. Responsabilidad de la Inspección:

1.- Requisitos de inspección de la Planta

- a) Tiempo completo
- b) Tiempo parcial
- c) No se requiere

2.- Quién es el responsable de la Inspección y/o aprobación de:

- a) Cimbrado y Armado
- b) Colocación y consolidación del concreto
- c) Acabado
- d) Curado
- e) Métodos Requeridos
- f) Períodos de curado
- g) Descimbrado
- h) Mínima resistencia requerida para descimbrar ____ kg/cm²

F. Tipo de pruebas en campo o resistencia en el lugar

G. Nombre(s) del personal que aprueba el descimbrado

H. Muestreo del concreto y requisitos de las pruebas especificadas

- 1) Frecuencia del muestreo
- 2) Pruebas a realizar a cada muestra
- 3) Cantidad de cilindros/muestras
- 4) Curado de los cilindros
 - En el campo
 - En el laboratorio
- 5.- Edad de prueba de los cilindros
- 6.- Guardar cilindros de reserva ____ cilindros



I. Almacenamiento y transporte de cilindros

- 1) ¿Quién proporciona la caja o el lugar protegido para almacenar los cilindros? Ref.: ACI-301
- 2) Responsable de mantener la temperatura de la caja o lugar protegido entre 16 y 27°C durante las primeras 24 horas desde la elaboración de los cilindros
- 3) Método para mantener la temperatura en la caja o lugar de almacenamiento protegido
- 4) En caso de que la muestra se tome en un día anterior a un día no hábil, ¿se podrá enviar la muestra al laboratorio ese día?
- 5) Describa los procedimientos y arreglos para entrar a la obra en días no hábiles

J. Autoridad y responsabilidad de aceptación y rechazo del concreto fresco

- 1) Personal del contratista con autoridad para agregar agua al concreto en la obra
- 2) Personal con autoridad para rechazar un concreto entregado
- 3) Razones por las que se puede rechazar un concreto entregado y cuando
 - 3.1) Cotejar las tolerancias de aceptación
 - a) Revenimiento
 - b) Contenido de aire
 - c) Peso unitario
 - d) Temperatura del concreto
 - e) Tiempo
 - f) Otros
- 4) ¿Se permite repetir pruebas antes del rechazo?
- 5) Rendimiento especificado (generalmente basado en el promedio de tres entregas del Peso Unitario)

K. Distribución de reportes y criterios de aceptación

- 1) Distribución de los reportes de las pruebas. (Se sugiere que a todos los participantes en la obra, ver inciso B). El productor del concreto premezclado debe de recibir una copia del reporte directamente del laboratorio para lograr una acción oportuna ante cualquier deficiencia.
- 2) Criterio de aceptación
 - a) NMX C -155
 - b) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DF., Sección 11.3
 - c) ACI 318, Capítulo 5



- d) Otros

L. Pruebas en el lugar del concreto endurecido

- 1) Situaciones en las que se requerirán pruebas adicionales
- 2) ¿Cómo se manejan las pruebas adicionales en las especificaciones del proyecto?
- 3) En caso de requerirse pruebas adicionales, se debe definir quién notificará a quiénes de los participantes
- 4) Procedimiento de investigación a usar
- 5) Definición de quién seleccionará a los que realizarán las pruebas
- 6) Metodología de evaluación de los resultados de las pruebas
- 7) Definición de quién asume los costos de las pruebas adicionales

M. Programa de las entregas de concreto

1) Programación de colados.

- a) Programa de colados
- b) Aviso con anticipación de 48 horas para los colados principales o para uso de concreto especial (ligero, bombeado, alta resistencia, arquitectónico, de temperatura controlada, concreto superplastificado)
- c) Aviso con anticipación de 24 horas para entregas regulares.
- d) El número telefónico del productor de concreto para cancelaciones de último momento (situaciones climatológicas u otras contingencias)
- e) Aviso anticipado con 24 horas para que el Laboratorio de Verificación programe a su personal

2) Duración esperada de la obra

3) Otros asuntos

Una vez establecidos los acuerdos con la distribuidora de concreto, mencionaremos aspectos que se deben de tener en cuenta antes y durante el colado.

G) Transporte

El transporte del concreto de alta resistencia a la obra también envuelve aspectos importantes de cuidado. Normalmente la carga máxima puede mezclarse y adecuadamente debe determinarse, pero la práctica ha mostrado que esto normalmente está menos de 90 por ciento de la capacidad del camión.



H) La entrega

El concreto de alta resistencia puede mezclarse con éxito y puede transportarse en un número de maneras. El personal de control de calidad debe reconocer que el mezclado prolongado causará la pérdida de laborabilidad. Los mezcladores del camión deben girar a la velocidad de agitación mientras esperan la descarga al sitio.

Cuando se agregan los materiales al sitio, para un mezclado apropiado se exige tener uniformidad y evitar la segregación. El personal de supervisión debe prestar la atención estrecha al mezclado apropiado y debe verificar que la tal sea uniforme. El ACI 304-R contiene la información sobre el mezclado apropiado.

Las mezcladoras de los camiones que transportan el concreto de alta resistencia deben de inspeccionarse regularmente y certificarse para obedezcan los requisitos de la Lista de Control de la Certificación de NRMCA de Medios de la Producción Concretos Mixtos. Además, las mezcladoras del camión deben equiparse con un contador de revolución de tambor, y sus aletas deben obedecer el criterio de NRMCA.

Pueden usarse las mezclas químicas para aumentar tiempo de laborabilidad. El personal de supervisión debe ser consciente de los horarios establecidos de entrega y debe saber si el mezclado adicional se permite. Por consiguiente, el boleto de la entrega también debe mantener un espacio para la siguiente información:

- Agua o mezclas agregadas por el personal autorizado al sitio del trabajo.
- La cantidad aproximada de concreto en el camión cuando el agua adicional o la mezcla se agrega.
- El número de revoluciones del tambor a mezclar así como la velocidad después de la suma de agua o mezcla (este último aspecto envuelve una vital importancia, ya que si se agregara agua indiscriminadamente la calidad de resistencia se reduciría significativamente).

I) La colocación

Las preparaciones al sitio del proyecto son importantes. En particular, el contratista debe estar listo para poner la primera carga del camión de concreto. El personal de supervisión debe verificar que la cimbra esté adecuadamente colocada para la recepción del concreto, así como los artículos, el equipo de colocación y de vibración estén listos (incluso equipo de reserva) que deben de estar antes para que el contratista coloque la primera carga de concreto.

Todo el concreto debe ser colocado completa y rápidamente (siempre y cuando al hacerlo no se dañen los moldes de cimbra). El equipo vibratorio de reserva se recomienda, con por lo menos un vibrador de reserva para cada tres vibradores requeridos. Deben seguirse las recomendaciones que vienen en el ACI 309R para la colocación apropiada.



Cuando dos (o más) mezclas de concreto están usándose en la misma colocación, es obligatorio tener la supervisión suficiente al punto de descarga de cada camión para asegurarse de que el concreto se coloque de acuerdo a lo especificado.

El supervisor debe determinar si el concreto ha fraguado o si todavía esta en estado plástico lo suficiente para mezclar con un concreto de más baja resistencia (esto es en caso de colado en elementos de diferentes resistencias, como pisos y acabados). Al planear es necesario determinar los mejores procedimientos. Debe darse la buena consideración al uso de retardadores de mezclas (en caso de necesitarse). El límite entre el concreto de alta resistencia y el de baja indica que deben de ser colocados adecuadamente con uso de vibradores. El supervisor debe mantener las notas del campo en bitácoras con respecto a las colocaciones en forma "cronológica" para que haya registro de la colocación.

J) Curado

El Curado debe empezar inmediatamente después de terminar la colocación, y en algunos casos deben usarse otras medidas proteccionista durante el proceso de acabado. Los métodos de curado incluyen en casos donde existe niebla con llovizna, aplicar un retardador de evaporación, cubriéndolo con polietileno, o aplicando un compuesto para el curado (estos en caso de ser necesarios debidos a condiciones desfavorables de temperatura).

Se recomienda el uso de agua moderada para el curado del concreto de alta resistencia debido a las bajas proporciones de agua con el material cementante. El supervisor debe registrar las temperaturas ambientes y temperaturas en la superficie y en el centro de los miembros grandes a colar de concreto para que el equipo construcción pueda hacer cualquier ajuste, así como los cambios en proporciones de la mezcla que hagan eficazmente la mezcla sin disminuir su resistencia, durante el curso del proyecto. El concreto entregado a temperaturas que exceden los límites de la especificación debe rechazarse, a menos que los procedimientos alternativos se hayan acordado en la reunión de la pre-construcción. El supervisor debe cerciorarse que el procedimiento de curando sea el acordado en las especificaciones del proyecto, particularmente aquéllos para los cuales se requiere un fraguado a edades tempranas para controlar y evitar la formación de grietas y de encogimientos plásticos.



V.2 CONCLUSIONES

Algunas de los beneficios del uso del concreto en general se mencionaron en los primeros apartados de este trabajo, y no podemos dejar de mencionar que es uno de los materiales más usados principalmente en la construcción de edificaciones.

Hablando especialmente del concreto de alta resistencia podemos comentar, de acuerdo a los resultados obtenidos, que el beneficio fue significativamente importante, pues se ganó suficiente resistencia en los miembros del marco con elementos más esbeltos. Y no solo eso, el comportamiento mecánico del marco fue realmente moderado en comparación con el de resistencia normal. De hecho, de acuerdo a las graficas mostradas, el comportamiento tanto en momento flexionante como en esfuerzo cortante mostró gran similitud durante la aplicación de las cargas en cada uno de los miembros, estando en algunos casos por debajo en magnitud el marco de concreto de resistencia normal.

Es cierto que existe gran incertidumbre respecto al uso de este material en zonas como la Ciudad de México, pues es una zona propensa a movimientos sísmicos. Sin embargo, los dos marcos mostraron buena rigidez durante la aplicación de fuerzas sísmicas. Además durante el diseño estructural, cada uno de los miembros mostró fluencia en el acero, sin llegar a un estado de ruptura.

Las razones por las cuales el concreto de alta resistencia es utilizado con un poco más frecuencia, es que, como en este caso, se pueden reducir las secciones estructurales de las columnas y vigas, obteniendo una disminución en el peso propio de la estructura dando como resultado la disminución de zapatas de cimentación, y la disponibilidad de una mayor área rentable.

Desde el punto de vista constructivo, se tiene un concreto con una mayor fluidez, alta cohesión interna que contribuye a no permitir segregación.

Finalmente desde el punto de vista económico, comúnmente se tiene la idea de que el uso de este tipo de concreto produce mayores costos de construcción, sin embargo, esto por lo regular no es cierto, pues se llegó a tener un gasto menor en materiales del orden del 5% con respecto al de resistencia normal y logrando llegar a una importante reducción en costos directos en el marco de concreto de alta resistencia.

Finalmente los beneficios llegan a ser considerables al hacer uso del concreto de alta resistencia, y conforme avance la tecnología del concreto, estos sin lugar a dudas llegaran a ser aun mayores, permitiendo al Ingeniero una amplia gama de posibilidades en el uso de este material de construcción.



RERERENCIAS : CAPITULO I

- ¹ Ibrahim, Hisham, and Macgregor, James G., "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Columns", Structural Engineering Report No. 196, University of Alberta, Edmonton, Alberta, March, 1994.
- " Sheik, S.A., "Deformability of High-Strength Concrete Columns", Proceedings of Third International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Lillehammer, Norway, June 1993, pp. 346-353.
- " Azizinamini, A.; Kuska, S.; Brungardt, P.; and Hatfield, E., "Seismic Behavior of square High-Strength Concrete Columns", ACI Structural Journal, Vol. 91, No.3, May-June 1994, pp. 336-345.
- " Thomsen, J.H., and Wallace, J.W., "A Study of High-Strength Reinforced Concrete Columns Subjected to Lateral and Axial Loads", Open paper Session, ACI Spring Convention, 1992.
- ³ Muguruma, H., and Watanabe, F., "Ductile Behavior of High-Strength Concrete Columns Confined by High-Strength Transverse Reinforcement", SP 128-54, ACI International, 1991.
- " Thoman, William H., Raeder, Warren, "Ultimate Strength and Modulus of Elasticity of High-Strength Portland Cement Concrete", ACI Journal, Proceedings V.30, No. 3, Enero-Febrero 1934, pp. 213-238.
- " Saucier, K.L.; Tynes, W. O.; and Smith, E.F., « High Compressive Strength Concrete Report 3, Summary Report », Miscellaneous Paper No. 6-520, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Sep. 1965, 87 pp.
- " Pfeifer, Donald W.; Magura, Donald D.; Russell, Henry G.; and Corley, W.G., "Time Dependent Deformations in a 70 Story Structure", Designing for Effects of Creep, Shrinkage, temperature in Concrete Structures, SP-37, American Concrete Institute, Detroit, 1971, pp. 159-185.
- " Mattock, A. H.; Kriz, L.B.; and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Desing", ACI JOURNAL, Proceedings, V.57, No. 8, Feb. 1961, pp. 875-928.
- ⁶ Nedderman, H., "Flexural Stress Distribution in Very-High-Strength Concrete", Msc Thesis, University of Texas at Arlington, December 1973, 182 pp.
- " Kaar, P.H.; Hanson, N.W.; and Capell, H.T., "Stress-Strain Characteristics of High-Strength Concrete", Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55, American Concrete Institute, Detroit, 1978, pp. 161-185.
- " Swartz, S.F.; Nikaeen, A.; Narayan Babu, H.D.; Periyakaruppan, N.; and Refai, T.M.E., "Structural Bending Properties of High-Strength Concrete", SP-87, American Concrete Institute, Detroit, 1985, pp. 147-178.
- "⁸ Bing, Li; Park, R.; and Tanaka, H., "Effect of Confinement on the Behavior of High-Strength Concrete Columns under Seismic Loading", Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Nov. 1991.



BIBLIOGRAFÍA

- 1) Meli Piralla, Roberto
Diseño estructural
Editorial Limusa, 2a edición
México, 2000
- 2) Bazán Enrique, Meli P. Roberto
Diseño sísmico de edificios
Editorial Limusa, 3ª reimpresión
México, 2000
- 3) Díaz Infante, L. Armando
Curso de edificación
Editorial Trillas, 1ª edición
México, 1995
- 4) Guide to Quality Control and Testing of High-Strength concrete
ACI 363.2R-98
- 5) State-of-Art Report on High-Strength Concrete
ACI 363R-92
- 6) XI Congreso Nacional de Ingeniería estructural
Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del concreto
CEMEX, México, D.F.
- 7) Construcción y Tecnología
IMCYC
México, Jul. 1994, Agt. 1999, Dic. 1999
- 8) González Cuevas, Robles
Concreto reforzado
3ª edición
México, D.F., 1996
- 9) Luis A. Simón, Max B. Suárez
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Editorial Trillas
México, D.F., 2000
- 10) Phil M. Ferguson
Teoría elemental del concreto reforzado
Editorial C.E.C.S.A., 7ª Edición
México, D.F., 1978