



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN

"ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL EFECTO DE  
CONTRAVENTEO METÁLICO EN EDIFICIOS."

TESIS PROFESIONAL  
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTE A:  
FREDY VEGA CRUZ

ASESOR DE TESIS:  
M. EN ING. JOSÉ FRANCISCO PÉREZ ARELLANO



NAUCALPAN, ESTADO DE MEXICO

NOVIEMBRE 2004



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

DEDICATORIAS:

A DIOS:

Por haber permitido que éste momento llegara.

A MI MADRE:

Por el enorme apoyo en los momentos decisivos de mi vida, por su gran amor y esfuerzo, espero no haya sido en vano.

A MI ESPOSA:

Por su comprensión y el impulso que me ha brindado en el tiempo que llevamos juntos.

A MI HIJA:

Por que se ha convertido en una luz que ilumina el horizonte en los pocos años de vida que lleva.

A MI FAMILIA:

A todos mis familiares y amigos.

A MIS PROFESORES:

Por sus enseñanzas, ya que de ellos aprendí bastante.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO.

# ÍNDICE

## CAPITULO 1

1. ASPECTOS REGLAMENTARIOS .....	1
1.1.- Introducción .....	4
1.1.1.- Efecto de los sismos sobre las Estructuras Metálicas .....	5
1.2.- Espectros de Diseño .....	15
1.3.- Requisitos de los Factores de Comportamiento Sísmico, Q .....	18
1.3.1.- Condiciones de Regularidad .....	19
1.4.- Reducción de Fuerzas Sísmicas .....	21
1.5.- Tipos de Construcción .....	19
1.6.- Esfuerzos Permisibles .....	22
1.6.1.- Tensión .....	22
1.6.2.- Cortante .....	22
1.6.3.- Compresión .....	22
1.6.4.- Flexión .....	23
1.6.5.- Esfuerzos Causados por Viento y Sismo .....	25
1.6.6.- Esfuerzos Combinados .....	25
1.6.6.1.- Compresión Axial y Flexión (Flexo-compresión) .....	25
1.6.6.2.- Tensión Axial y Flexión (Flexo-tensión) .....	26
1.6.7.- Estabilidad y Relación de Esbeltez .....	26
1.6.8.- Relaciones Máximas de Esbeltez .....	27
1.6.9.- Relaciones Ancho Espesor .....	28

## CAPITULO 2

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO .....	29
2.1.- Método Simplificado de Análisis Sísmico .....	30
2.2.- Análisis Sísmico Estático .....	29
2.3.- Métodos de Análisis Dinámico .....	31
2.3.1 Introducción .....	31
2.3.2 Grados de Libertad Dinámicos .....	31
2.3.3 Sistemas Lineales de un Grado de Libertad .....	31

# ÍNDICE

2.3.4	Vibraciones Libres	32
2.3.5	Sistemas Lineales de vanos grados de libertad	34
2.3.6	Análisis Dinámico Modal Espectral	36
2.3.7	Revisión por Cortante Basal	37
2.3.8	Efectos de Torsión	37
2.3.9	Efectos Bidireccionales	38
2.3.10	Integración Paso a Paso	38
2.3.11	Deformaciones Laterales Relativas Permisibles entre altura de entrepiso $\Delta_n / h_n$	42
2.3.12	Efectos P- $\Delta$	43

## CAPITULO 3

3.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.	45
3.1.-	Descripción de la estructura	46
3.1.1.-	Características generales de la estructura Caso 1.	48
3.1.2.-	Características generales de la estructura Caso 2	50
3.1.3.-	Características generales de la estructura Caso 3	52
3.2.-	Métodos de análisis del edificio	54
3.2.1.-	Análisis Estático para las estructuras, Caso 1-A, 2-A y 3-A	54
3.2.2.-	Análisis Dinámico Estático para las estructuras, Caso 1-B, 2-B y 3-B	55
3.3.-	Características del Programa SAP2000	57
3.4.-	Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de los Elementos Estructurales	59
3.4.1.-	Diseño de Columnas y Trabes	59
3.5.-	Elementos en cada estructura	61
3.5.1.-	Elementos Mecánicos Máximos, Diseño de Vigas y Columnas, Caso 1-A	61
3.5.2.-	Elementos Mecánicos Máximos, Diseño de Vigas y Columnas, Caso 2-A	68
3.5.3.-	Elementos Mecánicos Máximo, Diseño de Vigas y Columnas, Caso 3-A	75
3.5.4.-	Elementos Mecánicos Máximos, Diseño de Vigas y Columnas, Caso 1-B	82
3.5.5.-	Elementos Mecánicos Máximos, Diseño de Vigas y Columnas, Caso 2-B	89
3.5.6.-	Elementos Mecánicos Máximos, Diseño de Vigas y Columnas, Caso 3-B	96

# ÍNDICE

## CAPITULO 4

4. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS . . . . .	103
4.1.- Desplazamientos Horizontales en las Estructuras . . . . .	104
4.1.1.- Tablas de Desplazamiento de las Estructuras . . . . .	104
4.1.2.- Gráficas de Desplazamientos Máximos de las Estructuras . . . . .	105
4.1.3.- Gráficas de Desplazamientos relativos entre altura de entrepisos $\Delta_{ri} / h_i$ . . . . .	110
4.2.- Periodos Fundamentales de Vibración de las estructuras . . . . .	113
4.3.- Rigideces de Entrepiso de las estructuras . . . . .	114
4.4.- Peso de las estructuras . . . . .	115
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .	119
BIBLIOGRAFÍA . . . . .	125
APÉNDICE A . . . . .	128
APÉNDICE B . . . . .	135
APÉNDICE C . . . . .	149

Capítulo I  
ASPECTOS REGLAMENTARIOS

## INTRODUCCIÓN

### Antecedentes

Los daños provocados por sismos han sido objeto de numerosos estudios por parte de investigadores de todas las épocas. Se ha buscado insistentemente la manera de construir estructuras que tengan un comportamiento adecuado ante estos fenómenos naturales.

Sismos recientes como el de Kobe en 1995 y el de la Ciudad de México en 1985, han dejado profundas huellas y por ende, los Reglamentos de Construcción se han revisado y modificado tratando de tener mas seguridad ante nuevos eventos de este tipo.

En la Ciudad de México, se le ha puesto mayor atención a la ingeniería sísmica debido a las características tan particulares que aquí se tienen. Se han realizado un gran número de investigaciones que tienen como finalidad lograr un mejor comportamiento de las estructuras ante dichos eventos naturales.

A raíz de los daños en estudios realizados del último sismo ocurrido en la Ciudad de México, se detectó que aquellos edificios que contaban con suficiente rigidez lateral fueron los que mejor se comportaron. Lo anterior pone en evidencia que al diseñar debe tenerse cuidado especial para limitar los desplazamientos laterales, y así reducir los daños probables por sismos intensos.

Por tal motivo, parece conveniente hacer un estudio en este trabajo de las ventajas y desventajas del uso del Contraventeo Metálico en edificios, tener un mayor conocimiento de este tipo de estructuración y qué tan conveniente resulta su aplicación.

### Objetivos:

El objetivo de este trabajo consiste en calcular y comparar la respuesta sísmica de un edificio con 3 crujiás en sentido "X" y 3 en sentido "Y", con diferentes ubicaciones del Contraventeo Metálico en su estructura. Se estudian 3 casos:

- 1º.: Estructura sin Contraventeo.
- 2º.: Contraventeo Metálico en la Crujiá Central de los marcos exteriores.
- 3º.: Contraventeo Metálico a lo largo de las 3 Crujiás de los marcos exteriores.

El método con que se diseñó la estructura metálica fue el de Esfuerzos Permisibles, para su diseño se toman en cuenta los desplazamientos laterales relativos dentro del rango permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso, que especifica el reglamento vigente desde 1997 ( R.D.F.-1997 ), proporcionándole al edificio la rigidez lateral suficiente que limite la respuesta de dichos desplazamientos.

El edificio a estudiar tiene las siguientes características: 15 niveles, se considera empotrado en la base, planta rectangular con 3 crujiás de 6 m cada una en la dirección "X" y 3 crujiás de 6 m en la dirección "Y". El edificio está situado en la Zona III<sub>b</sub> (zona compresible), utilizando las N.T.C. de Sismo 2004 que están siendo revisadas para su aprobación; pertenece al Grupo B, y su diseño se hará para el Factor de Comportamiento Sísmico  $Q=2$ .

Se realizarán 2 tipos de análisis sísmicos:

- 1.- Análisis Dinámico Modal Espectral para fines de diseño, se considera un comportamiento tridimensional, así como la participación de las cargas gravitacionales y los efectos de segundo orden. Este tipo de análisis se realiza con el programa SAP2000.
- 2.- Análisis Estático, se considera un comportamiento tridimensional, así como la participación de las cargas gravitacionales y los efectos de segundo orden. Este tipo de análisis se realiza con el programa SAP2000.

Con la participación de los diversos arreglos de Contraventeo Metálico y el control de los desplazamientos laterales, se pretende hacer ver que la magnitud de daños en este tipo de estructuras puede



reducirse drásticamente con respecto a la estructura que no los tiene ante posibles sismos que puedan ocurrir en el futuro.

En el Capítulo 1 se hace una descripción sobre los aspectos reglamentarios necesarios para el análisis y diseño de las estructuras mencionadas, también se hace una descripción del método de diseño utilizado en este trabajo (Método de Esfuerzos Permisibles) cuyo planteamiento aparece en el Manual del I.M.C.A. En el Capítulo 2 se hace una descripción de los métodos de análisis sísmicos que permite el Reglamento de Construcción para el Departamento del Distrito Federal (R.C.D.F.), los cuales son el método de simplificado de análisis sísmico, el método de análisis sísmico estático, el método de análisis dinámico, para este último caso se hace una descripción más detallada para poder entender sus bases. En el Capítulo 3 se realizó el análisis y diseño de las diversas estructuras, comenzando desde las cargas del edificio, hasta lo que es el diseño de los elementos. En el Capítulo 4 se hacen comparaciones entre las respuestas de las diferentes estructuras, los desplazamientos, periodos fundamentales de vibración, Rigideces de entrepiso, peso de las diferentes estructuras.

## I.- ASPECTOS REGLAMENTARIOS

### I.1 Introducción

La zona de mayor actividad sísmica se genera en un gran arco, conocido como Cinturón Circumpacífico, un tramo del cual está constituido por la zona de subducción entre la Placa de Cocos y la Placa de Norteamérica en la costa Pacífico de México. Estas placas recorren las Costas de Guerrero y Oaxaca, y es precisamente en estos lugares donde ocurren los sismos que más nos afectan.

El peligro sísmico en un sitio específico depende de su cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas, pero en la Ciudad de México ocurre un curioso efecto debido a las características peculiares que hay en el subsuelo en el cual se asentó esta Ciudad.

En sus orígenes el Valle de México era ocupado en gran parte por varios Lagos conocidos como el Lago de Texcoco y el Lago de Xochimilco-Tlahuac, fueron formados debido a que el Valle de México es una gran cuenca que carece de salidas naturales para los escurrimientos y por consecuencia el agua es almacenada, este proceso ha durado millones de años y los estratos de arcilla formados a través de este proceso son de decenas de metros en los lugares más profundos.

Debido a estas características singulares, al ocurrir un sismo de gran intensidad en las Costas de México en el Océano Pacífico, las ondas sísmicas que se propagan a través de la corteza terrestre van perdiendo fuerza a medida que recorren las distancias, sin embargo, una vez que llegan al Valle de México, la presencia de estratos de suelo blando por los que las ondas sísmicas transitan, se alteran en forma significativa. Se filtran las ondas de periodo corto y se amplifican las de periodo largo. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños en los sismos importantes han sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno firme.

Las amplitudes del movimiento son varias veces mayores en el terreno blando que en terreno firme. El tránsito por un grueso estrato de arcillas blandas filtra, y hace prácticamente desaparecer, las ondas que tienen frecuencias de vibración diferentes a la frecuencia fundamental del estrato. De esta manera llega a la superficie un movimiento casi armónico, con un periodo de vibración que es el del estrato de arcilla subyacente y que en el valle varía principalmente con el espesor de los estratos de arcilla.

Por consiguiente, el grado de daño que adquiere una estructura cualquiera, depende de la manera en que esta absorbe los altos niveles de energía cinética a los cuales se ve sujeta. Como los códigos de diseño actuales lo reconocen, sería demasiado costoso absorber esta energía dentro de la capacidad elástica de los materiales, es por eso que la mayoría de los reglamentos recomiendan aprovechar la ductilidad que son capaces de desarrollar las estructuras. Los edificios diseñados de esta forma, dependen para su supervivencia durante un sismo severo, principalmente de la ductilidad que puedan desarrollar los elementos estructurales que lo conforman. Gracias a esta ductilidad la estructura puede disipar energía cinética mediante sus deformaciones inelásticas. La razón de esto es que al entrar la estructura a su comportamiento inelástico, la respuesta se reduce ya que existe disipación de energía.

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

Cuando ocurre un sismo, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Cuando esto ocurre, el edificio debe de desarrollar una propiedad muy importante denominada Ductilidad. Para desarrollar la ductilidad en las estructuras es necesario la formación de articulaciones plásticas en los diferentes miembros estructurales. Con el actual criterio de diseño sismorresistente se busca que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas de planta baja, dicho criterio se conoce como columna fuerte-viga débil y trata de que la falla sea del tipo viga, ya que de lo contrario, si la falla ocurriera en las columnas de un mismo entrepiso significaría que la estructura se colapsaría. Por lo anterior, se debe ser muy cuidadoso en proporcionar la ductilidad adecuada en las columnas del piso inferior.

La rigidez lateral de edificios altos se incrementa usando marcos contraventeados en zonas compatibles con los requisitos arquitectónicos y funcionales (marcos extremos, penfena del núcleo de servicios, fachadas),

los que restringen las deformaciones de los marcos restantes, carentes de contraventeo, gracias a los sistemas de piso que actúan como diafragmas horizontales. Se ha observado que los sistemas estructurales en los que se incluyen elementos de contraventeo tienen un comportamiento adecuado tanto en condiciones de servicio como de falla. Proporcionan un mejor control de daños en la estructura al dotarla con una mayor resistencia y una mayor rigidez lateral.

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

### 1.1.1 Efecto de los sismos sobre las Estructuras Metálicas

Desde el gran sismo de San Francisco en 1906, numerosos edificios de acero han sido demandados por terremotos fuertes; sin embargo, sólo se han podido hacer registros y estudios hasta fechas recientes, en los que ha sido posible estudiar el comportamiento de edificios a base de marcos de acero con elementos momento resistentes, considerado como uno de los más efectivos para resistir excitaciones dinámicas iguales o superiores que para las que fueron diseñados.

Según un estudio hechos por la *American Iron and Steel Institute* (A.I.S.I.) presentado por el Ing. Edgardo Tapia Hernández y el Ing. Arturo Tena Colunga en el XIII Congreso de Ingeniería Sísmica se hizo una comparación de los efectos de los sismos de la Cd. de México, Kobe y Northridge observados en las estructuras metálicas, a continuación se presenta una parte de este artículo.

Las conexiones soldadas en los Estados Unidos y Japón sometidas a algunos de los movimientos más fuertes nunca antes grabados, exhibiendo distintos niveles de desempeño estructural, cuyo comportamiento en general ha dado confianza a los ingenieros sobre la favorable respuesta del acero como un material confiable en un terremoto. Su estudio se ha centrado en las observaciones adquiridas de los sismos de Northridge y Kobe principalmente, los que en contraste con el sismo de México y con el registro obtenido en la S.C.T. (zona del lago) fueron de magnitud moderada, corta duración, con epicentros muy cercano a las ciudades dañadas y de baja profundidad focal.

La evaluación de los daños en las estructuras ha originado la evolución de la ingeniería sísmica y ha permitido mejorar los criterios de reglamentos para el diseño y construcción de edificios, localizados en diferentes áreas de riesgo sísmico. Visualizar el comportamiento esperado durante un sismo en edificios diseñados conforme a los actuales códigos sísmicos es de gran importancia, por lo que el estudio de los daños, su ocurrencia y tipo, demostraron la necesidad de revisar los criterios para el diseño de marcos dúctiles de acero.

#### Sismo de Michoacán en México, 1985

El sismo del 19 de septiembre de 1985, con magnitud  $M_s = 8.1$ , fue probablemente el primer evento, en el cual, un significativo número de estructuras de acero, incluyendo edificios recientes, fueron sujetos a un movimiento de gran magnitud y duración (120 seg). Se estudiaron en la Ciudad de México, 102 edificios de acero que fueron sometidos al evento, en los que se tomó en cuenta el año de construcción, para observar la relación entre el reglamento vigente y el daño presentado. En la figura 1.1 se presentan porcentajes considerando tres periodos: antes de 1957, donde no existía una reglamentación racional; antes de 1976, periodo durante el que estuvo vigente una revisión de emergencia de diseño sísmico y después de 1977, en el que entró en vigor un reglamento que contenían requisitos más detallados y restringidos. Cabe mencionar que los reglamentos que han estado vigentes datan desde 1942, 1957, 1966, 1977, 1987, 1993, los cuales en su momento fueron revisados y aprobados para su uso.

La mayoría de las fallas en estructuras de acero correspondían a construcciones bajas y antiguas que en general no constituían marcos propiamente. De los edificios construidos, entre la década de los años veintes y la década de los cuarentas, antes de 1957 el 100% sufieron derrumbe o daño estructural

extremadamente grave, como el caso del edificio Atlas. Considerando todas las construcciones hechas después de 1957 y eliminando el complejo Pino Suárez, el reporte general indica que todas las estructuras modernas de acero se comportaron bien durante el sismo de 1985, de las construcciones realizadas después de 1976 sólo fueron cuatros los casos reportados con daño estructural.

Los marcos rígidos eran el sistema usado con mayor frecuencia como sistema momento-resistente, que presentó un buen comportamiento, con sólo pocos casos de daño estructural reportado. Este daño se concentró en conexiones soldadas viga-columna o en las vigas de armaduras donde se presentó inestabilidad por pandeo causado por la compresión de las diagonales. Los porcentajes de estructuras dañadas en función del sistema estructural empleado. Sólo el 3.4% de las estructuras colapsadas eran de acero; sin embargo, su comportamiento fue poco uniforme, por un parte, la Torre Latinoamericana, edificio de 44 niveles, virtualmente no presentó daño, mientras que a poco más de un kilómetro, dos de tres torres del complejo Pino Suárez, de oficinas gubernamentales, colapsaron en el nivel 14 y al oeste de la zona del Lago el edificio Amsterdam, de 11 pisos, presentó daño significativo durante el evento sin colapsarse.

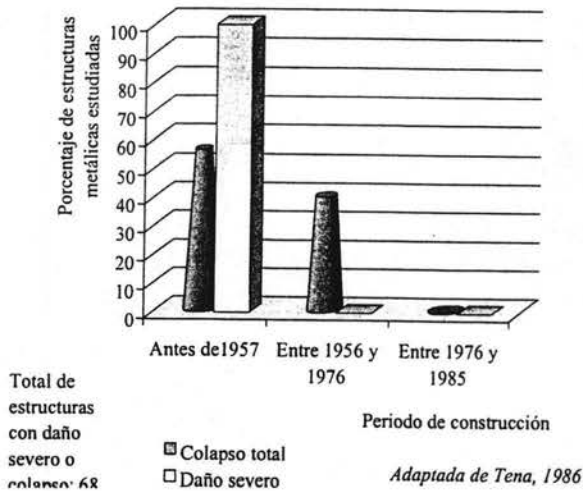


Figura 1.1 Relación entre el año de construcción y el daño.

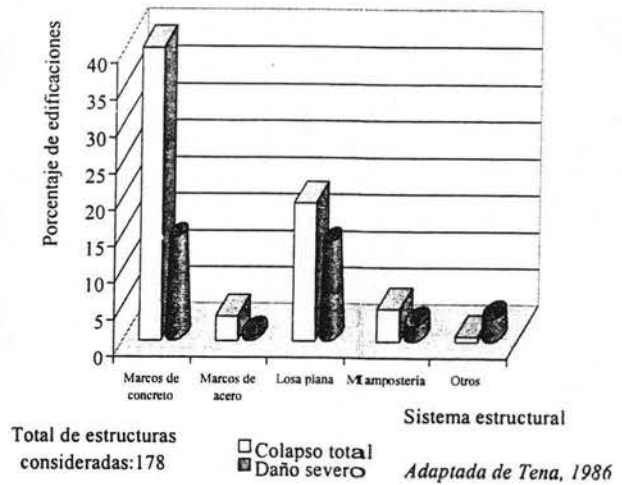


Figura 1.2 Estadística del daño en función del sistema estructural.

La Torre Latinoamericana se encuentra ubicada en terreno identificado como tipo III, con 183 m de altura. Ha resistido muchos sismos severos sin notable daño estructural y sólo muy poco daño no estructural. Este es un edificio con un alto grado de redundancia con una base rígida de concreto con 36 pilotes. Las columnas se fabricaron con secciones H con cubreplacas y las vigas son de secciones I con pequeños canales soldados al patín superior para lograr la acción compuesta con la losa de concreto. Aparentemente, el edificio fue diseñado para un cortante basal menor al 4% del peso sísmico efectivo a niveles de esfuerzo de 1.5 veces el esfuerzo básico permitido. Considerando la reserva en los miembros resistentes y el hecho que el periodo fundamental del edificio esté entre los 3.5 y 4.5 segundos, incluso el registro del S.C.T. causa sólo pequeñas deformaciones inelásticas en la estructura. También debe considerarse que los componentes del periodo largo de los movimientos fuertes del suelo son atenuados comparados con el registro del S.C.T. por la compactación existente debido al gran número de pilas debajo del edificio. Con estas observaciones se puede concluir que no es sorprendente que edificios bien diseñados con periodos largos soporten sismos, como el de 1985, sin daño estructural notable.

El edificio Amsterdam, ubicado en terreno tipo III, fue construido alrededor de 1970, con base de marcos momento-resistente. El daño reportado se debió a severas fracturas en la mampostería en los muros entre dos marcos longitudinales y fallas en las conexiones de los primeros cuatro pisos de los marcos transversales sin presentar colapso. Las columnas de los marcos eran tipo cajón a partir de dos canales y dos cubreplacas. Los patines de las vigas estaban soldadas a las columnas con placas, que a su vez se soldaron continuamente a la columna. Para la conexión, las que constituían ligas muy débiles en los marcos que experimentaron fracturas en los primeros seis pisos en la soldadura durante el sismo, debido a que la resistencia de las placas fue mucho menor que la resistencia de las vigas conectadas, presentando largas rotaciones plásticas. Inicialmente, la conexión se comportó rigidamente transfiriendo directamente las fuerzas del patín de la viga a la columna; sin embargo, en esta soldadura la fractura se propagó verticalmente y se creó un mecanismo en el que la cubreplaca desarrolló ductilidad en una conexión semi-rígida. Dado que ninguno de estos marcos colapso durante el sismo, debe concluirse que esta fractura en la soldadura de las conexiones permitió desarrollar deformaciones plásticas significativas a través de la cubreplaca. (Fig. 1.5 y Fig. 1.6)

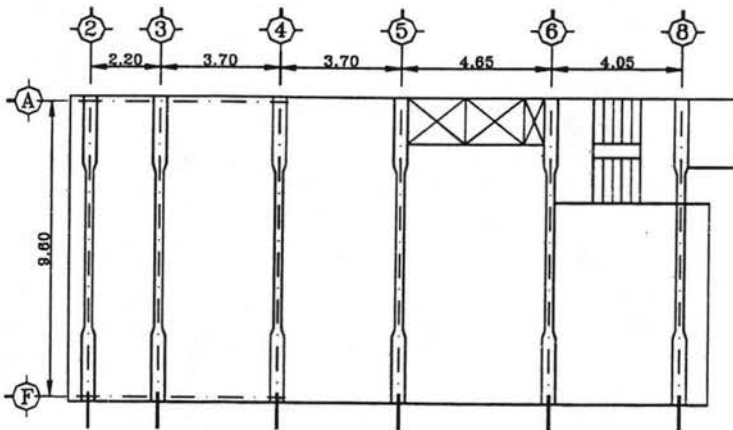


Figura 1.5 Planta del edificio Amsterdam

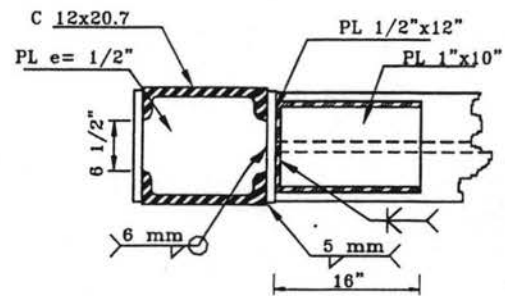


Figura 1.6 Conexión típica del edificio Amsterdam

El complejo Pino Suárez, consistía en cinco edificaciones con base en marcos momento-resistente arriostrados, reforzados en dos niveles iniciales por concreto que actuó como cimentación rígida de la estructura para los cinco edificios. Dos edificios de 21 niveles colapsaron en el nivel 14, presentando daño estructural severo, se presentó falla en tres de cinco columnas exteriores de los primeros cuatro niveles, hechas de secciones cajón con placas con relaciones  $b/t$  relativamente bajas. Las columnas experimentaron sobrecargas significativas, que ocasionaron el colapso por la redistribución de carga, después de que ocurrió el pandeo local. Se observó pandeo en placas en la conexión de la intersección de los arriostramientos donde hacía falta soldadura. El pandeo de la placa debió cambiar el comportamiento del sistema, así como el punto de soporte, los arriostramientos se pandearon en el plano en curvatura simple. En casi todas las armaduras, que funcionaban como sistema de soporte de la losa, se presentaron fallas de dos tipos. En la dirección transversal (corta) las conexiones soldadas de las cuerdas inferiores a las columnas cajón fueron débiles, por lo que fallaron constantemente. En la dirección longitudinal la conexión de la soldadura era fuerte pero el ángulo era muy débil para resistir las fuerzas de cortante generadas en la viga, por lo que muchos de estos miembros se pandearon.

Los efectos de volteo sísmico, adicionados a la carga gravitacional, causaron una mayor carga axial en las columnas que no habían sido estimadas en el proceso de diseño. En las columnas exteriores la sobrecarga y la fluencia provocaron el pandeo inelástico de las placas, la columna perdió mucha de su capacidad y la carga fue transmitida a las columnas adyacentes en las cuales el pandeo ya había ocurrido. El colapso ocurrió donde la capacidad de carga se perdió en las columnas exteriores, que sumado a los cortantes sísmicos causaron un mecanismo completo en el catorceavo nivel. Este tipo de falla podía presentarse, en estructuras diseñadas de acuerdo a criterios de códigos anteriores, en marcos contraventeados, en los que éstos resistieran cargas de cortante mucho más grandes a los cortantes de diseño considerados por reglamentos, ocasionando la aparición de momentos de volteo y sobrecarga en los sistemas de soporte, en una mala redistribución de la carga que originaría la inestabilidad y el mecanismo de colapso.

El sismo de 1985 fue una dura pero no excesiva prueba para estructuras de acero con periodo fundamental en el intervalo de 1 a 2.5 segundos. Los edificios bien diseñados soportaron el terremoto sin daño considerable, incluso, estructuras con problemas evidentes de diseño, como el caso de las conexiones del edificio Amsterdam, resistieron el sismo sin colapso. El mayor colapso de estructuras modernas de acero, en el complejo Pino Suárez, fue causado por problemas de diseño que no había sido reconocido en ediciones de reglamentos sísmicos previos en México o en Estados Unidos en ése entonces.

#### Sismo de Northridge en Estados Unidos, 1995

Dada la severidad del movimiento sísmico y la gran cantidad de estructuras de acero existentes en el área afectada, el sismo de Northridge puede ser considerado como el primer gran estudio de fuerza sísmica severa a estructuras modernas de acero, donde a pesar de lo significativo de los problemas muchos de ellos se presentaron sin colapsos estructurales. Por lo menos 18 de los 133 edificios inspeccionados sufrieron daño en elementos de los marcos de acero, 55% de estos edificios tenían el daño en la conexión. El daño de marcos de acero se concentró en edificios construidos durante la década de los ochentas y en edificios menores a cinco pisos o entre once y veinte pisos de altura. El daño en estructuras contraventeadas fue pequeño, mientras que el daño en estructuras conformadas por elementos momento-resistentes conectados con soldadura fue mucho mayor. Hubo mucho daño estructural no esperado, que no estaba tomado en cuenta en el proceso de diseño como pandeo o rotaciones plásticas en vigas. Con excepción de la importante falla en conexiones de elementos de acero momento-resistente, el comportamiento de las estructuras fue bueno. Se presentaron sólo un pequeño número de casos conocidos, en los cuales el daño estructural (grandes deformaciones plásticas en vigas, columnas y uniones en zonas de paneles o pandeo torsional significativo local o lateral) fue observado, aunque esto se ve minimizado por la cantidad de las fallas en conexiones, que se consideraba relativamente invulnerables a daños provocados por sismos. El análisis de comportamiento de estructuras, después del sismo, sugirió que las limitaciones de deformación y la sobre resistencia produjeron que los edificios tuvieran una resistencia elástica mayor a la esperada.

Gran cantidad de contraventeos, particularmente tubulares, presentaron pandeo global o local significativo con importantes deformaciones locales y/o fractura entre los extremos y en la soldadura de filete en las placas de conexión, las cuales penetraron el patin de las vigas donde estaban soldadas. La fractura de un armostramiento de sección cajón resultado del pandeo local del elemento provocado por relaciones de esbeltez inadecuadas. El pandeo local se presentó continuamente en ambos extremos en las placas de conexión y al centro del elemento, donde se formaron mecanismos de falla por el sistema de cargas cíclica aplicado, aunado a los esfuerzos residuales existentes en este tipo de secciones, debido al proceso de formación en frío.

Muchos de los contraventeos eran demasiado esbeltos y tenían que soportar cargas gravitacionales relativamente pequeñas, pero fuerzas sísmicas inerciales grandes. Estos armostramientos relativamente fuertes provocaron grandes fuerzas de cortante de entrepiso, las cuales a su vez generaron momentos de volteo considerables y fuerzas de tensión en las columnas y momentos de aplastamiento considerables en las placas, que originaron la fractura en la soldadura en los bordes de los patines de la columna, propagándose a lo largo de los mismos e irremediablemente al alma de la columna, así se incrementó la distancia del momento de aplastamiento producto de los esfuerzos de tensión entre la columna y las anclas sobre la placa base. En ocasiones, después de fracturada la placa base, la fuerza de alzamiento tuvo que ser resistida por las dos anclas del lado del contraventeo, lo cual quió a la fluencia y deformación de las mismas, haciendo visible la separación entre la rondana del ancla y la placa base. Las anclas fueron insuficientes después de la fractura de la placa base, transmitiendo carga a través del perno de cortante soldado bajo la placa, el concreto alrededor de dicho perno presentó aplastamiento y agrietamiento. Por este efecto, las placas bases, incluso con espesores de tres a cuatro centímetros, se fracturaron en dirección vertical casi en todo el ancho por el aplastamiento, presentándose siempre en el lado opuesto de la conexión del contraventeo por el momento generado en la conexión, a pocas pulgadas desde el borde del patin de la columna. Se observaron fallas horizontales a lo largo de las soldaduras que conectaban ambos patines de la columna con la placa base, extendiéndose desde el borde de los patines de la columna hasta el borde de la placa base.

Fueron comunes las fracturas parciales o totales en soldaduras de conexiones a momento soldadas en uniones viga-columna, que causaron detenero importante de la capacidad para transferir carga entre patines de columna. En muchos de los casos, las fracturas fueron en el patin inferior de la conexión atribuidas a la discontinuidad en la viga en el patin los patines de los elementos; la más frecuente, se presentó en conexiones

soldadas en patines de viga a por la interrupción del alma y a que la losa de piso provee una acción compuesta con la viga y así se aumentan los esfuerzos en el patín inferior. Fue muy común el tipo de fractura en la cual la soldadura se separa limpiamente del patín de la columna, las cuales por su naturaleza son difíciles de detectar a través de una ligera inspección. En muchos de los casos la fractura inició en el paño de la soldadura propagándose al material del patín de la columna fracturando el patín. Sin embargo, debe enfatizarse que sólo se registró un caso en el que la estabilidad del edificio bajo cargas gravitacionales amenazaba con colapsarse.

Asociaciones como el proyecto S.A.C., la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (S.E.A.O.C.), el Consejo de Tecnología Aplicada (A.T.C.) y Universidades de California dedicadas al estudio de la Ingeniería Sísmica (C.U.R.E.E.), se dieron a la tarea de estudiar esas fallas locales, causas posibles y recomendaciones para rectificar los problemas presentados. La asociación S.A.C. desarrolló un programa de dos fases. El intento principal, la Fase I, suministraba solución a los principales problemas post-Northridge de los daños identificados que afectaron edificaciones y las reparaciones de dichos daños usando métodos aprobados experimentalmente. La Fase II consistía en un programa a largo plazo para estudiar con mayor cuidado las condiciones que guiaron a las fallas prematuras de las conexiones y desarrollar principios del mejoramiento del detalle sísmico o alternativas de conexiones para edificios nuevos.

De las principales observaciones del proyecto S.A.C. se puede concluir que los problemas que originaron las fallas fueron una combinación de muchos factores. Los edificios con base en marcos momento-resistentes soldados, bien construidos, se comportaron con menos riesgo al colapso que muchos otros edificios existentes, incluyendo mampostería, elementos de concreto no dúctiles y otros edificios de concreto con inadecuada capacidad de deformación. Para determinados límites de niveles de daño, la soldadura podía ser reparada usando la configuración inicial, usando procedimientos controlados y especificados; recomendando que para daños más serios, se modifique la conexión o el sistema resistente a carga lateral considerado, usando algunas nuevas propuestas de configuración de conexiones estudiadas dentro del proyecto para edificios nuevos; excepciones de estas recomendaciones pueden aceptarse bajo ciertas circunstancias, en función de la disponibilidad de hacer pruebas similares.

#### Sismo de Kobe en Japón, 1995

La investigación de emergencia realizada por el comité para la investigación de desastres sísmicos revisó un total de 1231 edificios dañados durante el sismo que impactó la ciudad, con una duración de 20 seg y magnitud  $M_w = 6.8$ . Se identificaron 316 edificios de acero con daño severo, aunque no todos eran a partir de marcos momento-resistentes. De las estructuras de acero, 174 se clasificaron con daño severo, que es más de la mitad de los edificios estudiados, pero sólo 25 de ellos se reconocieron que habían sido construidos después del establecimiento del código estándar de resistencia sísmica (posterior de 1981). Poco más de dos terceras partes (219) de estas 316 estructuras eran de marcos momento-resistentes; un alto porcentaje de los mismos, severamente dañados, fueron construidos antes de 1971.

Se reportó gran cantidad de daño en edificios esbeltos en el que su área es muy pequeña con relación a su altura. Las columnas de las estructuras de los marcos momento-resistentes, regularmente de sección cajón, presentaron daño severo atribuido a la gran fuerza de tensión que causaron los momentos de volteo generados durante el sismo. La transmisión de la fuerza cortante a la parte inferior de la columna provocó fallas en las anclas que se transfirieron a las columnas, así como falla en el concreto alrededor de las mismas y daño parcial en los muros, esto se atribuye a que las placas bases fueron diseñadas con fuerzas de trabajo gravitacionales, además de la falta de refuerzo alrededor de las anclas y en la placa base. En los pisos superiores, a partir del segundo, se presentaron sólo fracturas ligeras en los acabados, lo que habla de la concentración de las fuerzas provocadas por el momento de volteo y el cortante basal. Este efecto provocó la aparición de gran cantidad de daño o colapso en el primer piso, con niveles de daño variable, que ocasionó la inclinación de los edificios, daño en la base, etc.

La deformación lateral del primero al tercer piso de los edificios se relacionó con la fractura de las uniones en el extremo de la viga en la soldadura, así como en el extremo de la columna, en las conexiones viga-columna en la parte superior de las columnas interiores y fracturas en los extremos de las vigas en el patín inferior que estaba directamente soldado en las conexiones viga-columna.

El pandeo y fluencia de los armostramientos en sistemas contraventeados ante cargas cíclicas de tensión y compresión se presentaron con relativa frecuencia, que ocasionaron pandeo local, así como en las

uniones de los mismos, fractura en la placa conector al alma de la columna, alargamiento de las anclas, desgarramiento de la placa que conectaba el arnostramiento al alma de la columna y desplome en el primer nivel. La mayoría de los contravientos presentaron pandeo.

Se observaron enormes deformaciones laterales en los edificios construidos antes de la revisión de las regulaciones sísmicas para edificios en 1981, con daño en los acabados exteriores. Debido a que estos edificios diseñados conforme a las normas anteriores tenían menor rigidez en los pisos superiores que con los planteamientos del código actual (B.R.I.M.C., 1996). La fractura en las uniones de los contravientos, especialmente en los pisos superiores, en estructurales con secciones H en las columnas y vigas, conectadas de la viga al alma de la columna con pernos, sin soldar el patín inferior de la viga a la columna, fueron causantes de estos desplomes, apreciables a simple vista; en ocasiones este efecto ocasionó la colisión entre estructuras adyacentes.

#### Impacto en las N.T.C. para Estructuras Metálicas - 2004

El nivel y extensión del daño de los sismos, en particular en Kobe, puso de manifiesto la elevada vulnerabilidad que poseen ciertos edificios en algunas ciudades. La discusión de los estudios sobre la revisión de la información contenida en las recomendaciones generadas, sobre el daño en estructuras durante los eventos, ha sugerido la consideración de algunos cambios en los requerimientos de los reglamentos, en particular en el diseño de los edificios y se aplicarán en la práctica profesional.

En México, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (R.C.D.F.) ha sufrido modificaciones a través del tiempo. El sismo de 1985 dejó ver la necesidad de realizar una revisión a los criterios establecidos, por lo que se crearon las Normas Técnicas de emergencia en 1987, que han sido sometidas a revisiones en los años de 1996 y 2004.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (N.T.C.E.M.) de la versión del 2004, han aumentado los requisitos en la zona de articulaciones. En vigas, se obliga a que la soldadura en las zonas de articulaciones plásticas, además de ser continua obligatoriamente, sea capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas, para evitar fallas como las presentadas en el sismo de Northridge o el caso del edificio Amsterdam en México. En las Normas de 1996, que sustituían a las de 1987, se definió la longitud de la zona donde debe aparecer en teoría, la articulación plástica, en función del peralte, para asegurar que éstas aparezcan en lugares previstos y evitar daño que ocasione una falla poco dúctil en vigas; cuidando que el cortante en la sección, generado por la nueva condición de apoyo, entre las articulaciones no sea mayor al de diseño. Este requisito de equilibrio en el intervalo inelástico se prevía desde la primera edición de las Normas, el que se debía revisar usando un esfuerzo de fluencia igual a  $1.25F_y$ ; sin embargo, la nueva versión refiere sólo el  $1.1F_y$  para valorar este esfuerzo plástico.

En lo referente a vigas de alma abierta, las Normas de 1987 establecían que para que éstas se puedan emplear como vigas de marco dúctiles, el factor de comportamiento sísmico podía tomar un valor máximo de  $Q=3$ , lo cual no presentó modificaciones en la revisión de 1996; sin embargo, en las N.T.C. Estructuras Metálicas - 2004, éste se limita para edificios menores a tres pisos para alturas no mayores de 12 m, en cuyo caso contrario debe tomar el valor de  $Q=2$ , restringiendo con ello la deformación que podrían presentar estructuras de altura considerable, que aunados a otros efectos provoca la falla en la conexión de estas armaduras durante la ocurrencia de los sismos.

Las N.T.C. Estructuras Metálicas - 2004 hacen una distinción entre los marcos rígidos con ductilidad alta y con ductilidad reducida que refleja las observaciones y los estudios de marcos dúctiles bajo excitación sísmica. Durante los eventos sísmicos, las cargas inducidas por las deformaciones plásticas de un elemento a un nudo provocaron la falla o la transmisión de la misma a los elementos que concurrían a él, por lo que para el diseño de marcos rígidos con ductilidad alta se debe considerar una fuerza correspondiente a su esfuerzo de fluencia esperado  $F_{ye}$ , producto de esas deformaciones. Además, hace ver la necesidad de tomar en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja como sección compuesta con las vigas, para calcular la resistencia a flexión de las mismas o las fuerzas producidas por ellas. En columnas, solicita que en marcos muy dúctiles, la carga axial factorizada no sea mayor de  $0.3A_cF_y$ , para cualquier combinación sísmica, evitando que la sobrecarga de estos elementos pueda formar un mecanismo de colapso, cuando la redistribución de carga, después de que ocurra el pandeo local en una de ellas, provoque la falla de la estructura. Las uniones entre tramos de



columnas efectuadas con soldadura de penetración parcial deberán localizarse a una distancia no menor de  $L/4$ , ni de un metro, de las uniones viga-columna para evitar que la formación de articulaciones y las deformaciones asociadas en esta zona provoquen la fractura de la soldadura que ocasione la incursión del elemento en un intervalo inestable.

Cada falla de las placas dúctiles de acero, durante los sismos, requirió investigación desde varios puntos de vista: mecánicos, tecnología de la soldadura entre otros. La mayor parte de los estudios mostró que el material de las placas cumplía la resistencia, provista por el *American Society for Testing and Materials* (A.S.T.M.), y los requerimientos de composición química del acero A36. Observaciones similares, hicieron ver la necesidad de realizar diseños con propiedades que asemejaran más el comportamiento real de los elementos estructurales, limitando y especificando con mayor detalle su calidad en el código. Uno de estos esfuerzos, en las N.T.C. Estructuras Metálicas - 2004, es el factor  $R_y$ , que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada, para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo, de tal forma que la resistencia requerida en la conexión se determina usando el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_{yex}$  del miembro conectado, que es igual a  $F_y R_y$ .

Efectos, provocados por los materiales, no considerados en el proceso de diseño fueron causantes de fallas en las estructuras durante los sismos, como el rápido enfriamiento de la soldadura que pudo ser causante de esfuerzos residuales en la placa base, que degradaron las propiedades de la misma, dando facilidades a la posible falla de la pieza. Aunado a sobrecargas, generadas por los contravientos, en las placas base que provocaron grandes fuerzas de cortante de entrepiso, las cuales a su vez generaron momentos de volteo considerables. En el sismo de Northridge fue común encontrar que los contravientos penetraron la placa del patín probablemente porque la fusión de la soldadura no fue correcta o por la insuficiente longitud o tamaño de la soldadura.

Debido a la cantidad de daño reportado durante los sismos en conexiones de marcos de acero, se realizaron gran cantidad de estudios y observaciones para conocer su comportamiento, mecanismo de falla y capacidad de rotación. El Comité Sismológico de la Asociación de Ingenieros Estructuristas de California (S.E.A.O.C. por sus siglas en inglés) constituyó la primer fuente de cambios y actualizaciones de lo provisto por el *Uniform Building Code* (U.B.C.) y algunos otros códigos, producto del comportamiento de los edificios durante el sismo de Northridge. Se presentó un cambio de emergencia dentro del UBC-1994 respecto a las conexiones de elementos de acero a mediados de 1994, que elimina del código la aprobación de establecer en conexiones dúctiles a momento soldadura en el patín de la viga a la columna, usada extensamente desde la década de los 70's. Dentro de este cambio, es necesario demostrar con pruebas o cálculos que la propuesta de la configuración de conexión puede sostenerse si se requieren rotaciones inelásticas. En México, estas observaciones originaron que se presentaran cambios, en particular en las conexiones, en donde las N.T.C. - Estructuras Metálicas no habían tenido cambio significativo desde 1987; para lo cual, debe tenerse en cuenta las condiciones de carga: si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo. Enunciando que las uniones de marcos rígidos, que logren resistir deformaciones inelásticas limitadas por sollicitaciones sísmicas, podrán ser tipo I o parcialmente restringidas. Cuando el diseño quede regido por una condición de carga que incluya sismo, la resistencia de la conexión de cada viga será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

1. Un momento  $M_u$  igual, como mínimo, a  $1 / R_y M_{pv}$  donde  $M_{pv}$  es el momento plástico nominal de la viga, y  $R_y$  corresponde al acero de la misma.
2. El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

Las fallas en las conexiones resultado de la falta de continuidad y la sobrecarga inducida por las grandes deformaciones de las vigas, provocaron que en el código se hicieran recomendaciones precisas en las placas de unión, refinando que las placas de extensión deberán quitarse en todos los casos. Se mencionan los casos en los que se pueden dejar las placas de respaldo en vigas, unidas a las columnas con soldadura de penetración, y soldaduras adicionales que esto conlleva.

Durante los sismos se presentaron esfuerzos de tensión importantes en la superficie de placas debido a la proporción del patín esbelto de la columna soldado a una placa gruesa, la cual se calienta y enfría más rápidamente en comparación con la placa del patín.

El código hace ver la necesidad de conservar el espesor y el ancho, para la continuidad de la rigidez, en los atiesadores necesarios y placas de una junta en vigas y columnas.

Cuando la viga llega al patín de la columna, se deben colocar placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) del mismo grueso y ancho total que el patín de la viga, unidos con soldadura de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que eviten el cambio de rigidez en la junta. Además, se debe revisar la resistencia de los patines y el alma de la columna frente a los patines de la viga, contra las acciones de diseño, que serán el menor de los valores  $1.1 R_y M_{pv} / d_v$  y  $1.1 R_y A_p F_y$ , donde  $M_{pv}$  es el momento plástico resistente de la viga,  $d_v$  su peralte,  $A_p$  y  $F_y$  el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga; considerando que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a cargas accidentales, pueden cambiar de signo. Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna para evitar pandeo local provocado por los esfuerzos inducidos por la viga. Fueron comunes las fallas en conexiones no visibles, principalmente en Northridge, lo que sugiere que las conexiones de todos los marcos sismo-resistentes sujetos a movimientos fuertes del suelo deben ser inspeccionadas después del evento.

El pandeo y fluencia en las uniones de los armostramientos en sistemas contraventeados ante cargas cíclicas de tensión y compresión se presentaron con relativa frecuencia, fractura en la placa conector al alma de la columna, alargamiento de las anclas y desplome en el primer nivel. La placa que conectaba el armostramiento al alma de la columna desgarró la misma, lo que demuestra la necesidad de la utilización de placas de respaldo en este sitio y un mayor detallado dentro de los reglamentos de las conexiones de estos sistemas. Esta localización de puntos de falla, durante los sismos requirió estrictas limitaciones de relaciones ancho-espesor en paredes de secciones transversales de contravientos, introducidas también en el *Uniform Building Code* (U.B.C.) en 1994. Las N.T.C. Estructuras Metálicas - 2004 dedican un apartado específico para marcos con contraventeo concéntrico dúctil, marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal y marcos dúctiles con contraventeos excéntricos. Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tiene la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones, estableciendo requisitos para las diagonales de contraventeo y conexiones de las mismas.

La relación de esbeltez de diagonales queda limitada a  $KL/r < 5.88 \sqrt{E/F_y}$  y si éstas fueran armadas ésta no será mayor de la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado.

Fue común, durante los eventos sísmicos, encontrar conexiones en contravientos falladas por cargas adicionales inducidas por los diagonales. Estas cargas superaban a la fuerza máxima que debía ser transmitida por los elementos, indicada por el análisis, debido a que por las solicitaciones generadas obligaban a que las diagonales transmitieran la resistencia nominal en tensión del elemento de contraventeo, calculada como  $R_y F_y A$ , por lo que la conexión, en estructuras ubicadas en las zonas II y III, debe diseñarse considerando ambas condiciones.

La falla en la conexión por el pandeo de los contravientos fue otro fenómeno frecuente. En el código se solicita que en la dirección, de acuerdo al análisis, en la que se pandeará la diagonal, la resistencia de diseño en flexión de la conexión debe ser igual o mayor que la resistencia nominal esperada en flexión del contraventeo alrededor del eje de pandeo,  $1.1 R_y M_p$ .

En marcos con contraventeo concéntrico dúctil no se permite usar diagonales en K, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna. En el caso de contraventeos en V y en V invertida, las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse con la condición más crítica suponiendo que no existe la diagonal o con una carga vertical aplicada por la misma, considerando una fuerza mínima igual a  $P_y$  en la diagonal en tensión y una fuerza máxima de  $0.3F_c R_c$  en la comprimida, para evitar la falla de la conexión y la transmisión de la misma a la viga, como se presentó durante el sismo de Northridge.

Los marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal, aquéllos en los que las diagonales de contraviento pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes mientras permiten deformaciones inelásticas moderadas en sus miembros y conexiones, quedan restringidos a una relación de esbeltez efectiva,  $KL/r < 4.23 \sqrt{E/F_y}$ . La resistencia requerida en compresión de un miembro de contraventeo no excederá de

$0.8F_cR_c$ . Los requisitos para que los marcos dúctiles con contraventeos excéntricos tengan un comportamiento adecuado bajo acciones sísmicas importantes, no están explícitamente enunciados en el código, haciendo su referencia a lo establecido en la literatura especializada.

A pesar de que el movimiento del suelo, durante el sismo, en muchas áreas excedió la base del código nominal, se encontró que la actuación de edificios modernos superó las expectativas del reglamento debido a su buen comportamiento. El daño excesivo en los marcos de acero indica que el detalle de la conexión usada, en zonas altamente sísmicas, desde la década de los 70's no es adecuada, por lo que existe la posibilidad de contar con edificios existentes con un desempeño sísmico cuestionable; ya que debe recordarse, entre otros aspectos, que en movimientos similares con distintas condiciones y duración podrían presentarse mayor daño.

Adicionalmente, se muestran, en la figura 1.7, los espectros elásticos de diseño sugeridos, desde 1976, por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del R.C.D.F., para zona III, mediante las ecuaciones planteadas en cada publicación. En la gráfica se aprecia la evolución de los espectros después de las observaciones generadas de eventos sísmicos en el país. La propuesta del Reglamento de 1976 generaba ordenadas espectrales pequeñas que fueron aumentadas en la revisión de 1987, cuyo espectro intentaba cubrir todos los posibles espectros presentados en la zona III que obligaba a tener un espectro con meseta muy amplia, que envuelve incluso a los espectros de las subzonificaciones de la nueva versión de las Normas Técnicas, con excepción de la zona IIIb. Los espectros propuestos por las N.T.C. Sismo - 2004 son espectros particulares para cada subzonificación, por lo que su meseta e intensidad varía en función del periodo.

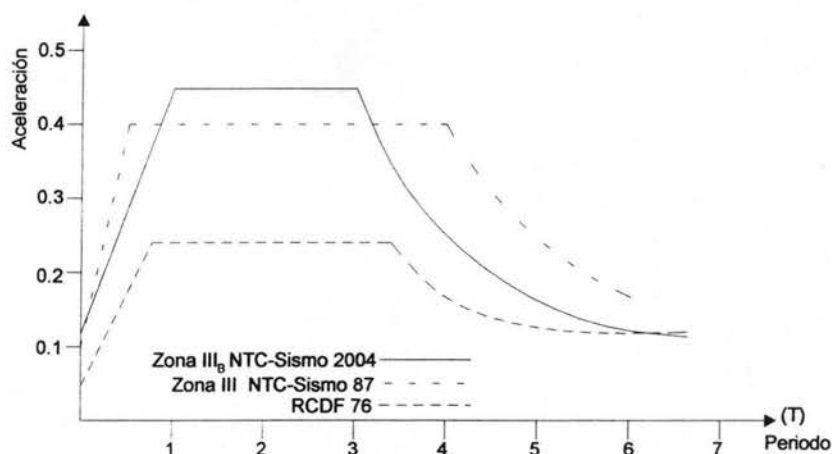


Fig. 1.7 Diferencias entre los diversos espectros de diseño para la zona III

En el sismo de la Ciudad de México y el de Northridge, se presentaron casos en los que la falla en diversas conexiones no ocasionaba el colapso por la redundancia que tenían las estructuras, además de que la sobrerresistencia y las limitaciones de deformación ayudaron a que no se colapsaran las estructuras. Por lo que la necesidad de considerar estos parámetros, en las N.T.C. Sismo 2004, se hizo posible, en el Apéndice Normativo A, que plantea un procedimiento para la construcción de los espectros de diseño en sus factores de reducción por sobrerresistencia y por ductilidad, que son reflejo del comportamiento del material y del sistema estructural durante los sismos y estudios generados.

## CONCLUSIONES

El presente trabajo mostró que ha existido gran avance en el entendimiento del fenómeno sísmico después de los temblores de México, Northridge y Kobe. Un amplio conjunto de medidas y estudios han sido desarrollados desde 1985, los que conducen a una mayor seguridad de las estructuras; sin embargo, es fundamental reconocer que existen ciudades en el interior del país con edificios y líneas vitales vulnerables a los fenómenos sísmicos como se observó en Manzanillo y Puerto Vallarta durante el sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995. Sin duda, una de las lecciones, aprendida de estos eventos, es que es indispensable implantar programas de refuerzo que conduzcan a reducir esta vulnerabilidad de las estructuras conforme las sociedades progresan, que evite las altísimas pérdidas provocadas por los mismos.

Se ha demostrado que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas de la versión 2004, han evolucionado considerablemente en el diseño de marcos dúctiles haciendo distinción para el diseño de marcos rígidos con ductilidad alta y con ductilidad reducida, donde se prevén zonas específicas para la formación de articulaciones plásticas que eviten fallas poco dúctiles. Se han implementado propuestas para realizar diseños con propiedades que asemejen el comportamiento real de los sistemas estructurales, como el factor  $R_s$  para la determinación de un esfuerzo de fluencia esperado.

La nueva versión de las N.T.C. Estructuras Metálicas 2004 dedica un apartado específico relacionado a los armostramientos que considera marcos con contraventeo concéntrico dúctil, marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal y marcos dúctiles con contraventeos excéntricos, vigilando en cada caso requisitos de diagonales, conexiones, fluencia de elementos, límites de relaciones de esbeltez y cargas adicionales generadas por la respuesta del sistema ante excitaciones dinámicas, que no habían sido consideradas en versiones anteriores y provocaron fallas como las descritas a lo largo de este capítulo.

Durante los eventos, las consecuencias de las fallas dependen del tipo y la frecuencia de las mismas. Evidentemente, la fractura a través de la columna aumenta el daño de la integridad, haciendo crítica la estabilidad de los sistemas estructurales. En uniones de columnas y vigas, el diseño de las conexiones en las N.T.C. Estructuras Metálicas, que había aparecido sin cambio desde las N.T.C. Estructuras Metálicas - 87, tiene en cuenta si el criterio que rige el diseño es por cargas muertas y vivas únicamente; por cargas vivas, muertas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo, siguiendo distintos criterios en cada caso, vigilando con especial cuidado la continuidad de rigidez en la junta, mediante atesadores y/o placas de continuidad que conserven el ancho y espesor, recomendando mejoras para la calidad de su construcción y detallado del diseño, así como la consideración de nuevas configuraciones generadas de las investigaciones.

En la Ciudad de México, el comportamiento de edificios de acero esboza que para las demandas de ductilidad impuestas, la resistencia de los sistemas estructurales puede ser mucho mayor que la resistencia de diseño de los códigos utilizando modelos simplificados de diseño. Durante el sismo de 1985, estructuras con periodos cortos experimentaron menor daño relativamente, pero edificios con periodo inicial entre 1 y 2.5 segundos presentaban daño severo o colapso, lo que sería explicable considerando que la diferencia entre la resistencia real y la resistencia de diseño sísmico es atribuida a la sobrerresistencia presentada por las estructuras, cuya inclusión en los análisis cambiaría la demanda de ductilidad y el periodo crítico. Esta sobrerresistencia depende grandemente del tipo de sistema estructural y del número de niveles (periodo) de la estructura. Por ésta razón, la relación entre la resistencia lateral y la fuerza de diseño sísmico (cortante basal de diseño) no sigue ningún modelo sin la inclusión de la misma en el proceso de diseño, lo que origina, una pequeña relación de la demanda de ductilidad impuesta por el sismo. Una vez que la sobre resistencia es considerada, se obtiene una buena idea de la demanda de ductilidad real para predecir el comportamiento de demandas de ductilidad altas y daños más severos inducidos *inconscientemente* a la estructura. Por ello, el proceso alterno de diseño del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo, que considera implícitamente la sobre resistencia, puede contribuir en el futuro a llegar a diseños más racionales de estructuras metálicas, aunque cabe señalar que el factor de sobre resistencia deberá evolucionar hacia valores racionales para cada sistema estructural, ya que en la propuesta actual presenta valores indicativos que se basan en un reducido número de estudios de estructuras principalmente de marcos de concreto reforzado.

## 1.2 Espectros de Diseño

El cuerpo principal del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, incluye solamente requisitos de carácter general. Métodos de análisis y prescripciones particulares para estructuras específicas están contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Además requisitos específicos para el diseño sísmico de los principales materiales estructurales se encuentran en las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Metálicas, de Mampostería y de Madera, respectivamente.

El Título VI del R.C.D.F., Seguridad Estructural de las Construcciones, consta de 10 capítulos, varios de los cuales contienen disposiciones referentes al diseño sísmico; en particular, el Capítulo VI, se titula Diseño por Sismo y en sus cláusulas se establecen las bases y requisitos de diseño para que las estructuras tengan adecuada seguridad ante cualquier fenómeno sísmico.

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

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

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

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

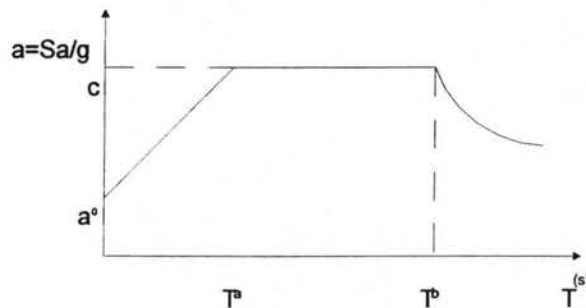


Fig. 1.8 Forma típica del espectro de diseño para el Distrito Federal.

Las partes que constituyen los espectros son los siguientes:

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

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}, \quad \text{si } T < T_a$$

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

$$a = qc, \quad \text{si } T \text{ excede } T_b$$

$$q = \left[ \frac{T_b}{T} \right]^r$$

Donde  $T$  es el Periodo Natural de interés;  $T$ ,  $T_a$  y  $T_b$  están expresados en segundos. Los valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  dependen de las zonas del Distrito Federal en que se encuentre la estructura. Las características de cada zona se describen en la tabla 1.1 de acuerdo al artículo 219 del R.C.D.F.

Tabla 1.1 Zonas en que se divide el Distrito Federal

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

Los valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  se presentan en la tabla 1.2, estos valores están en función del tipo de suelo o zona en que se ubique, de acuerdo a la sección 3 de las N.T.C.-Sismo.

Tabla 1.2 Valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$

Zona	$a_0$	$T_a$	$T_b$	$r$	$c$ Grupo B
I	0.04	0.2	1.35	1	0.16
II	0.08	0.2	1.35	1.33	0.32
III <sub>a</sub>	0.10	0.53	1.80	2	0.40
III <sub>b</sub>	0.11	0.85	3.0	2	0.45
III <sub>c</sub>	0.10	1.25	4.2	2	0.40
III <sub>d</sub>	0.10	0.85	4.2	2	0.30

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

Según el artículo 206 del R.C.D.F. para estructuras del Grupo A los valores de  $c$  se incrementan en un 50% de los correspondientes a estructuras pertenecientes al grupo B, como se observa en la tabla anterior. Para el caso del presente trabajo se utilizaron los valores asurados, se intentó tomar los valores más desfavorables que manejan las Normas Técnicas Complementarias de Sismo.

Las estructuras se clasifican en dos grupos de acuerdo a la importancia y función que tengan. Esta clasificación se encuentra especificada en el artículo 174 del R.C.D.F. y se reproduce en la tabla 1.4

Tabla 1.4 Clasificación de las Construcciones

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

### 1.3 Requisitos de los Factores de Comportamiento Sísmico, Q

El Coeficiente Sísmico "c", puede reducirse por el Factor de Comportamiento Sísmico "Q", cuyos valores dependen del tipo de sistema estructural que resiste las fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten. Los espectros de diseño pueden reducirse en sus ordenadas espectrales de acuerdo al valor de Q. En la figura 1.2 se presentan los espectros de diseño del D.F. para estructuras del grupo A, zona III para diferentes valores de Q.

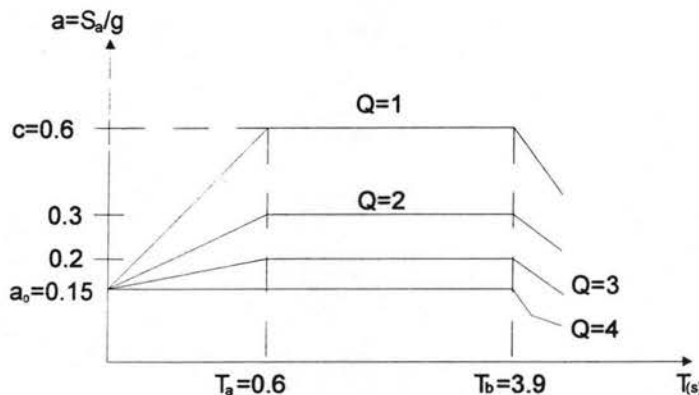


Fig. 1.9 Espectros de Diseño para la zona III del Distrito Federal

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

A continuación se mencionan dichos requisitos:

- Para Q = 4:

- 1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contraventos, cuando menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.
- 2) Si hay muros ligados a la estructura se deben tener en cuenta para el análisis, pero su contribución a la capacidad, ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales sin la contribución de los muros de mampostería.
- 3) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Se debe tomar en cuenta todos los entrepisos. Se deben tomar en cuenta todos los elementos que contribuyen a la capacidad resistente del entrepiso.
- 4) Los muros y marcos de concreto reforzado cumplen los requisitos que marcan las Normas Técnicas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- 5) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas.

- Para Q = 3:

Se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 para Q=4, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero,



por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto reforzado, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán satisfacer también los requisitos de las Normas Técnicas para Estructuras de Concreto.

- Para  $Q = 2$ :

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

- Para  $Q = 1.5$ :

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

- Para  $Q = 1$ :

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

En este trabajo se utiliza un factor de comportamiento sísmico de  $Q=2$  de tal manera que el análisis fuera hecho de la forma más conservadora posible, para de esta forma amplificar el impacto del sismo en la estructura.

### 1.3.1 Condiciones de Regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a marcos y a otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
- 8) Ningún caso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de esta. Se exime de este último requisito únicamente al piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede de en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

### Estructura Irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección anterior, será considerada irregular.

### Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple algunas de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.

### Corrección por irregularidad

El factor de reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1 de las N.T.C.-Sismo, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 1.3.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. Cabe señalar que la estructura a estudiar cae dentro de la definición de estructura irregular ya que no cumple con una de las condiciones que se mencionaron anteriormente.

#### 1.4 Reducción de Fuerzas Sísmicas

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas obtenidas de un análisis estático o un análisis dinámico modal espectral se pueden reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$ . De acuerdo a la sección 4.1 N.T.C. - Sismo,  $Q'$  se calcula con las siguientes expresiones para estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que establecen dichas normas:

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

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

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

#### 1.5 Tipos de Construcción.

Se permiten 3 tipos básicos de construcción, con sus consideraciones de diseño correspondientes, bajo las condiciones que abajo se enumeran. Cada tipo determinará específicamente el tamaño de los miembros, el tipo y la capacidad de sus conexiones.

- Tipo 1, designado comúnmente como "marco rígido", supone que las juntas entre vigas y columnas son lo suficientemente rígidas como para mantener prácticamente sin cambio los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.
- Tipo 2, designado comúnmente como "estructuración simple" (extremos simplemente apoyados, sin empotramiento). Supone que en cuanto a cargas gravitacionales se refiere, los extremos de las vigas están unidos solo para resistir fuerza cortante y están libres para girar.
- Tipo 3, designado comúnmente como "Marco Semirígido" (extremos parcialmente empotrados). Supone en las conexiones de las vigas una capacidad conocida confiable de momento, intermedia entre la rigidez del Tipo 1 y la flexibilidad del Tipo 2.

La construcción Tipo 1 está incondicionalmente permitida dentro de las siguientes especificaciones. Se aceptan 2 métodos de diseño. En el Diseño Plástico los miembros de marcos rígidos o las porciones continuas de marcos se diseñarán de acuerdo con sus resistencias máximas predecibles, para soportar las cargas de diseño especificadas multiplicadas por los factores de carga recomendados. Alternativamente, la construcción Tipo 1 se diseñará dentro de las limitaciones del Método de Esfuerzos Permisibles resistir los esfuerzos producidos por las cargas de diseño especificadas, suponiendo la distribución de momentos de acuerdo con la teoría elástica.

Nota: El presente trabajo se realizó mediante el Método de Esfuerzos Permisibles, ya que como dice en el Párrafo anterior, las N.T.C. - Estructuras Metálicas nos permite usar este método.

## 1.6 ESFUERZOS PERMISIBLES

Todos los componentes de la estructura serán diseñados de tal manera que los esfuerzos, en  $\text{kg/cm}^2$ , no excedan los valores siguientes:

### 1.6.1 Tensión

Excepto para miembros conectados con pasadores,  $F_t$  no excederá de  $0.60F_y$  en el área total, ni de  $0.50F_u$  en el área neta efectiva.

### 1.6.2 Cortante

El área efectiva de la sección transversal que resiste el esfuerzo cortante:

$$F_v = 0.40F_y \quad (1)$$

En perfiles laminados armados, el área efectiva para resistir cortante podrá calcularse como el producto del peralte total por el espesor del alma.

### 1.6.3 Compresión

En la sección total de miembros cargados en compresión axial, cuya sección transversal cumple con la sección 1.8, cuando  $Kl/r$ , la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no amostrado como se define en la sección 1.7, es menor que  $C_c$ :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (2)$$

en donde:  $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$

En la sección total de miembros en compresión axial, cuando  $Kl/r$  excede  $C_c$ :

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (3)$$

En la sección total de amostramientos y en miembros secundarios cargados axialmente cuando  $l/r$  excede 120 (K se considera igual a la unidad).

$$F_{as} = \frac{F_a(\text{según(1)ó(2)})}{1.6 - \frac{l}{200r}} \quad (4)$$

1.6.4 Flexión

1.6.4.1 Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas), cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección:

$$F_b = 0.66F_y$$

para que un miembro se califique bajo esta sección, debe cumplir con los siguientes requisitos:

- 1.- Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas.
- 2.- La relación ancho / espesor de elementos no atesados del patín en compresión, como se define en la sección 1.8.1.1, no excederá de:

$$545 / \sqrt{F_y}$$

- 3.- La relación ancho / espesor de elementos atesados del patín en compresión, como se define en la sección 1.8.2.1, no excederá de:

$$1590 / \sqrt{F_y}$$

- 4.- La relación peralte / espesor del alma o almas no excederá del valor dado por las fórmulas (5) ó (6), según sea aplicable.

$$\frac{d}{t} = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}\right) \quad \text{cuando } f_a = F_y \leq 0.16 \quad (5)$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2150}{\sqrt{F_y}} \quad \text{cuando } f_a = F_y > 0.16 \quad (6)$$

- 5.- La longitud entre soportes laterales del patín de compresión de miembros cajón de sección rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de 2 veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$(137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2} \frac{b}{F_y})$$

excepto que ésta no necesita ser menor de:

$$84400(b / \sqrt{F_y})$$

Excepto para vigas híbridas, las vigas (incluyendo los miembros diseñados con base en la compuesta) que satisfagan los requisitos anteriores y sean continuos sobre apoyos o estén rígidamente conectados a columnas por medio de remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras, podrán ser diseñadas para 9/10 de los momentos negativos producidos por cargas gravitacionales, los que son máximos en los puntos de apoyos, siempre que para tales miembros el momento máximo positivo sea incrementada en 1/10 del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no procede para momentos generados por cargas aplicadas en voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, la reducción del 1/10 podrá ser utilizada en el diseño de la columna para la combinación de carga axial y flexión, siempre que el esfuerzo  $f_a$ , debido a cualquier carga axial concurrente sobre el mismo, no exceda  $0.15F_a$ .

1.6.4.2 Los miembros (excepto vigas híbridas) que cumplan con los requisitos de la sección 1.6.4.1, salvo que  $b_f / 2t_f$ , exceda  $545 / \sqrt{F_y}$ , pero menor que  $797 / \sqrt{F_y}$ , podrán ser diseñados sobre la base de un esfuerzo permisible:

$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.000239 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (7.a)$$

1.6.4.3 Tensión y Compresión en las fibras extremas de miembros I o H, doblemente simétricos, que cumplan con los requisitos de la sección 1.6.4.1 párrafos 1 y 2, y estén flexionados con respecto a su eje menor; así

como las barras sólidas cuadradas y redondas; secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor:

$$F_b = 0.75F_y$$

Los miembros I y H, doblemente simétricos, flexionados con respecto a su eje menor (excepto vigas híbridas), que cumplan con los requisitos de la sección 1.6.4.1, párrafo 1, salvo que  $b_f/2t_f$  exceda  $545/\sqrt{F_y}$ , pero menor que  $797/\sqrt{F_y}$ , podrán ser diseñados con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = F_y \left[ 1.075 - 0.000596 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (7.b)$$

1.6.4.4 Tensión y compresión en las fibras extremas de miembro en cajón a flexión, cuyo patín en compresión o la relación ancho / espesor del alma no cumplan con los requisitos de la sección 1.6.4.1, pero que esté conforme a los requisitos de la sección 1.8:

$$F_b = 0.60F_y$$

Para una sección en cajón, el pandeo lateral por torsión no necesita ser investigado cuando su peralte sea menor de seis veces su ancho.

Los requisitos de soporte lateral para secciones en cajón con peralte / ancho mayor, deben ser determinados por un análisis especial.

En las fibras extremas de miembros a flexión, no incluidos en las secciones 1.6.4.1, 1.6.4.2, 1.6.4.3, ó 1.6.4.4:

1. Tensión:

$$F_b = 0.60F_y$$

2. Compresión

- a) Para miembros que cumplan los requisitos de la sección 1.8.1.2, que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en el plano de ésta y compresión en las fibras extremas de perfiles CE flexionados con respecto a su eje mayor: el mayor de los valores calculados con las formulas (8) ó (9) según sea el caso (a menos que un valor mayor se justifique sobre la base de un análisis más preciso), pero no mayor de  $0.60F_y$ .

$$\text{Cuando: } \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3,590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

Entonces:

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1,080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \quad (8)$$

$$\text{Cuando: } l/r_T \geq \sqrt{\frac{3,590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

Entonces:

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_T)^2} \quad (9)$$

En estas fórmulas:

$l$  = distancia entre secciones transversales armostradas, para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión. Para vigas en voladizo o armostradas para evitar el giro solo en el apoyo,  $l$  puede ser tomada conservadoramente como su longitud real, en cm.

$r_y$  = Radio de Giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión tomada con respecto a un eje en el plano del alma, en  $\text{cm}^2$ .

$A_f$  = Área del patín en compresión, en  $\text{cm}^2$ .

$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$ , pero no mayor de 2.3 donde  $M_1$  es el momento menor y  $M_2$  el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no armostrada, tomados respecto al eje mayor del miembro, y esta relación  $M_1/M_2$  es positivo cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativo cuando estos tienen signos opuestos (flexión con curvatura simple). Cuando el momento de flexión en cualquier punto de la longitud no armostrada, es mayor que en cualquiera de los extremos, el valor de  $C_b$  se tomará como la unidad.

- b) Para miembros que cumplan con los requisitos de la sección 1.8.1.2 pero no incluidos en el Párrafo 2a de esta sección:

$$F_b = 0.60F_y$$

siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje de mayor resistencia estén armostradas lateralmente en la región de esfuerzo de compresión, a intervalos no mayores de:

$$637b_f / \sqrt{F_y}$$

### 1.6.5 Esfuerzos causados por Viento y Sismo

Los esfuerzos permisibles podrán ser incrementados en un tercio por encima de los valores anteriores previstos, cuando sean producidos por cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas muertas y vivas de diseño, siempre y cuando la sección calculada sobre esta base no sea menor que la requerida para el diseño por las cargas vivas o muertas e impacto (si lo hubiera), calculados sin el tercio de incremento de esfuerzo, y siempre que los esfuerzos no requieran calcularse además sobre la base de factores de reducción aplicados a combinaciones de diseño. En el presente trabajo este incremento se realizó en los casos mencionados.

### 1.6.6 Esfuerzos Combinados

#### 1.6.6.1 Compresión Axial y Flexión (Flexocompresión)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión, deben de estar diseñados de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6.6.1.a)$$

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6.6.1.b)$$

cuando  $f_a / F_a \leq 0.15$ , podrá usarse la fórmula 1.6.6.2 en lugar de las fórmulas (1.6.6.1a) y (1.6.6.1b).

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6.6.2)$$

En las fórmulas (1.6.6.1a), (1.6.6.1b) y (1.6.6.2), los subíndices  $x$  y  $y$  combinados con los subíndices  $b$ ,  $m$  y  $e$ , indican el eje de flexión alrededor del cual se aplica un esfuerzo en particular o una propiedad de diseño, y en donde:

$F_a$  = esfuerzo en compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$F_b$  = esfuerzo en compresión axial permisible si sólo existiera momento de flexión, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$F'_c = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl_b / r_b)^2} =$  esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad en  $\text{kg/cm}^2$ . En la

fórmula para  $F'_c$ ,  $l_b$  es la longitud real sin amostramiento en el plano de flexión y  $r_b$  es el radio de giro correspondiente.  $K$  es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de  $F_a$ ,  $F_b$  y  $0.60F_y$ ,  $F'_c$ , podrá incrementarse en un tercio de acuerdo con la sección 1.6.5

$f_a$  = esfuerzo axial calculado, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$f_b$  = esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$C_m$  = coeficiente cuyo valor será:

1.- Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral,  $C_m = 0.85$ .

2.- Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos amostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}, \text{ pero no menor de } 0.4$$

en donde  $M_1/M_2$  es la relación del momento menor al mayor, en los extremos de la parte del miembro no amostrada, en el plano de flexión.  $M_1/M_2$  es positiva cuando el miembro esta flexionado en curvatura doble y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

3.- Para miembros en compresión en marcos amostrados contra desplazamiento lateral en el plano de la carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos, el valor de  $C_m$  puede determinarse por un análisis racional; sin embargo, en lugar de dicho análisis pueden emplearse los siguientes valores:

$C_m = 0.85$  para miembros cuyos extremos están restringidos.

$C_m = 1.0$  para miembros cuyos extremos no están restringidos.

### 1.6.6.2 Tensión Axial y Flexión ( flexo-tensión )

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de tensión axial y a flexión, deben estar diseñados en toda su longitud para satisfacer los requisitos de la fórmula 1.6.6.1b, donde  $f_b$  es el esfuerzo de tensión por flexión calculado. Sin embargo, el esfuerzo de compresión por flexión calculado, tomado aisladamente, no debe exceder el valor aplicable según la sección 1.6.4



### 1.6.7 Estabilidad y Relaciones de Esbeltez

#### 1.6.7.1 Generalidades

Una estructura en su totalidad y cada uno de sus miembros deberán ser estables. En el diseño deberán tomarse en cuenta los efectos significativos de las cargas que resultan de la deformación de la estructura o de los miembros individuales del sistema que soporta las cargas laterales, incluyendo los efectos sobre vigas, columnas, armostramientos, conexiones y muros de cortante.

Para determinar la relación de esbeltez de un miembro cargado en compresión axial,  $Kl$  será su longitud efectiva, y  $r$  el radio de giro correspondiente, excepto lo estipulado en la fórmula (4).

#### 1.6.7.2 Marcos armostrados ( desplazamiento lateral impedido )

El factor de longitud efectiva,  $K$ , para miembros a compresión de armaduras de aquellos marcos cuya estabilidad lateral se logra mediante una adecuada unión con armostramientos en diagonal, muros de cortante, una estructura adyacente que tenga estabilidad lateral adecuada, losas de piso o de techo fijadas horizontalmente por muros o por armostramientos paralelos al plano del marco, será tomado como la unidad, a menos que un estudio demuestre que puede usarse un valor menor.

#### 1.6.7.3 Marcos no armostrados ( desplazamiento lateral permitido )

En marcos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y columnas unidas rígidamente, la longitud efectiva,  $Kl$ , de los miembros en compresión, se determinará por un método racional, y no será menor que la longitud no armostrada.

### 1.6.8 Relaciones máximas de esbeltez

La relación de esbeltez,  $Kl/r$ , de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez,  $l/r$ , de miembros en tensión que no sean barras, preferiblemente no excederá de:

Para miembros principales ..... 240

Para miembros del armostramiento lateral y otros secundarios ..... 300

1.6.9 Relaciones Ancho - Espesor

1.6.9.1 Elementos en compresión no atiesados

Los elementos en compresión no atiesados son aquellos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión. El ancho de las placas no atiesadas se tomará desde el borde libre hasta la primera fila de sujetadores o soldaduras; el ancho de los lados de los ángulos y de los patines de perfiles CE, así como el alma de secciones en T, se tomará como la dimensión total nominal; el ancho de los patines de los perfiles I y T se tomará como la mitad del ancho total nominal. El espesor de un patín de espesor variable se medirá a la mitad de la distancia entre su borde libre y la cara correspondiente del alma.

Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial o compresión debida a la flexión, se considerarán como totalmente efectivos cuando a la relación ancho / espesor no sea mayor de:

$640/\sqrt{F_y}$  en puntales formados por un ángulo o dos ángulos con separadores.

$800/\sqrt{F_y}$  en puntales formados por dos ángulos en contacto; ángulos o placas en compresión que sobresalgan de las traveses, columnas u otros miembros en compresión; patines en compresión de vigas; atiesadores de traveses armadas de alma llena.

$1,060/\sqrt{F_y}$  en almas de perfiles T.

1.6.9.2 Elementos en compresión atiesados

Los elementos en compresión atiesados son aquellos que están soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión. Su ancho es igual a la distancia entre las líneas mas cercanas de sujetadores o soldaduras, o entre las raíces de los patines, en el caso de secciones laminadas.

Los elementos atiesados sometidos a compresión axial, o a compresión uniforme debida a la flexión, como en el caso del patín de un miembro de flexión, son considerados totalmente efectivos mientras la relación ancho / espesor no sea mayor de:

$2,000/\sqrt{F_y}$  en los patines de sección cajón, cuadradas y rectangulares y de espesor uniforme.

$2,660/\sqrt{F_y}$  en el ancho no apoyado de cubre placas perforadas con una sene de agujeros de acceso.

$2,120/\sqrt{F_y}$  en cualquier otro elemento atiesado en compresión uniforme.

Capítulo 2  
CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

## 2.- CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Las Normas Técnicas Complementarias por Sismo proponen tres Métodos de Análisis Sísmico:

- 1) El Método Simplificado de Análisis Sísmico.
- 2) El Método Estático.
- 3) El Método Dinámico (Modal Espectral e Integración Paso a Paso).

### 2.1 Método Simplificado de Análisis Sísmico

Este Método es una variante del Método Estático, aplicable a estructuras de muros de carga, de baja altura, planta mas o menos rectangular, con distribución sensiblemente simétrica, y en los pisos tienen rigidez suficiente para transmitir la fuerza sísmica a los muros paralelos a la dirección del movimiento del terreno. Será aplicable al análisis de edificios que cumplan con los requisitos que se especifican en la sección 2.2:

- 1) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportados por muros ligados entre sí mediante losas corridas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas Técnicas Complementarias correspondientes. Será aceptable cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta de un edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán armados con diagonales.
- 2) La relación entre la longitud y el ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y cada tramo resista el criterio que marca la sección 7 NTC-Sismo.
- 3) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no debe ser mayor de 13m.

### 2.2 Análisis Sísmico Estático

En la sección 2.1 de las NTC-Sismo se indica que se podrá emplear el método estático para estructuras que no pasen de 60 m de altura. La aplicación del Método Estático requiere que la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los pisos, en dos direcciones ortogonales, que las fuerzas sísmicas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).

Se puede deducir que la fuerza horizontal  $P$ , aplicada en el centro de masas del nivel está dada por la expresión:

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

donde:

- $W_i$ : Peso de la masa asociada al nivel  $i$
- $h_i$ : Altura de la masa  $i$  medida a partir del desplante
- $c$ : Coeficiente Sísmico
- $Q$ : Factor de Comportamiento Sísmico

## 2.3 Métodos de Análisis Dinámico

### 2.3.1 Introducción

En este subcapítulo se presentan brevemente los conceptos básicos del análisis dinámico de edificios, en los que se fundamentan los métodos dinámicos de los reglamentos modernos de construcción.

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

En nuestro Reglamento se hace mención en 2 métodos de Análisis Dinámico y estos son:

- El Método de Análisis Dinámico Modal Espectral es el que más se utiliza en la práctica, e implica el uso de simultáneo de modos de vibrar y espectros de diseño.
- El Método de Análisis Dinámico Paso a Paso consiste en integrar las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma que representa al sismo de diseño.

### 2.3.2 Grados de Libertad Dinámicos

Desde el punto de vista dinámico, interesan los Grados de Libertad en los que se generan fuerzas generalizadas de inercia significativas; es decir, fuerzas igual a masa por aceleración o momentos de inercia por aceleración angular. En un marco de dos niveles, las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan los pisos, es decir, las masas  $m_1$  y  $m_2$  al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, por tanto, tenemos un "sistema de dos grados de libertad dinámicos" que son precisamente los desplazamientos laterales 1 y 2, mientras que los restantes giros y desplazamientos no generan fuerzas de inercia de consideración (Figura 2.0).

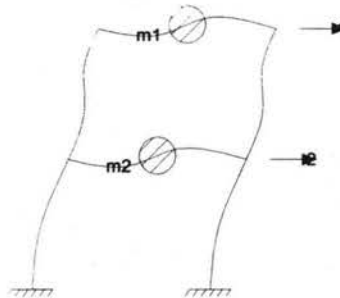


Fig. 2.0 Grados de Libertad

En edificios es generalmente aceptable suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, lo que permite expresar el movimiento lateral de cualquier punto del piso en tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales, y un giro alrededor de un eje vertical, también se acepta que la masa se concentra en las losas de entrepiso de un edificio y se puede expresar que los desplazamientos laterales son productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales (en dos ejes horizontales perpendiculares) y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto permite efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso.

### 2.3.3 Sistemas Lineales de un Grado de Libertad

Considerando el sistema de un piso mostrado en la figura 2.1, constituido por una masa concentrada que puede tener un desplazamiento  $u$ , ligado al terreno mediante varios elementos verticales representados esquemáticamente por dos columnas elásticas y un amortiguador. Cuando el terreno experimenta un desplazamiento horizontal  $S$ , en la ecuación de equilibrio dinámico aparecen la fuerza de inercia, igual a la masa

por su aceleración absoluta  $\ddot{x}$ , la fuerza de rigidez y la de amortiguamiento. En el caso más sencillo, las fuerzas de rigidez y de amortiguamiento son, respectivamente, proporcionales al desplazamiento  $u$  y a la velocidad  $\dot{u}$  de la masa con respecto a su base. Sean  $k$  y  $c$  las correspondientes constantes de proporcionalidad que se supone no cambian con el tiempo;  $k$  es la rigidez lateral y  $c$  se llama coeficiente o relación de amortiguamiento.

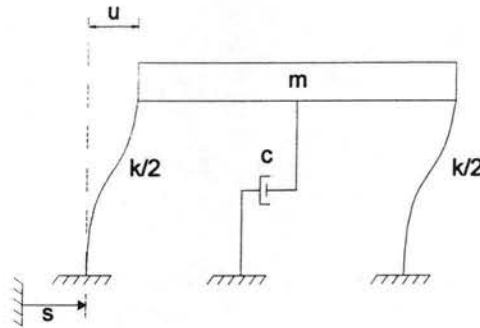


Fig. 2.1 Sistema simple con Amortiguamiento Viscoso

El conjunto  $m$ ,  $c$  y  $k$  constituye un sistema lineal de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso o lineal; usando el Principio de D'Alembert, la Ecuación Diferencial de Equilibrio Dinámico o de Movimiento es:

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (1)$$

El punto sobre una cantidad significativa derivada con respecto al tiempo. Considerando que  $x = s + u$ , la ecuación anterior se escribe:

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{s} \quad (2)$$

Dividiendo esta ecuación entre  $m$  y definiendo  $\omega = \sqrt{k/m}$ ,  $c_{cr} = 2\sqrt{km}$  y  $\zeta = c/c_{cr}$  se llega a:

$$u + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{s} \quad (3)$$

$\omega$  se denomina Frecuencia Circular Natural del sistema,  $c_{cr}$  se conoce como Amortiguamiento Crítico,  $\zeta$  representa un porcentaje del Amortiguamiento Crítico, que usualmente se expresa como porcentaje. De las definiciones de  $\omega$  y  $c_{cr}$  deducimos que  $c_{cr} = 2m\omega$ , lo cual muestra que el Amortiguamiento Crítico está relacionado con la Frecuencia Fundamental de Vibración.

### 2.3.4 Vibraciones Libres

El sistema descrito anteriormente, vibra libremente cuando la masa se mueve, pero el terreno permanece inmóvil y no actúan fuerzas exteriores. En este caso el segundo miembro de la Ecuación (3) se anula y su solución es:

$$u(t) = Ae^{-\zeta\omega t} \cos \omega_a(t - \gamma) \quad (4)$$

donde: 
$$\omega_a = \omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (5)$$

$\omega_a$  es la Frecuencia Natural Amortiguada del sistema,  $A$  y  $\gamma$  son constantes que dependen de las condiciones iniciales, es decir, del Desplazamiento y la Velocidad cuando  $t = 0$ , respectivamente.

La ecuación (4) da  $u(t) = A \cos \omega(t - \gamma)$  cuando no existe Amortiguamiento ( $\xi = 0$ ), y se dice que la masa tiene un movimiento armónico. El tiempo  $t$ , que dura un Ciclo de Oscilación Completo, se llama Periodo de Vibración Natural del sistema y es igual a  $2\pi / \omega$ . Por otro lado, si el Amortiguamiento es igual al Crítico ( $\xi = 1$ ) encontramos que  $\omega_a = 0$  y, por tanto,  $u(t) = Ae^{-\xi \omega t}$ , indicando que la masa se mueve sin oscilar y vuelve a su posición de equilibrio estático,  $u = 0$ , luego de un tiempo infinito.

En el análisis de edificios es de mayor interés el caso de amortiguamientos menores que el crítico, para el cual, si el desplazamiento y la velocidad de la masa en el instante  $t = 0$  valen, respectivamente  $u_0$  y  $\dot{u}_0$ , obtenemos:

$$u(t) = Ae^{-\xi \omega_a t} \left\{ (\dot{u}_0 + \xi \omega u_0) (\text{sen } \omega_a t) / \omega_a + u_0 \cos \omega_a t \right\} \quad (6)$$

Esta ecuación describe un movimiento oscilante de la masa con frecuencia  $\omega_a$  y con amplitud exponencialmente decreciente como se ilustra en la figura 2.2. El Periodo Amortiguado,  $T_a = 2\pi / \omega_a$  es el tiempo que tarda un ciclo completo de oscilación, y es una propiedad de la estructura, independientemente de cómo se le excite.

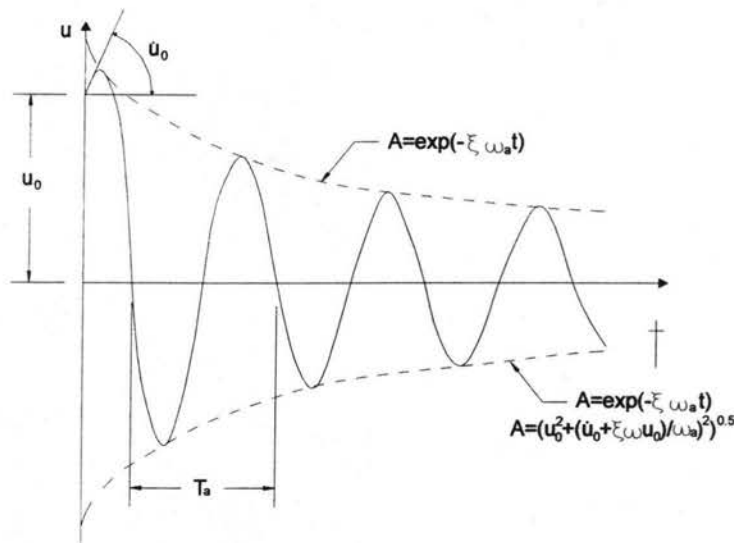


Figura 2.2 Vibraciones Libres del Sistema

Normalmente, el amortiguamiento de estructuras de edificios no es mayor del 10% del crítico (para nuestro caso utilizamos el 5%, por ser marcos de estructura metálica), o sea que típicamente  $\xi$  es menor que 0.1, aún para este límite relativamente alto, la ecuación (4) da  $\omega_a = 0.995 \omega$ ; de aquí se deduce que en casos prácticos la influencia del amortiguamiento en la frecuencia de vibración es pequeña, siendo su efecto más importante disminuir la amplitud de dicha vibración conforme avanza el tiempo, según el término exponencial de la ecuación (6) y se ilustra en la figura 2.2

### 2.3.5 Sistemas Lineales de varios Grados de Libertad

En su mayoría, las estructuras no se prestan para ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, pero pueden suponerse compuestas por una sene de masas concentradas unidas por resortes.

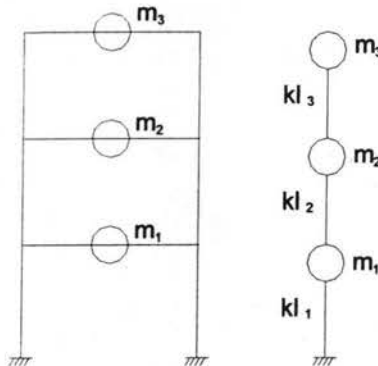


Fig. 2.3 Representación de un edificio de tres niveles por un sistema equivalente de masas y resortes.

En el equilibrio del sistema al igual que en el anterior intervienen las siguientes fuerzas:

- Fuerzas de inercia ( $F_I$ ), que son el producto de la matriz de masas ( $M$ ) por el vector de aceleraciones absolutas ( $\dot{u}_T$ ), el cual es igual a la suma del vector aceleración del terreno ( $\ddot{u}_0$ ) y el vector de aceleración relativa al terreno ( $\ddot{u}_g$ ).

$$F_I = M \cdot \dot{u}_T$$

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

$$F_R = k \cdot u$$

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

$$F_A = c \cdot \dot{u}$$

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

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

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

$$Mu + C\dot{u} + ku = -Mu_0$$

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

$$Mu + Ku = 0$$

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

$$u = A \sin \omega t$$



por tanto se tiene:

$$u = -A\omega^2 \text{sen}\alpha t$$

donde:

$A$ : Amplitud de vibración

$\omega$ : Frecuencia circular del sistema no amortiguado

Al sustituir estas expresiones en la última ecuación se obtiene:

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

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

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

Matemáticamente, la expresión anterior constituye un problema de valores característicos. Desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado  $n$  cuya incógnita es  $\omega^2$ , siendo  $n$  el número de grados de libertad (3 en el caso de la figura 2.3), cuya solución conduce  $n$  valores de  $\omega^2$ , es decir,  $n$  frecuencias naturales de vibración  $\omega$ , que corresponden a otros tantos periodos naturales  $2\pi/\omega$ . Para estructuras estables los valores de  $\omega^2$  son reales y positivos, y sus raíces cuadradas son las frecuencias naturales. Se acostumbra numerar a las  $\omega$  en orden creciente; así la frecuencia  $\omega_1$  llamada *frecuencia fundamental* tiene el menor valor, y la última,  $\omega_n$ , el mayor. Reemplazando cada valor de la frecuencia  $\omega_j$  en la figura 2.3 podemos obtener vectores  $Z_j$  diferentes de cero; cada uno de ellos se llama modo de vibración. No resultan soluciones únicas de cada modo sino solamente valores relativos entre las  $Z_{ij}$ , es decir, que nos están definidas las amplitudes de vibración, sino las relaciones entre todas ellas. Se demuestra que los modos de vibración tienen las siguientes propiedades:

- a) Ortogonalidad con respecto a la matriz de masas,

$$Z_j^T M Z_r = 0 \quad \text{si } j \neq r$$

- b) Ortogonalidad con respecto a la matriz de Rigideces:

$$Z_j^T K Z_r = 0 \quad \text{si } j \neq r$$

- c) Los modos naturales constituyen un conjunto completo, lo que significa que cualquier configuración de desplazamientos  $u$  puede expresarse como una combinación lineal de las  $Z_j$ , es decir:

$$u = \sum_j a_j Z_j$$

Los productos  $m_j^* = Z_j^T M Z_j$  y  $k_j^* = Z_j^T K Z_j$  son cantidades escalares que se denominan *masa y rigidez generalizadas* del modo  $j$ , respectivamente. Sus valores dependen de la escala de cada modo, aunque el cociente del segundo sobre el primero se mantiene constante y es igual al cuadrado de la frecuencia del modo en cuestión.

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

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

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

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

### 2.3.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

En la realidad los espectros de temblores reales, tienen una forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural. Por tanto, es posible que 2 estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera bastante distinta a un sismo dado. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que parece a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que no se conoce con certeza el periodo natural por las incertidumbres que existen en el cálculo de masa y Rigideces, y a que las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo-estructura, modifican el periodo fundamental de vibración.

Por lo expuesto, para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles.

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

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

Los desplazamientos se obtienen mediante la siguiente expresión:

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

donde:

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

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

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

donde:

$n$ : Número de niveles

$m_i$ : Masa del nivel  $i$

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

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

$Z_j$ : Vector de amplitudes del modo  $j$

$\omega_j^2$ : Frecuencia circular al cuadrado del modo  $j$

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

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

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

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

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

donde:

$\%_j$ : Porcentaje de masa modal  $j$

$c_j^2$ : Masa efectiva del modo  $j$

$m_i$ : Masa del nivel  $i$

También, las normas señalan que en el análisis se deben incluir cuando menos tres modos y todos aquellos que tengan periodos mayores que 0.4 segundos. Esto se debe a que en los primeros 3 modos de vibrar de una estructura se está considerando mas del 80% de la masa que esta involucrada.

### 2.3.7 Revisión por Cortante Basal

En la sección 9.3 de las N.T.C.-Sismo se señala que cualquiera que sea el método de análisis dinámico que se emplee, si se encuentra que, en la dirección considerada, la fuerza cortante basal  $V_0$  es menor que  $0.8$  a  $W_0 / Q'$ , se deben incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que  $V_0$  iguale a este valor.

### 2.3.8 Efectos de Torsión

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

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

$$E_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad \text{y} \quad E_2 = e_s - 0.1b$$

donde:

$b$ : Dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis.

$e_s$ : Excentricidad calculada a partir de las coordenadas del centro de masa y el centro de torsión.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento

torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

### 2.3.9 Efectos Bidireccionales

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

### 2.3.10 Integración Paso a Paso

Sea un sistema de un grado de libertad, con una fuerza aplicada  $p(t)$  y con propiedades  $m$ ,  $k$ ,  $c$ ; los efectos de la fuerza en el sistema se aprecian en la figura 2.4 que representa un diagrama de cuerpo libre.

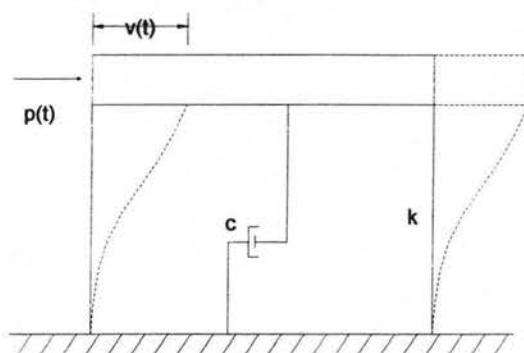


Fig. 2.4 Sistema de un Grado de Libertad

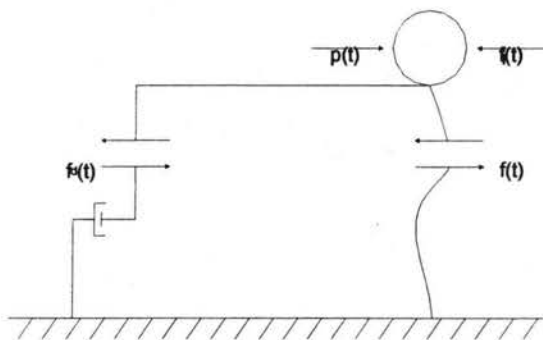


Fig. 2.5 Diagrama de Cuerpo Libre para el equilibrio de Fuerzas

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

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

donde:

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

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

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

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

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

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

Así la ecuación del movimiento puesta en función del incremento es:

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

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

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

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

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

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

Donde  $m$  es la masa que permanece constante,  $c(t)$  y  $k(t)$  representan las propiedades de amortiguamiento y de rigidez. En la Figura 2.6 se puede apreciar que el valor de  $c(t)$  es:

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

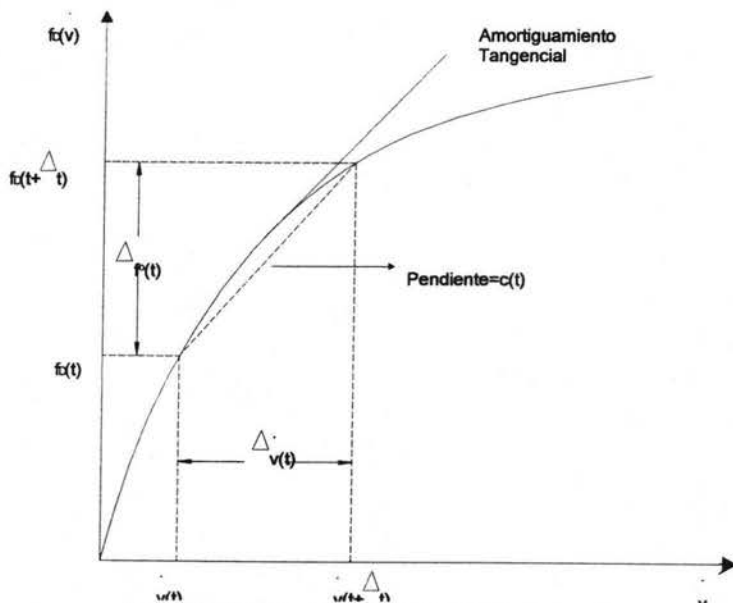


Fig. 2.6 Gráfica de amortiguamiento no lineal

Según se puede observar en la figura 2.7,  $k(t)$  es igual a:

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

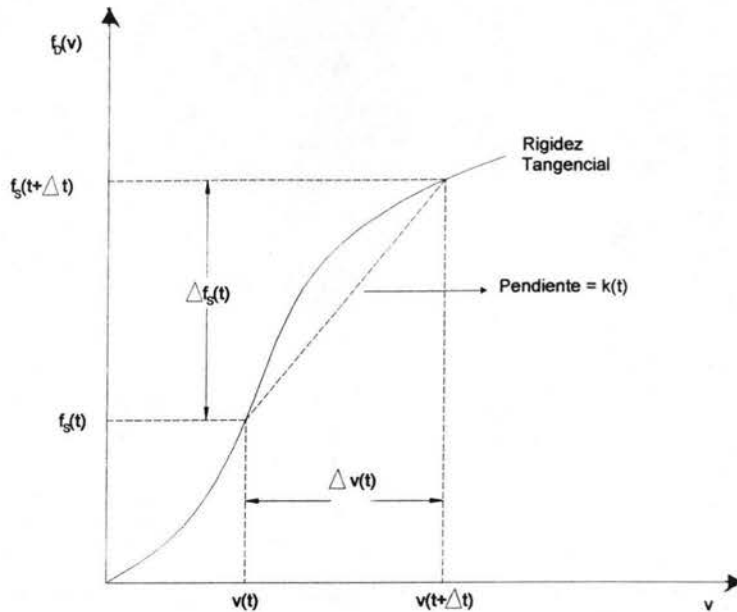


Fig. 2.7 Gráfica de rigidez no lineal

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\tilde{k}(t)\Delta v(t) = \Delta \tilde{p}(t) \quad (16)$$

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

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

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

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

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

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

2.3.11 Deformaciones Laterales Relativas Permisibles entre altura de entrepiso,  $\frac{\Delta_{ri}}{h_i}$

Uno de los índices más importantes para estimar el grado de daño en una estructura es la distorsión de entrepiso,  $\gamma$ , o sea el desplazamiento relativo de dos pisos sucesivos,  $\Delta_n$ , dividido entre la altura del entrepiso,  $h_i$ . Es decir:

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

donde:

$\Delta_{ric}$ : Desplazamientos laterales relativos de entrepiso calculados con las fuerzas reducidas por ductilidad.

Q: Factor que considera el comportamiento inelástico.

El R.C.D.F.-93 en su artículo 209 exige que las distorsiones calculadas no excedan el valor permisible de 0.006 cuando los elementos no estructurales como los muros de mampostería u otros componentes frágiles estén ligados a la estructura principal, y que no excedan tampoco el valor de 0.012 cuando dichos elementos estén desligados de la estructura. Aunque en las N.T.C. – Sismo 2004, en el Apéndice A, en el subcapítulo A5 Revisión de Desplazamientos Laterales aparece una tabla en la que se menciona las Distorsiones Permisibles.

Tabla 2.1 Distorsiones Permisibles de Entrepiso

Sistema Estructural	Distorsión
Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado (Q=3 ó 4)	0.030
Marcos Dúctiles de Acero (Q=3 ó 4)	0.030
Marcos de Acero o Concreto con Ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.015
Losas Planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de Acero con Contravientos Excéntricos	0.020
Marcos de Acero o Concreto con Contravientos Concéntricos	0.015
Muros Combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3)	0.015
Muros Combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.010
Muros Diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o de malla.	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente.	0.0015

Como se puede apreciar en la tabla anterior nuestro caso cae en Marcos de Acero o Concreto con Contravientos Concéntricos, cuyo valor es de 0.015, pero en nuestro trabajo utilizamos el 0.012.



### 2.3.1 | Efectos P-Δ

Al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales (ver figura 2.8), deben revisarse los efectos adicionales de segundo orden, conocidos como efecto P-Δ que se originan a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos. Tales efectos son más importantes en estructuras esbeltas y con cargas verticales de consideración.

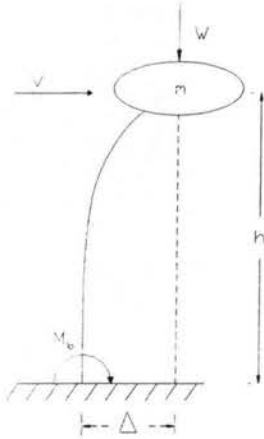


Fig. 1.8 Momento adicional originado por los efectos P-Δ

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

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



Capítulo 3  
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

### 3.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

#### 3.1.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio está ubicado en la zona III<sub>B</sub> del Distrito Federal, (de acuerdo a las N.T.C.- Sismo 2004) siendo una de sus características principales el tener depósitos de arcillas altamente compresibles, separadas por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla (ver capítulo 219 del R.C.D.F.-97). Se supone que el suelo en el sitio en donde se encuentra la estructura tiene un periodo natural de 2 segundos.

En el presente trabajo se presentan las características de los edificios a analizar, así como las hipótesis consideradas para su análisis y diseño, revisando que cumplan con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Departamento del Distrito Federal.

Los edificios que se van a analizar son 6 casos diferentes, los cuales son:

- CASO 1-A: Estructura sin Contraventeo analizado por el Método Dinámico.
- CASO 1-B: Estructura sin Contraventeo analizado por el Método Estático.
- CASO 2-A: Contraventeo Metálico en la Crujía Central de los marcos exteriores analizado por el Método Dinámico.
- CASO 2-B: Contraventeo Metálico en la Crujía Central de los marcos exteriores analizado por el Método Estático.
- CASO 3-A: Contraventeo Metálico a lo largo de las 3 Crujías de los marcos exteriores analizado por el Método Dinámico.
- CASO 3-B: Contraventeo Metálico a lo largo de las 3 Crujías de los marcos exteriores analizado por el Método Estático.

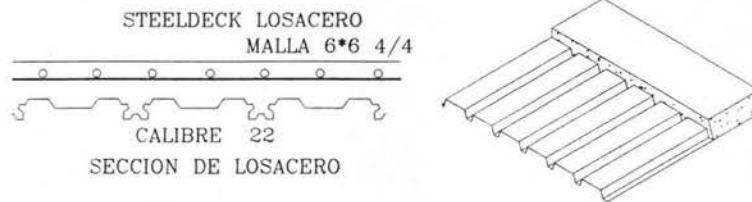
Se considera en todos los casos una losa a base de losacero con concreto de un espesor de 10cm además de los pesos que son comunes para este tipo de pisos, La bajada de cargas que se hizo en el edificio es la siguiente:

#### ENTREPISO:

DESCRIPCIÓN	C. V. MÁX. PESO (kg/m <sup>2</sup> )	C. V. INST. (SISMO) PESO (kg/m <sup>2</sup> )
LOSA DE CONCRETO DE 10 CM	240	
CARGA ADICIONAL. POR R.C.D.F. ART. 197	40	
FIRME DE 5CM Y LOSETA	50	
PESO DE DENSIDAD DE MUROS / M <sup>2</sup>	140	
INSTALACIONES Y PLAFONES	45	
CARGA MUERTA	515	515
CARGA VIVA	250	180
CARGA TOTAL	765	695

#### AZOTEA:

DESCRIPCIÓN	C. V. MÁX. PESO (kg/m <sup>2</sup> )	C. V. INST. (SISMO) PESO (kg/m <sup>2</sup> )
LOSA DE CONCRETO DE 10 CM	240	
CARGA ADICIONAL. POR R.C.D.F. ART. 197	40	
ENLADRILLADO	90	
INSTALACIONES Y PLAFONES	45	
RELLENO DE TEZONTLE (7CM)	90	
CARGA MUERTA	505	505
CARGA VIVA	100	70
CARGA TOTAL	605	575



### COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

Para el diseño de estructuras se utilizó el Método de Esfuerzos Permisibles, el cual está permitido por las N.T.C.-Estructuras Metálicas, el planteamiento de este método esta en el Manual de Especificaciones del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C. (I.M.C.A.), se recomienda que se diseñen los elementos estructurales con las siguientes combinaciones y factores de carga:

- $1 (C. M. + C. V._{MAX})$
- $0.75 (C. M. + C. V._{INST}) + 0.75 \text{ SISMO}$

El diseño de dichos elementos debe ser con la combinación mas desfavorable o, dicho de otra manera, para los elementos mecánicos máximos que se hayan generado en cualquiera de estas combinaciones. En este análisis y diseño, se utilizó el método de Esfuerzos Permisibles y no se tomó en cuenta el Método de Resistencia última el cual esta reglamentada por las N.T.C. Estructuras Metálicas.

### DATOS PARA EL ANALISIS

Se presentan las propiedades del acero que se utiliza en el diseño de los edificios:

#### Propiedades del Acero de Refuerzo

- Módulo de Elasticidad del Acero,  $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de Fluencia del Acero,  $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson,  $\mu = 0.3$
- Módulo de Elasticidad al Cortante,  $G = 784,000 \text{ kg/cm}^2$

#### Consideraciones e hipótesis para el análisis y diseño

- Se tiene que cumplir que el desplazamiento relativo de la estructura de acuerdo al R.C.D.F.-93, sea menor a  $0.012 h$  (donde  $h$  es la altura del edificio).
- No se consideran excentricidades accidentales de las fuerzas sísmicas, ni efectos bidireccionales.
- Se considera que la cimentación se resuelve con pilotes de punta lo que supone un empotramiento perfecto en la base, por lo tanto no se considerará la iteración suelo – estructura.
- El análisis sísmico será del tipo dinámico modal espectral y estático.
- Se considerará el efecto P-Delta en el análisis estructural.
- El análisis de la estructura se hizo en base al Método de Esfuerzos Permisibles.

**3.1.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA: CASO 1:**

- Edificio de 15 niveles con altura de 3.5 m entre cada piso, empotrado en su base, la estructura es regular con planta tipo de 18 x 18 m en la fig. 3.1.2 se muestran las elevaciones de la estructura.
- Planta cuadrada con 3 claros de 6 m en ambas direcciones, en la fig. 3.1.1 se muestra la distribución de traveses principales, traveses secundarias y columnas. Esta planta es tipo.
- Se usaron vigas IR, tanto para vigas primarias como para secundarias.
- Se usaron columnas cuadradas en todos los casos.
- Se considero losacero en todos los casos con un espesor de 10cm
- El análisis de la estructura se hizo con el Método Estático (I-B) y el Método Dinámico (I-A), por lo tanto nos dan 2 edificios diferentes, en los cuales se estudian con 2 criterios diferentes, siendo la misma estructura.
- El edificio en estudio es de estructura metálica y fue diseñado para una estructura Grupo B (Art. 174).
- Para el análisis del edificio, se utilizó el programa SAP2000 Non Linear versión 7.40, el cual realiza análisis de estructuras tridimensionales (fig. 3.1.3). Para el diseño de la estructura, el análisis Estático y Dinámico Modal Espectral se realizó de acuerdo con el R.C.D.F.-97 y sus Normas Técnicas Complementanas de Diseño de Estructuras Metálicas y Sismo.

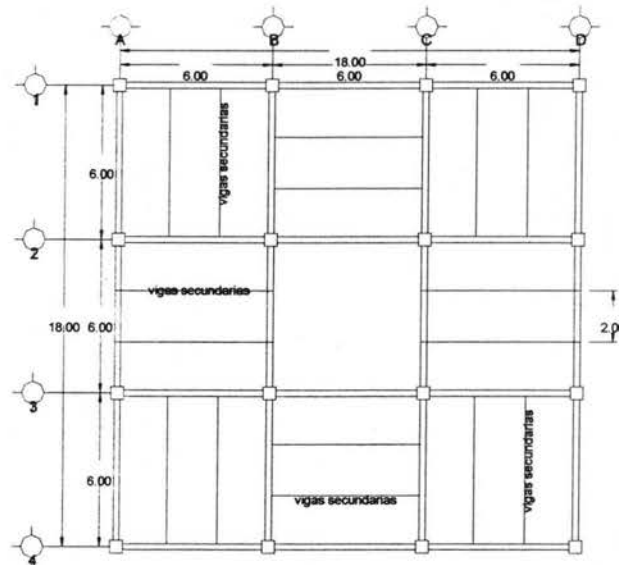


Fig. 3.1.1 Planta Tipo del Edificio, Caso 1

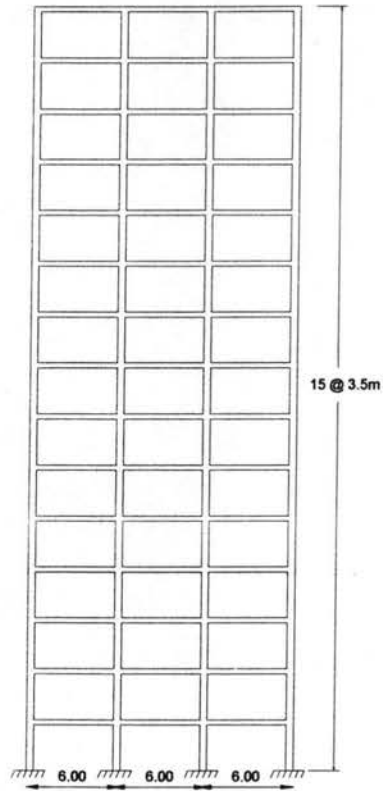


Fig. 3.1.2 Alzado, Caso I

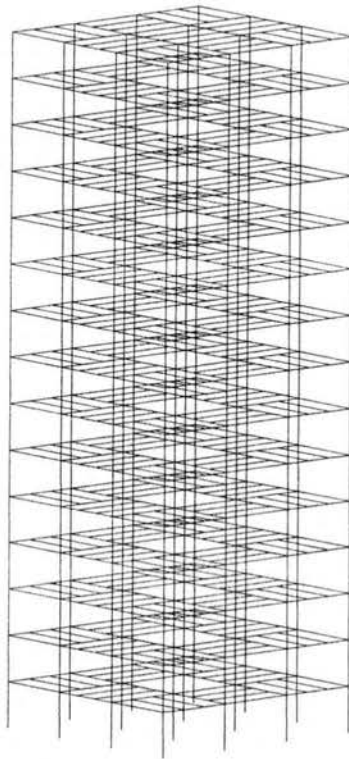


Fig. 3.1.3 Modelo Tridimensional, Caso I

3.1.2.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA: CASO 2:

- Edificio de 15 niveles con altura de 3.5 m entre cada piso, empotrado en su base, la estructura es regular con planta tipo de 18 x 18 m.
- Planta cuadrada con 3 claros de 6 m en ambas direcciones, en la fig. 3.1.4 se muestra la distribución de trabes principales, trabes secundarias y columnas. Esta planta es tipo.
- El Caso 2 se diferencia de las otras 2 debido a que tiene contraventeo concéntrico en la crujía central de los marcos exteriores, ( en los marcos de los ejes 1,4, A Y D ). en la fig. 3.1.5 se muestran estos elementos.
- Se usaron vigas IR, tanto para vigas primarias como para secundarias.
- Se usaron columnas cuadradas en todos los casos.
- Se considero losacero para todos los niveles un espesor de 10 cm.
- El análisis de la estructura se hizo con el Método Estático (2-B) y el Método Dinámico (2-A), por lo tanto nos dan 2 edificios diferentes, en los cuales se estudian las diferencias entre ambos, siendo la misma estructura.
- El edificio en estudio es de estructura metálica y fue diseñado para una estructura Grupo B (Art. 174).
- Para el análisis y diseño del edificio, se utilizó el programa SAP2000 Non Linear versión 7.40, el cual realiza análisis de estructuras trndimensionales (fig. 3.1.6). Para el diseño de la estructura, el análisis Estático y Dinámico Modal Espectral se realizó de acuerdo con el R.C.D.F.-97 y sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras Metálicas y Sismo.

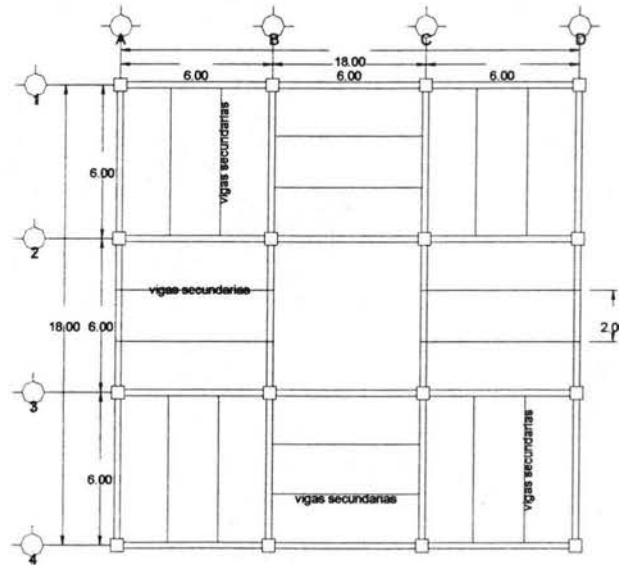


Fig. 3.1.4 Planta Tipo del Edificio, Caso 2



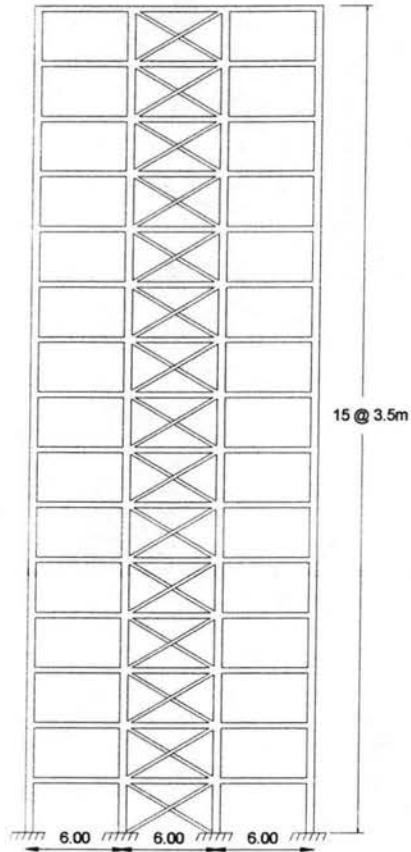


Fig. 3.1.5 Alzado, Caso 2

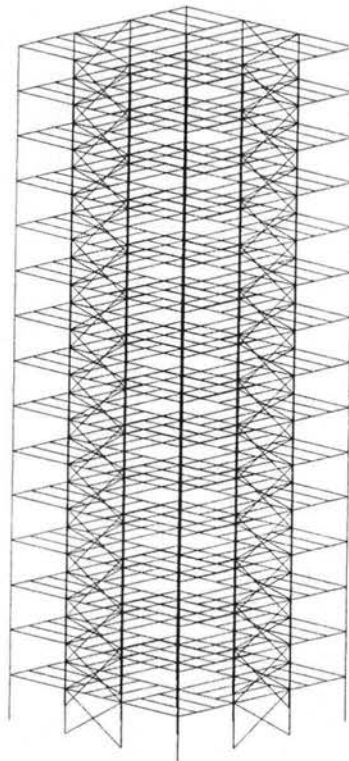


Fig. 3.1.6 Modelo Tridimensional, Caso 2

3.1.3.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA: CASO 3:

- Edificio de 15 niveles con altura de 3.5 m entre cada piso, empotrado en su base, la estructura es regular con planta tipo de 18 x 18 m
- Planta cuadrada con 3 claros de 6 mts en ambas direcciones, en la fig. 3.1.7 se muestra la distribución de traveses principales, traveses secundarias y columnas. Esta planta es tipo.
- El Caso 3 se diferencia de las otras 2 debido a que tiene contraventeo concéntrico a lo largo de las 3 crujeas de los marcos exteriores, ( en los marcos de los ejes 1,4, A Y D ); este contraventeo abarca 3 niveles en cada cruce, en la fig. 3.1.8 se muestran estos elementos.
- Se usaron vigas IR, tanto para vigas primarias como para secundarias.
- Se usaron columnas cuadradas en todos los casos.
- Se considero losacero en todos los niveles con un espesor de 10 cm
- El análisis de la estructura se hizo con el Método Estático (3-B) y el Método Dinámico (3-A), por lo tanto nos dan 2 edificios diferentes, en los cuales se estudian las diferencias entre ambos, siendo la misma estructura.
- El edificio en estudio es de estructura metálica y fue diseñado para una estructura Grupo B (Art. 174).
- Para el análisis y diseño del edificio, se utilizó el programa SAP2000 Non Linear versión 7.40, el cual realiza análisis de estructuras tridimensionales. Para el diseño de la estructura, el análisis Estático y Dinámico Modal Espectral se realizó de acuerdo con el R.C.D.F.-97 y sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Estructuras Metálicas y Sismo.

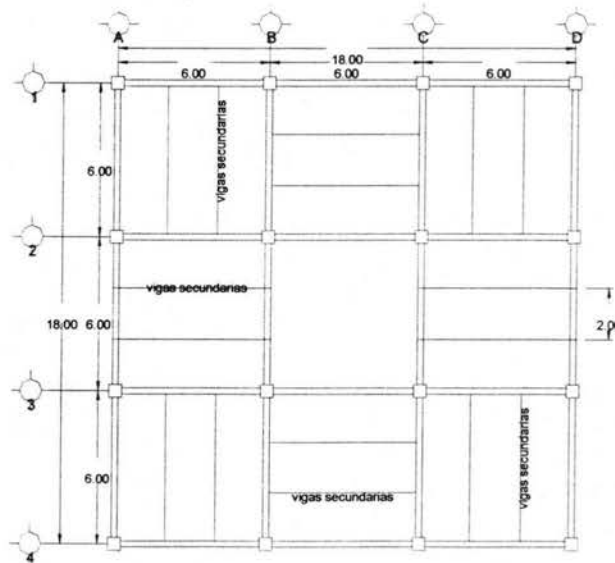


Fig. 3.1.7 Planta Tipo del Edificio, Caso 3

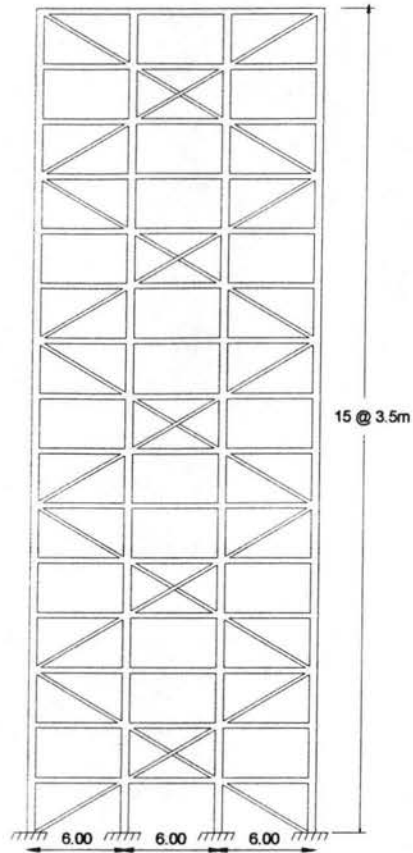


Fig. 3.1.8 Alzado, Caso 3

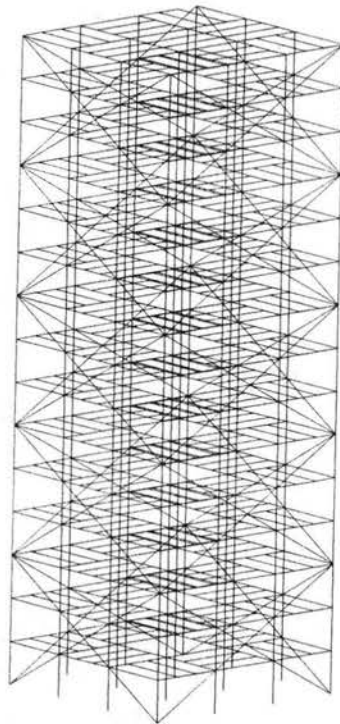


Fig. 3.1.9 Modelo Tridimensional, Caso 3

3.2.- MÉTODOS DE ANÁLISIS DEL EDIFICIO

3.2.1.- ANÁLISIS DINÁMICO PARA LAS ESTRUCTURAS, CASO 1-A, 2-A Y 3-A

En la Figura 3.3.1, se presenta el espectro sísmico para la zona sísmica III-B y el mismo espectro pero afectado con el factor de reducción  $Q'$ , obtenido de las N.T.C. Sismo 2004, en donde los valores de siguientes fueron obtenidos de las Tablas 1.2 y 1.3, los cuales son los siguientes:

$$T_a = 0.85 \quad T_b = 3.09 \quad r = 2 \quad c = 0.45$$

En la Tabla 3.2.1 se muestran los valores que fueron obtenidos de las fórmulas de la sección 1.2:

T	a	a/Q
0.00	0.1100	0.0611
0.85	0.4500	0.2500
3.00	0.4500	0.2500
3.50	0.3306	0.1837
4.00	0.2531	0.1406
4.50	0.2000	0.1111
5.00	0.1620	0.0900
5.50	0.1339	0.0744
6.00	0.1125	0.0625
7.00	0.0827	0.0459
8.00	0.0633	0.0352
9.00	0.0500	0.0278
10.00	0.0405	0.0225
11.00	0.0335	0.0186
12.00	0.0281	0.0156
13.00	0.0240	0.0133
14.00	0.0207	0.0115
15.00	0.0180	0.0100
16.00	0.0158	0.0088
17.00	0.0140	0.0078
18.00	0.0125	0.0069
19.00	0.0112	0.0062

Tabla 3.2.1

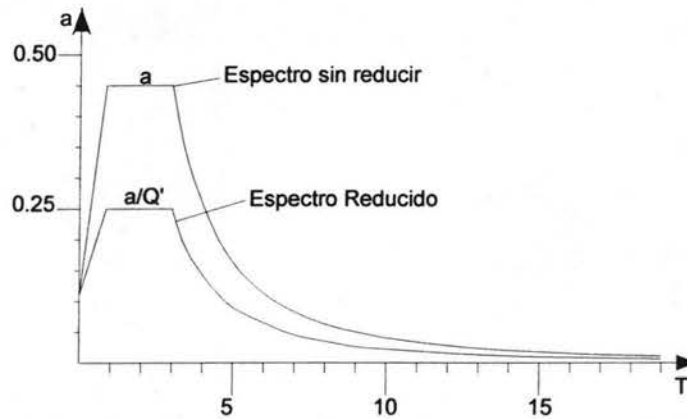


Fig. 3.3.1 Espectro de la zona III<sub>B</sub> y espectro reducido con  $Q' = 1.8$

El Factor de Comportamiento Sísmico, que se utilizó fue de  $Q = 2$ , y debido a que la estructura no cumple con una de las Condiciones de Irregularidad (sección 6, de las N.T.C.-Sismo), la cual es la siguiente:

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

En nuestro caso  $h = 52.5$   $b = 18$  y de ahí resulta que  $h / b = 2.91$ , por tal razón, y tomando en cuenta lo que dicen las N.T.C.-Sismo sección 6.4 (Corrección de Irregularidad), tenemos que dice textualmente:

El Factor de Reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos I a III de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos ó más de dichos requisitos y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3, En ningún caso el factor  $Q'$  se tomara menor a uno.

Por tanto, tenemos que el factor de reducción es:  $Q' = 1.8$

De esta forma, y afectando nuestra tabla con el factor de reducción, obtenemos el espectro de reducido de diseño con el cual se trabajó en el diseño de los edificios del presente trabajo.

3.2.2.- ANÁLISIS ESTÁTICOS PARA LAS ESTRUCTURAS, CASO 1-B, 2-B Y 3-B

Para el análisis estático, siguiendo las indicaciones de las N.T.C. Estructuras Metálicas 2004, se elaboraron las tablas 3.2.2, 3.2.3 y 3.2.4 donde se presentan las fuerzas sísmicas obtenidas de los análisis estáticos de las estructuras de los Casos 1, 2 y 3 respectivamente. En la obtención de las fuerzas sísmicas se utilizan los pesos por nivel de cada estructura.

Como se menciona en el punto 2.2, las fuerzas sísmicas por nivel se obtienen de la siguiente expresión:

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

El Factor de Comportamiento Sísmico, que se utilizó fue de  $Q = 2$ , y debido a que la estructura no cumple con una de las Condiciones de Irregularidad (sección 6, de las N.T.C.-Sismo), la cual es la siguiente:

La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

En nuestro caso  $h = 52.5$   $b = 18$  y de ahí resulta que  $h / b = 2.91$ , por tal razón, y tomando en cuenta lo que dicen las N.T.C.-Sismo, sección 6.4 (Corrección de Irregularidad), que dice textualmente:

El Factor de Reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos I a III de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos ó mas de dichos requisitos y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3, En ningún caso el factor  $Q'$  se tomara menor a uno.

Por tanto, tenemos que el factor de reducción es:  $Q' = 1.8$

En donde los valores que fueron tomados son los siguientes:

$$Q' = 1.8 \quad \text{y} \quad c = 0.45$$

Tabla 3.2.2 Análisis Sísmico Estático para la estructura Caso 1-B

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
15	231.81	52.50	12170.02	112.59	112.59
14	256.74	49.00	12580.26	116.39	228.98
13	258.86	45.50	11778.13	108.96	337.94
12	261.44	42.00	10980.48	101.58	439.52
11	263.79	38.50	10155.92	93.96	533.48
10	267.91	35.00	9376.85	86.75	620.23
9	272.47	31.50	8582.81	79.40	699.63
8	274.54	28.00	7687.12	71.12	770.75
7	274.54	24.50	6726.23	62.22	832.98
6	276.39	21.00	5804.19	53.70	886.67
5	290.21	17.50	5078.68	46.98	933.66
4	300.12	14.00	4201.68	38.87	972.53
3	304.97	10.50	3202.19	29.62	1002.16
2	301.41	7.00	2109.87	19.52	1021.67
1	288.92	3.50	1011.22	9.36	1031.03
	$\sum 4124.12$		$\sum 112515.90$		

Tabla 3.2.3 Análisis Sísmico Estático para la estructura Caso 2-B

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
15	231.02	52.50	12128.55	111.46	111.46
14	260.60	49.00	12769.40	117.35	228.81
13	260.60	45.50	11857.30	108.97	337.78
12	262.72	42.00	11034.24	101.40	439.18
11	263.87	38.50	10159.00	93.36	532.54
10	267.68	35.00	9368.80	86.10	618.64
9	280.17	31.50	8825.36	81.10	699.74
8	277.27	28.00	7763.56	71.35	771.09
7	272.49	24.50	6676.01	61.35	832.44
6	269.28	21.00	5654.88	51.97	884.41
5	278.98	17.50	4882.15	44.87	929.28
4	292.04	14.00	4088.56	37.57	966.85
3	292.04	10.50	3066.42	28.18	995.03
2	292.04	7.00	2044.28	18.79	1013.82
1	292.04	3.50	1022.14	9.39	1023.21
	$\Sigma 4092.84$		$\Sigma 111340.64$		

Tabla 3.2.4 Análisis Sísmico Estático para la estructura Caso 3-B

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
15	233.70	52.50	12269.25	111.12	111.12
14	260.53	49.00	12765.97	115.61	226.73
13	260.53	45.50	11854.12	107.36	334.09
12	260.53	42.00	10942.26	99.10	433.18
11	260.53	38.50	10030.41	90.84	524.02
10	263.12	35.00	9209.20	83.40	607.43
9	264.08	31.50	8318.52	75.34	682.76
8	264.08	28.00	7394.24	66.97	749.73
7	264.08	24.50	6469.96	53.59	808.32
6	264.08	21.00	5545.68	50.22	858.55
5	267.81	17.50	4686.68	42.44	900.99
4	271.18	14.00	3796.52	34.38	935.37
3	271.18	10.50	2847.39	25.79	961.16
2	271.18	7.00	1898.26	17.19	978.35
1	271.18	3.50	949.13	8.60	986.95
	$\Sigma 3947.79$		$\Sigma 108977.58$		

### 3.3.- CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA SAP2000

Es un programa para computadora PC que lleva a cabo el análisis tridimensional y el diseño de estructuras suponiendo un comportamiento elástico lineal. El método que utiliza es el elemento finito para el análisis de cualquier estructura.

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

En el programa se analizan los planos en 3 dimensiones, unidos mediante un sistema de piso (losa) el cual es considerado como un diafragma infinitamente rígido en su plano. Los elementos estructurales mediante los cuales se puede realizar el ensamblaje de la estructura son: vigas, columnas, paneles y diagonales.

Se puede realizar el análisis de las estructuras a partir de cargas laterales estáticas, con un espectro de diseño o mediante un acelerograma (análisis paso a paso); se acepta también la combinación de cargas verticales y laterales. Además de que puede efectuar el análisis P- $\Delta$  de la estructura.

### PROCEDIMIENTO DE MODELADO DEL PROGRAMA SAP2000

Para modelar un edificio con el SAP2000 es necesario crear un archivo de datos que consta, en general, de las siguientes partes:

1.- Datos de Control: Se proporciona la información relacionada con el número de nodos, número de elementos, número de combinación de carga, número de propiedades, número de materiales de secciones de vigas, columnas, contraventeos, así como la consideración o no de los efectos P- $\Delta$ .

2.- Datos de Entrepiso: Alturas, masas y coordenadas de centros de masas con respecto a un sistema de ejes globales de la estructura.

3.- Propiedades de Materiales: Para cada propiedad se indica el tipo de material, módulo de elasticidad, peso volumétrico, módulo de Poisson y otros parámetros necesarios como los valores  $f'_c$  y  $f_y$ .

4.- Propiedades Geométricas de los elementos estructurales: En cada tipo de elemento estructural (vigas, columnas y contraventeos) se puede indicar el número de propiedades geométricas, la propiedad de material, área axial, área cortante, momentos de inercia y dimensiones de la sección. ( En este caso el programa tiene la opción de calcular las propiedades), e incluso ya cuenta con tablas de las diversas secciones que son las más comerciales actualmente.

5.- Datos de los marcos: El modelado se hace en una serie de marcos, los cuales forman un solo marco tridimensional:

- a) Definición de coordenadas de todas las columnas, vigas y contraventeos, con respecto al sistema total, (para esto es recomendable haber hecho este modelo anteriormente en el papel debido a los constantes cambios que puede haber al estructurar, y para saber de que elemento o nodo se esta utilizando), mediante la malla que trae el programa sirve de apoyo, para ubicar las columnas y vigas.
- b) Conectividad de los elementos por medio de los nodos, es decir, tomar a los nodos en donde se cruzan los elementos como los extremos "i" y "j" de cada viga o columna.
- c) Definición de los valores o modelos de las cargas en vigas, (tales valores dependen de las cargas por metro cuadrado en cada piso de la estructura y de las áreas tributarias correspondientes a cada tipo de viga).
- d) Se localizan los miembros, para esto se asignan las propiedades de las secciones ya sea para las columnas, vigas o contraventeos. Estas propiedades están en función de los elementos mecánicos que actúen sobre estos elementos.

- e) Se le indica al programa, en caso de los sistemas de piso mediante la creación de diafragmas, o bien, simulando el comportamiento mediante un nodo maestro restringiendo a otros nodos esclavos.
- f) Se le indica al programa que realice el análisis del efecto  $P-\Delta$ , esto es para tomar en cuenta los efectos de 2<sup>o</sup> orden y de esta forma tener un modelo mas real.

6. Datos de Cargas Laterales Estáticas: Se asignan los modelos de cargas laterales (sismo) que recibe el edificio, que esta en función del peso del edificio y de la zona sísmica en que se encuentre.

7.- Datos para el análisis dinámico modal espectral: En ésta sección se le da al programa las coordenadas del espectro de diseño, para que el programa pueda calcular la respuesta del edificio ante el sismo.



### 3.4.- ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS Y DISEÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En las figuras que a continuación se presentan se muestran los elementos mecánicos máximos y diseños de los elementos estructurales (vigas, columnas y contraventeos) para cada una de las estructuras estudiadas en este trabajo. Los elementos mecánicos se obtuvieron del análisis estructural (sísmico y por gravedad) realizado con el programa SAP2000, y son:

- En Vigas: Momentos Máximos (Negativos en su mayor parte) y Cortantes Máximos.
- En Columnas: Momentos Máximos (solamente en los extremos de la columna que rige, que puede ser el extremo superior o el inferior) en la dirección mayor y menor de la columna, cortantes últimos en ambas direcciones y carga axial última.
- En Contraventeos: Momentos y Cortantes Máximos.

El diseño de los elementos estructurales consisten en el calculo de las secciones que absorben los elementos mecánicos que surgen del análisis hecho, las secciones se obtienen con la ayuda de una hoja de calculo, siguiendo todas las especificaciones que marcan las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras Metálicas y el Manual de Construcción de Acero (Diseño por Esfuerzos Permisibles).

#### 3.4.1.-DISEÑO DE COLUMNAS, TRABES Y CONTRAVENTEOS:

##### DISEÑO DE TRABES

Para el caso de trabes, de acuerdo con la sección 1.6.4.4, del presente trabajo, se tomará:

$$F_b = 0.6f_y = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

tomando en cuenta la sección 1.5.6 del presente trabajo, Los esfuerzos permisibles podrán ser incrementados en un tercio por encima de los valores anteriores previstos, cuando sean producidos por cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas muertas y vivas de diseño, esto es:

$$(1520 \text{ kg/cm}^2) \cdot (1/3) = 2024 \text{ kg/cm}^2$$

cumpliendo con la condición para elementos que estén armostrados lateralmente en la región del esfuerzo a compresión

tomando del Nivel 4 del Edificio 1-A, del elemento 689 los elementos mecánicos siguientes:

$$M=83.27\text{t}\cdot\text{m}$$

$$V=36.6.8\text{t}$$

De la formula

$$M_R = Sx F_b \Rightarrow S = \frac{M_R}{F_b}, \text{ por tanto: } S = \frac{83270000\text{kg}\cdot\text{cm}}{2024\text{kg/cm}^2} = 4,114 \text{ cm}^2$$

En el apéndice C, la sección 21x122 es la sección que mas se acerca a este valor: 4,474 cm<sup>3</sup>.

Revisando por Cortante tenemos que  $F_b = 0.4f_y = 1012\text{kg/cm}^2$

Revisando la sección elegida tenemos que el Area del Patín es: de  $55.1\text{ cm} \times 1.52\text{ cm} = 83.75\text{ cm}^2$

El Cortante que resiste este elemento es:  $(83.75\text{ cm}^2) \times (1012\text{ kg/cm}^2) = 84.8\text{ ton}$  por tanto, PASA

### DISEÑO DE COLUMNAS

De los elementos de las columnas:  $P = 442.12\text{ ton}$   
 $M_x = 176.39\text{ t-m}$   
 $M_y = 15\text{ t-m}$

De la columna  $50 \times 50 \times 2.54\text{ cm}$  tenemos:  $r = 0.194$

Sustituyendo valores en la formula:  $\frac{Kl}{r} = 16.50$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126$$

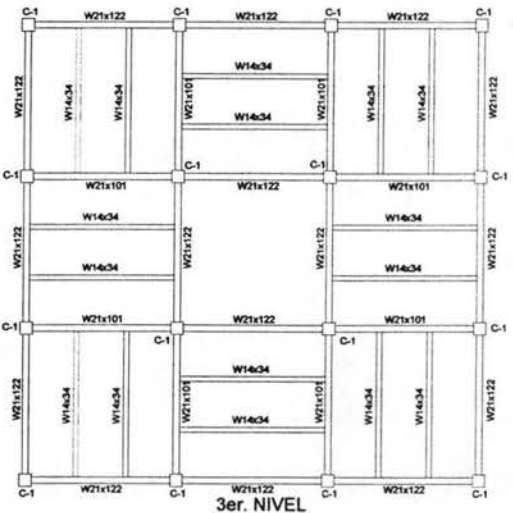
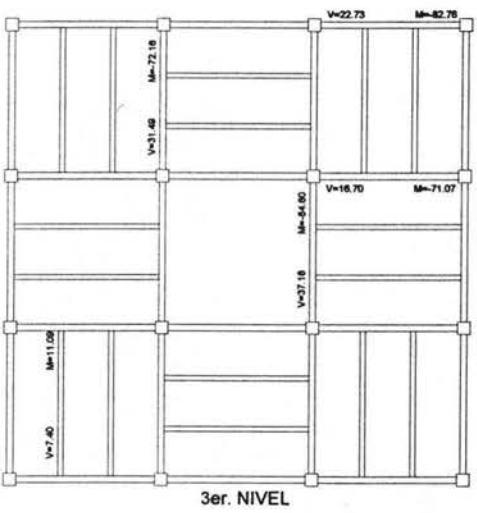
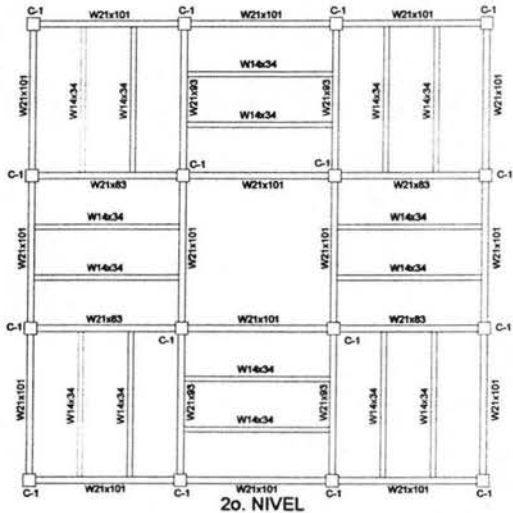
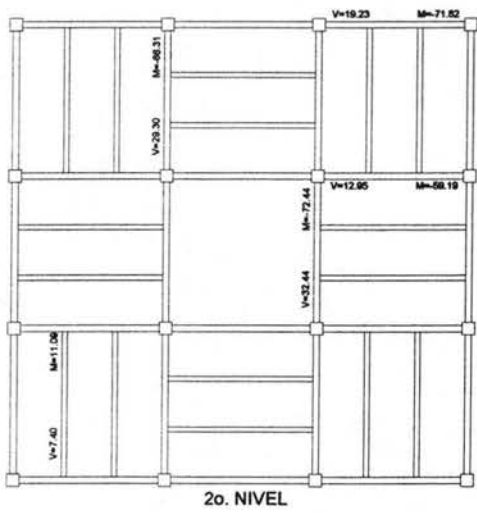
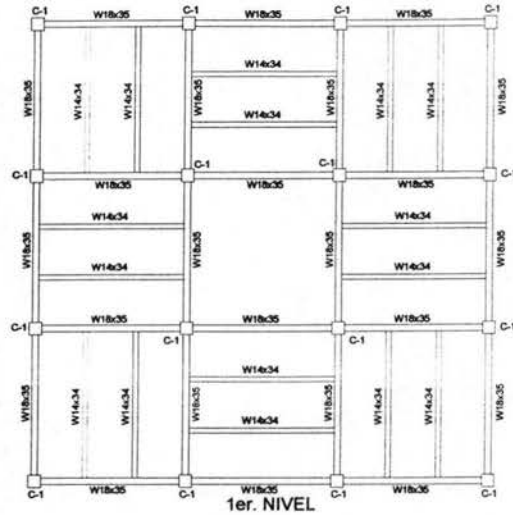
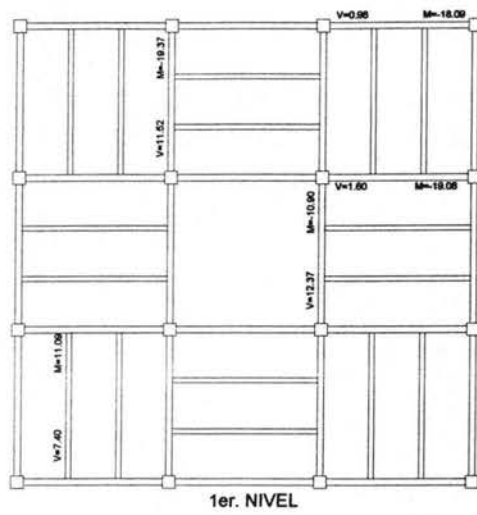
$\frac{Kl}{r} < C_c$  por tanto se usa la formula:  $F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} = 1474\text{ kg/cm}^2$

$$F_b = 0.6f_y = 2024\text{ kg/cm}^2$$

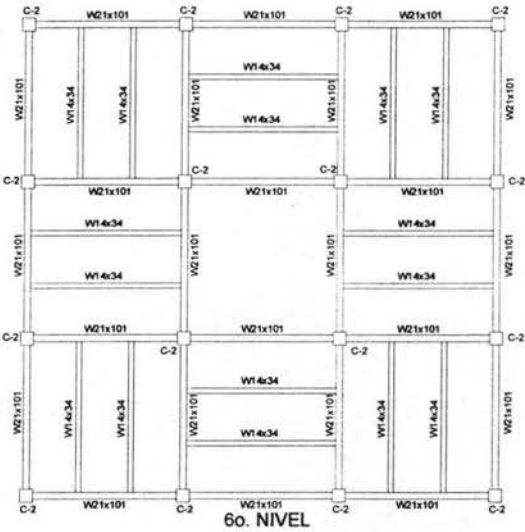
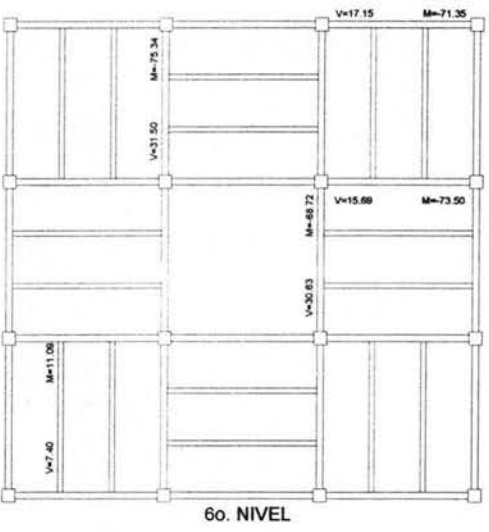
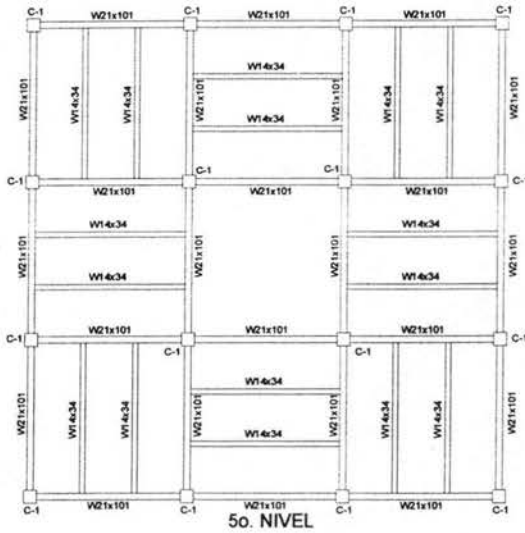
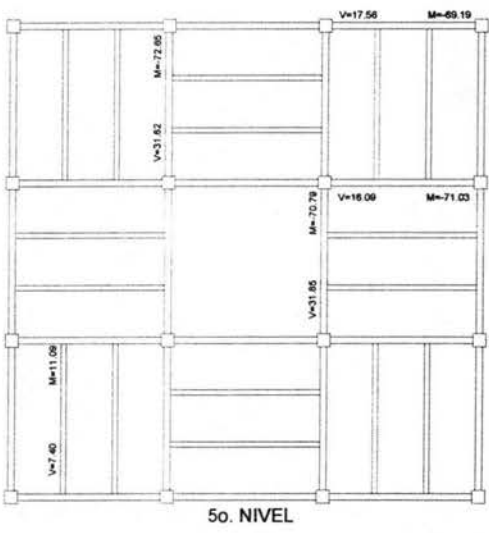
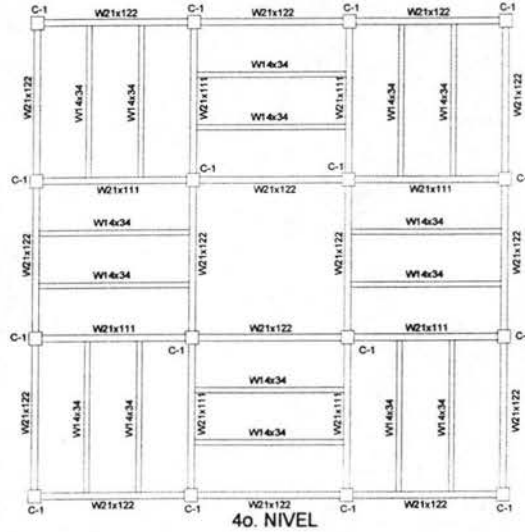
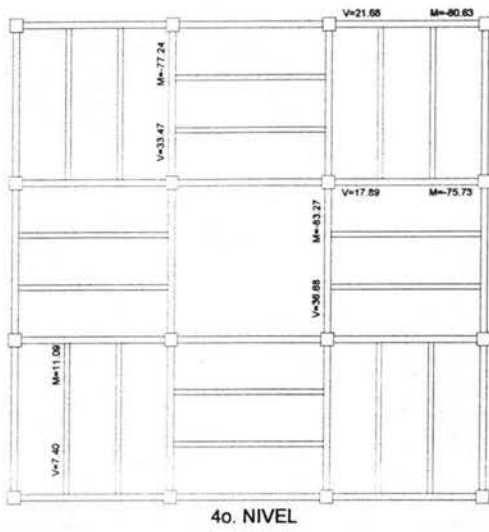
sustituyendo valores en la ecuación  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 = 0.75$

3.5.- Elementos en cada Estructura

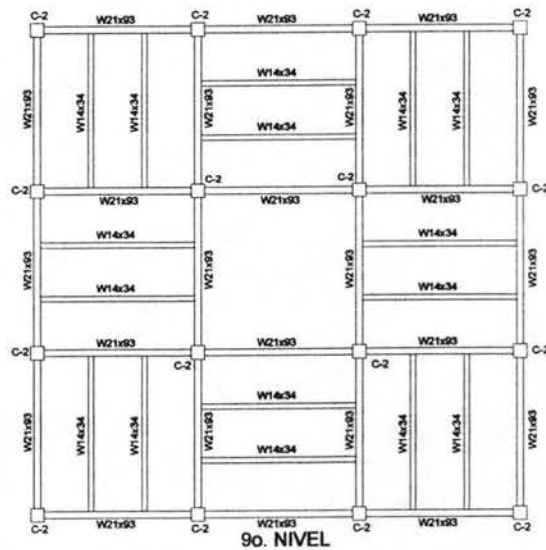
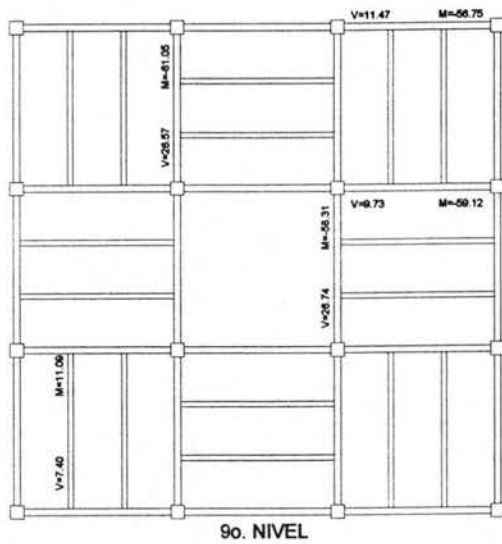
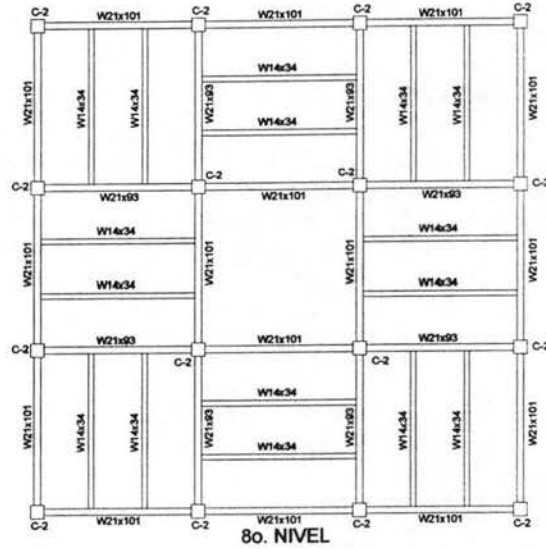
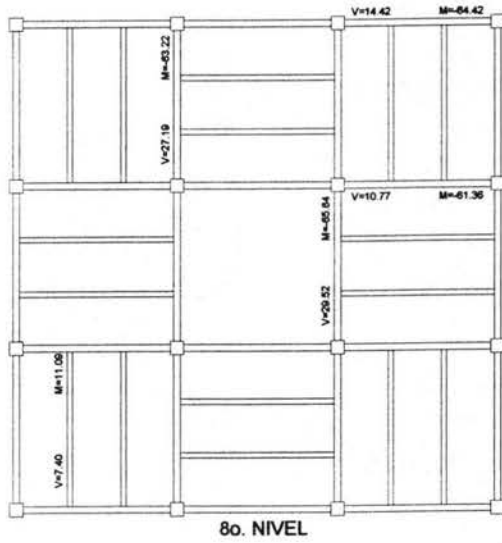
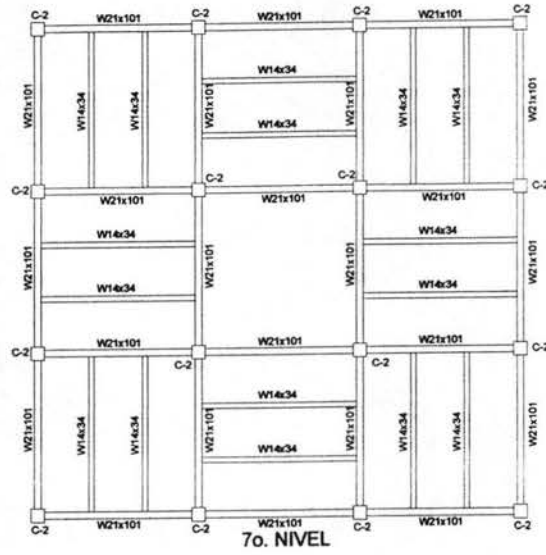
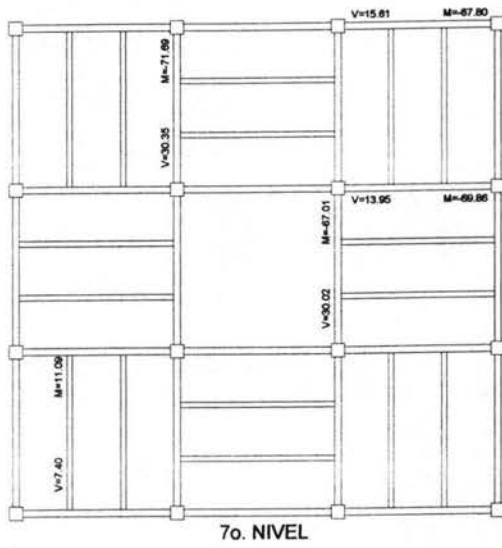
3.5.1.- Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de Vigas y Columnas, CASO I-A  
Para el Nivel 1, 2 y 3 del edificio Caso I-A:



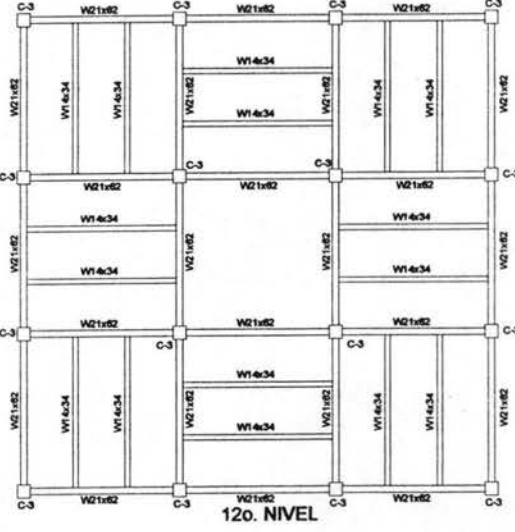
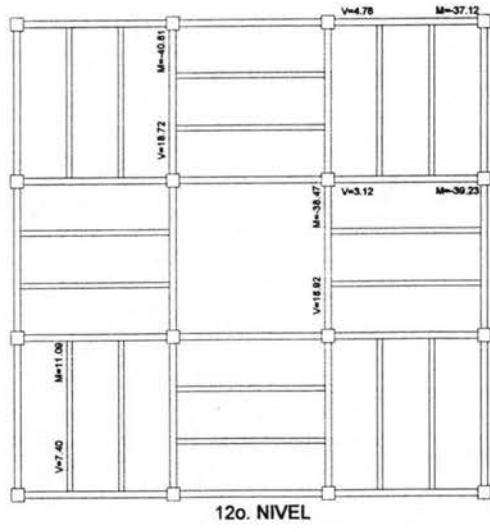
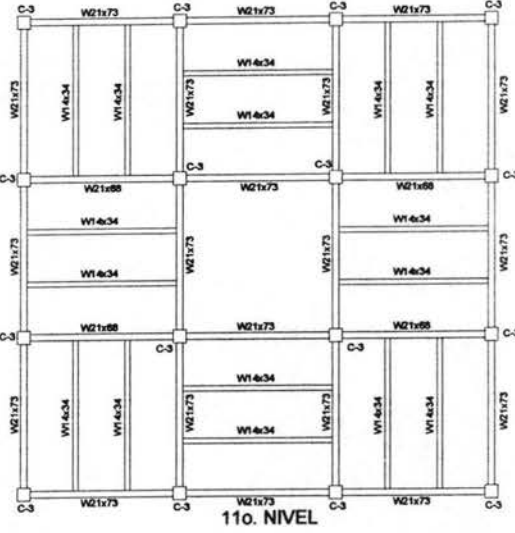
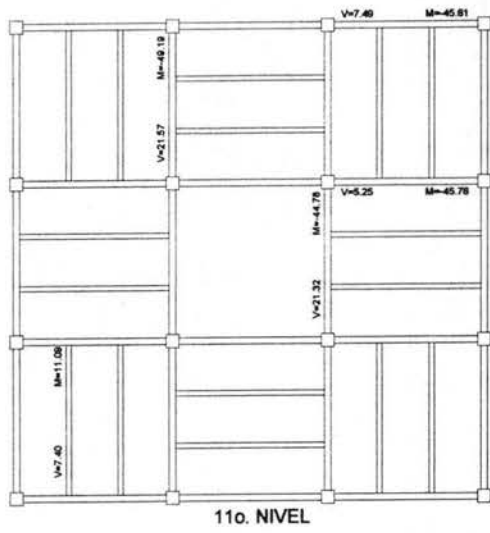
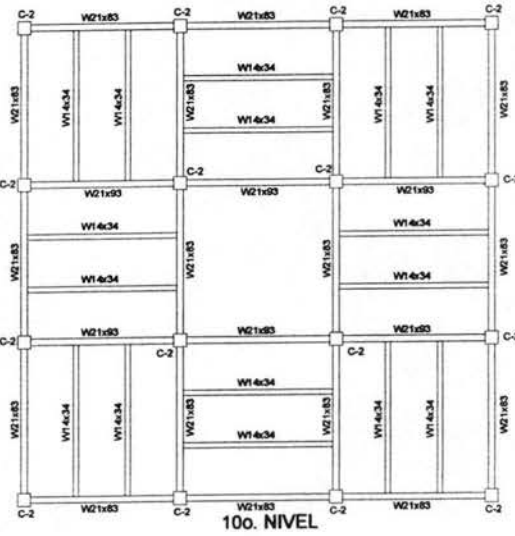
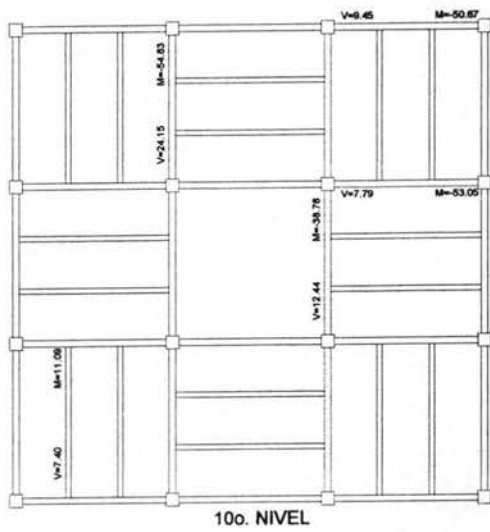
Para el Nivel 4, 5 y 6 del edificio Caso I-A:



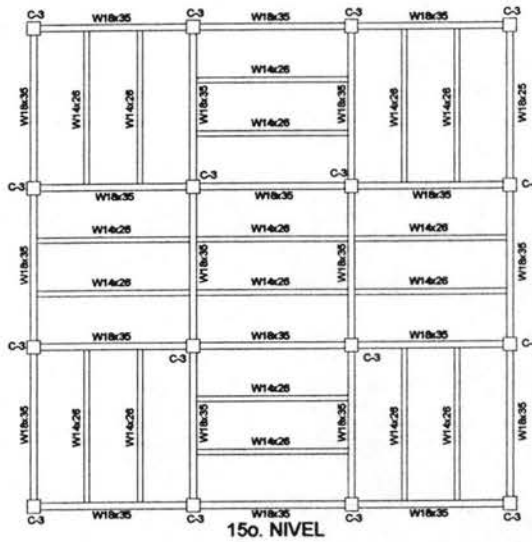
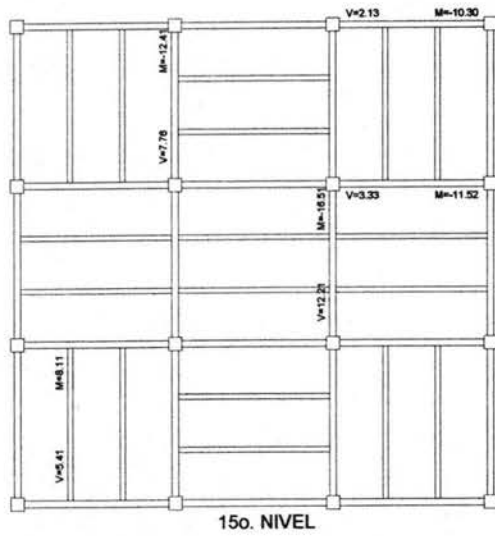
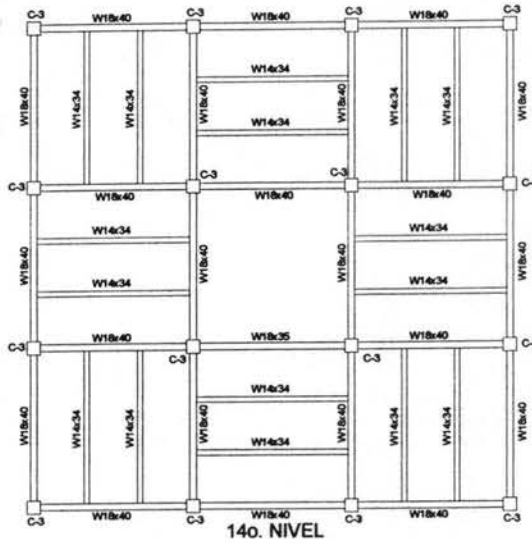
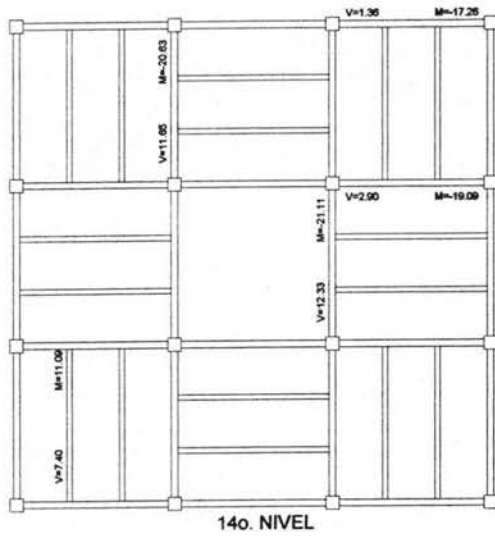
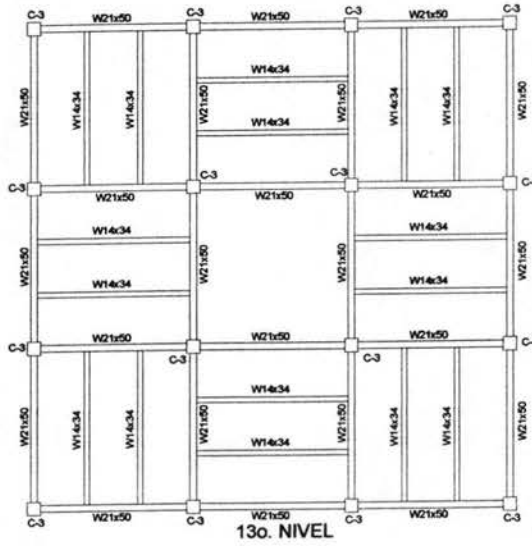
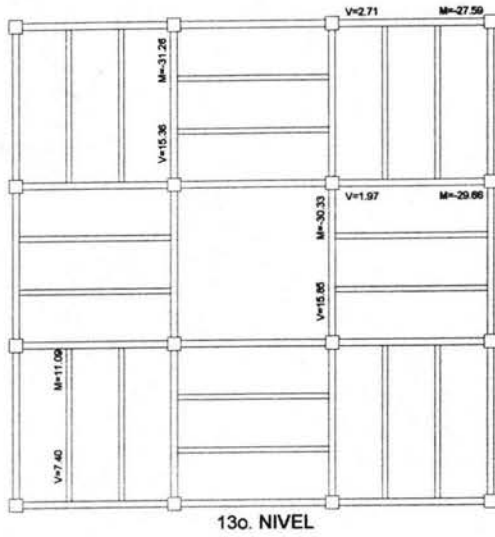
Para el Nivel 7, 8 y 9 del edificio Caso I-A:



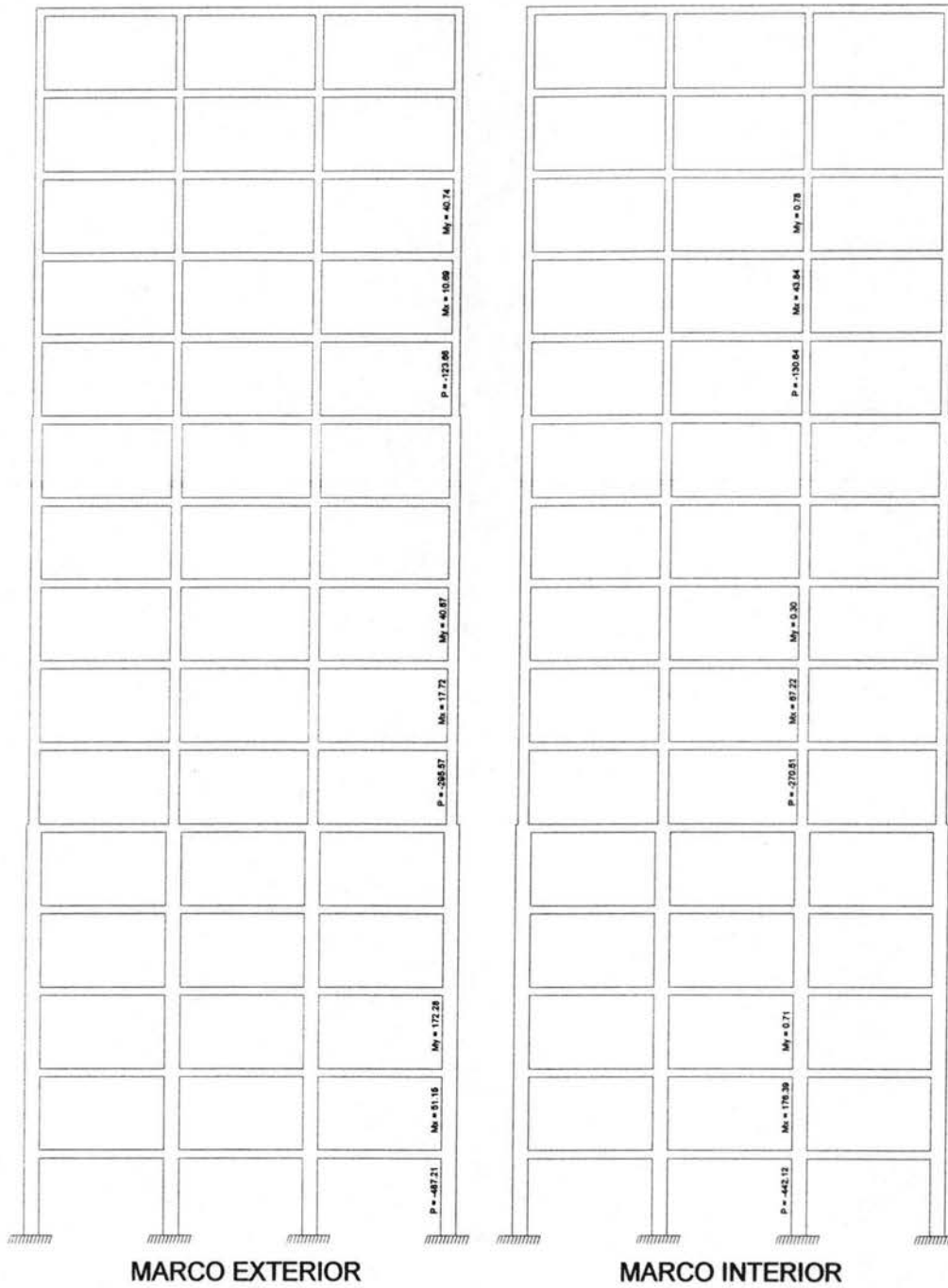
Para el Nivel 10, 11 y 12 del edificio Caso 1-A:



Para el Nivel 13, 14 y 15 del edificio Caso I-A:

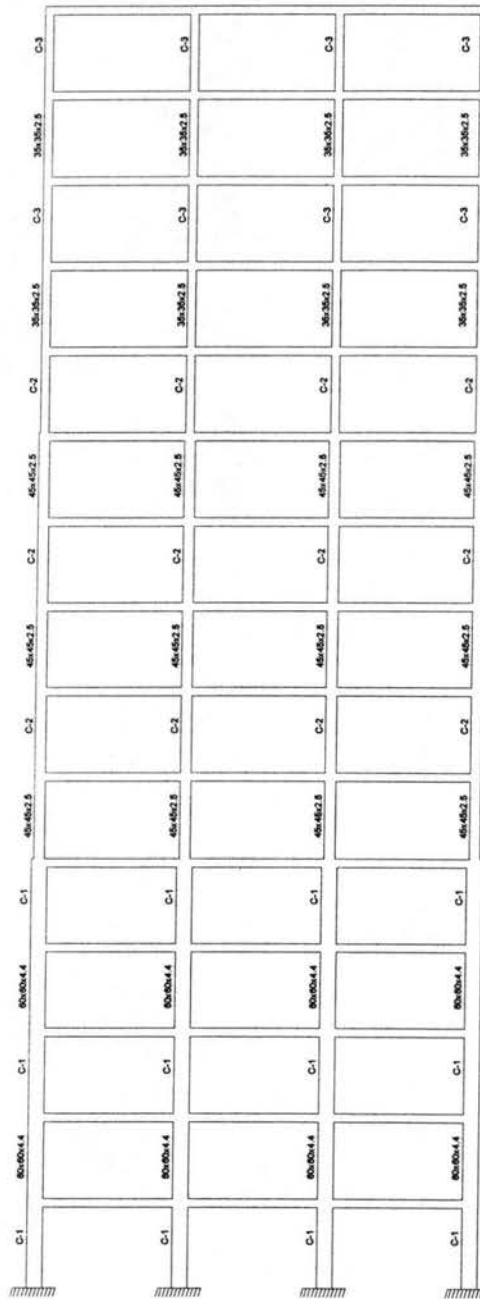


Para Alzado del edificio Caso I-A:

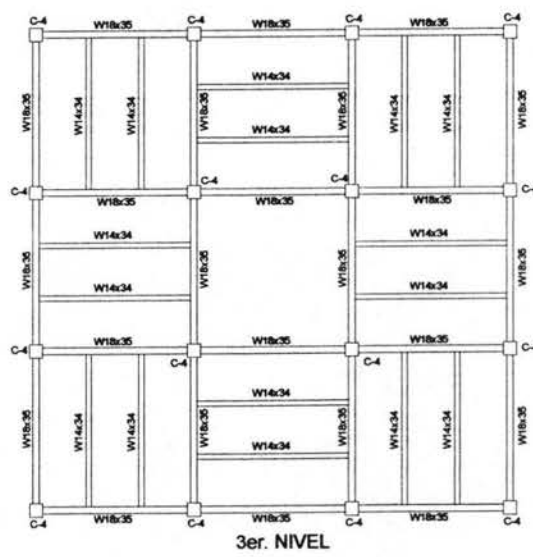
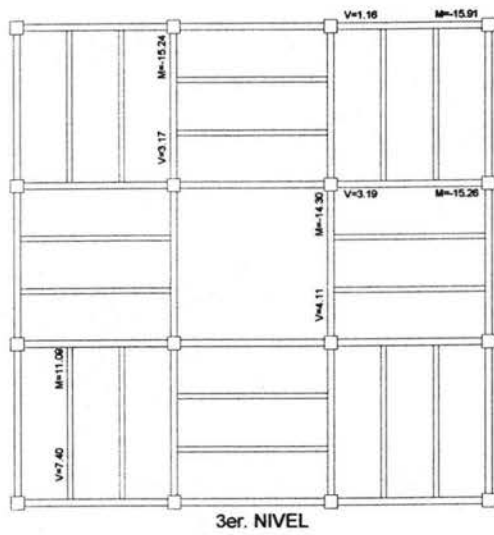
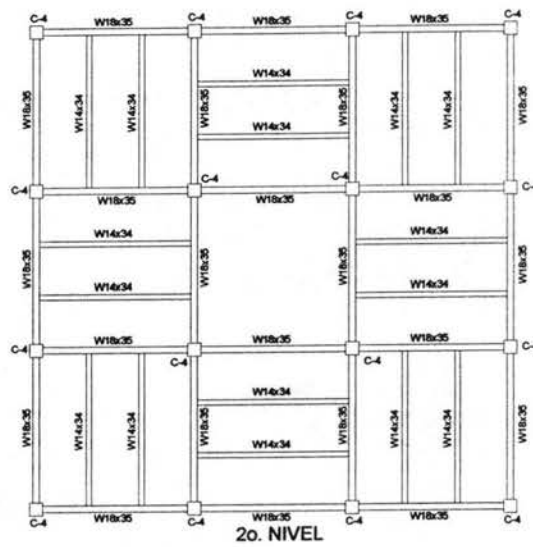
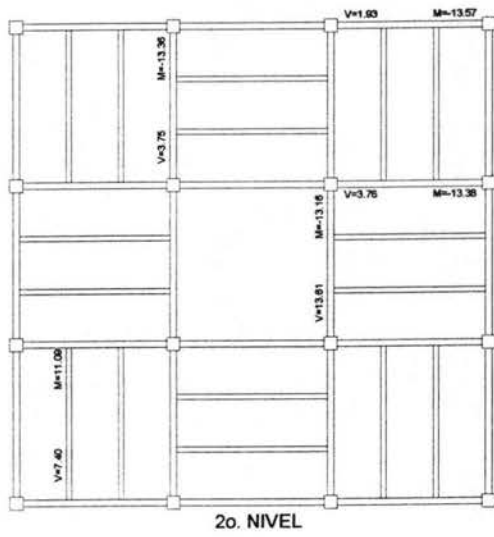
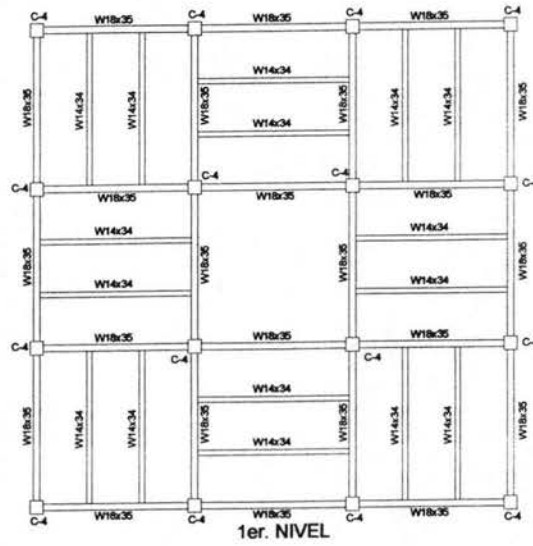
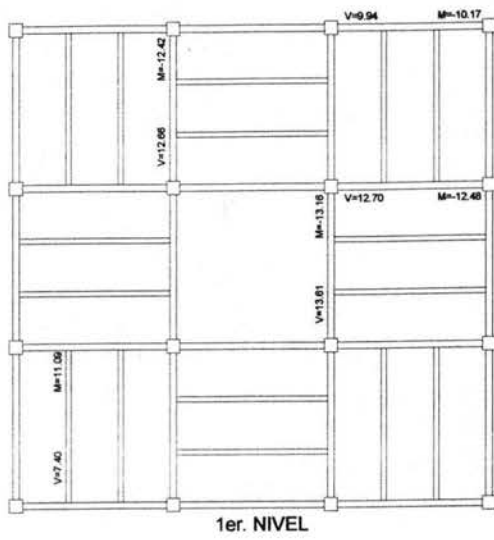




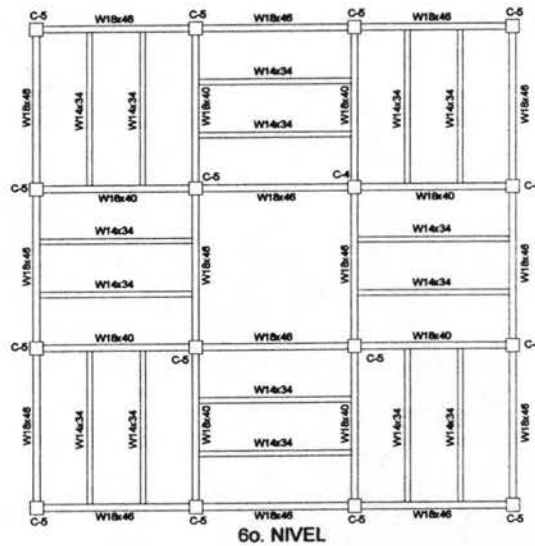
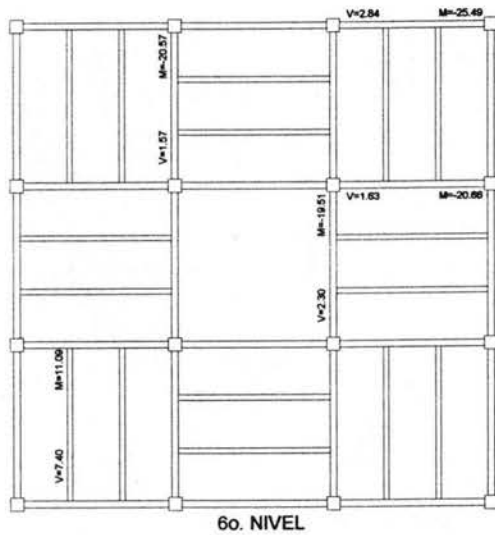
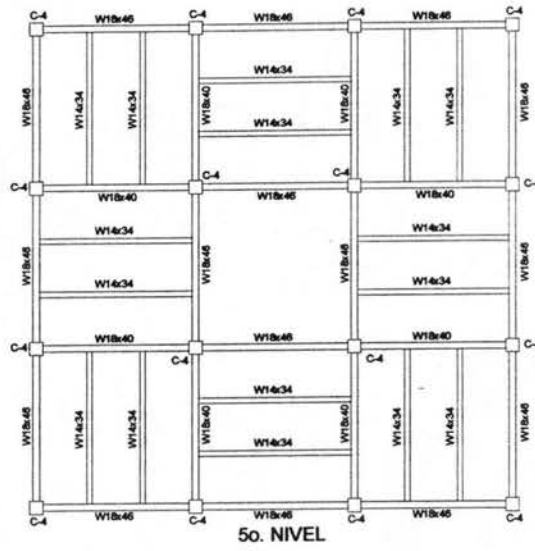
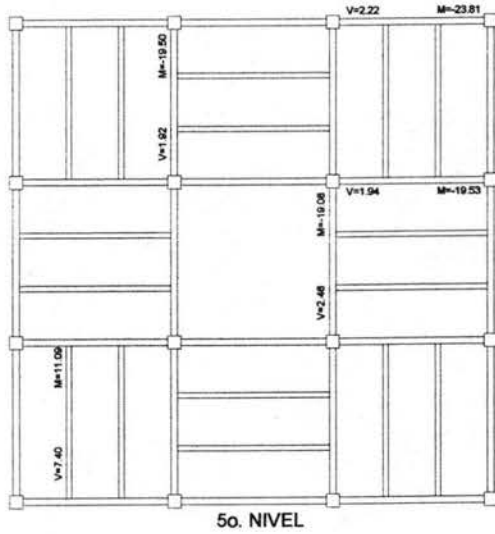
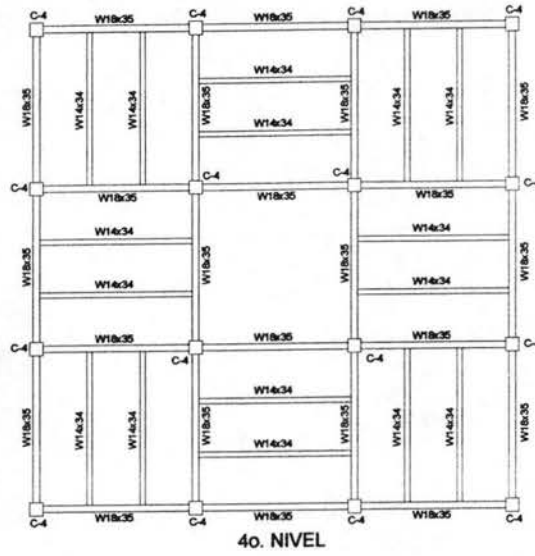
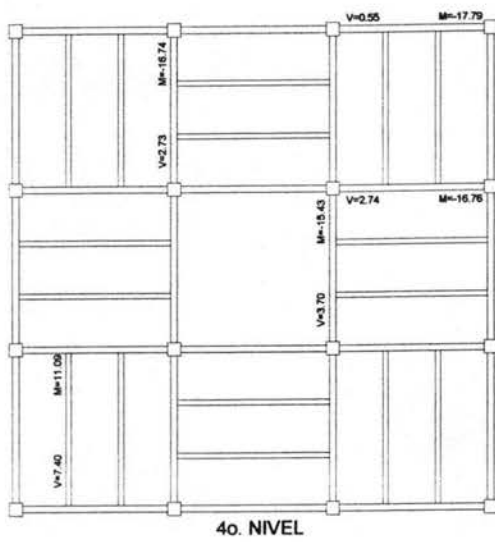
Para Alzado del edificio Caso I -A:



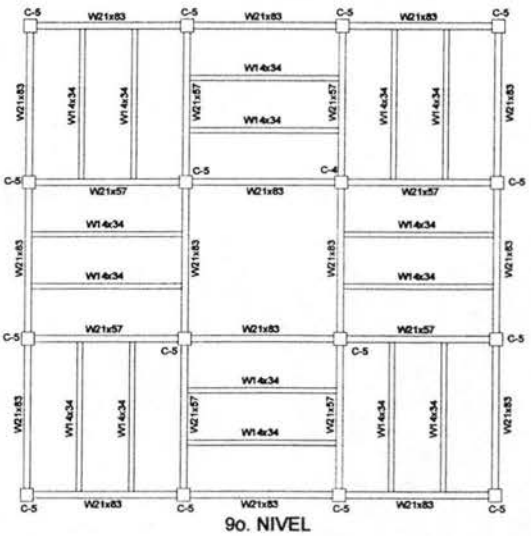
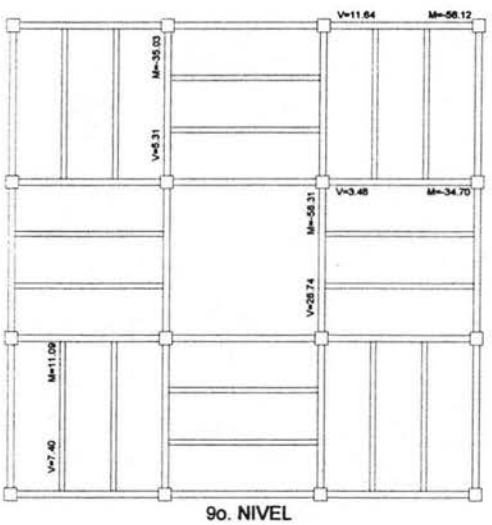
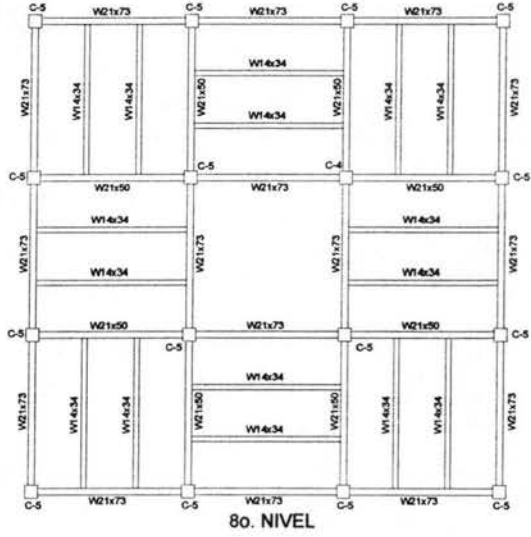
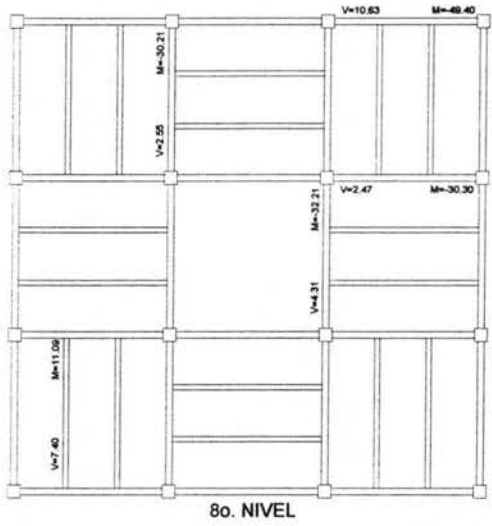
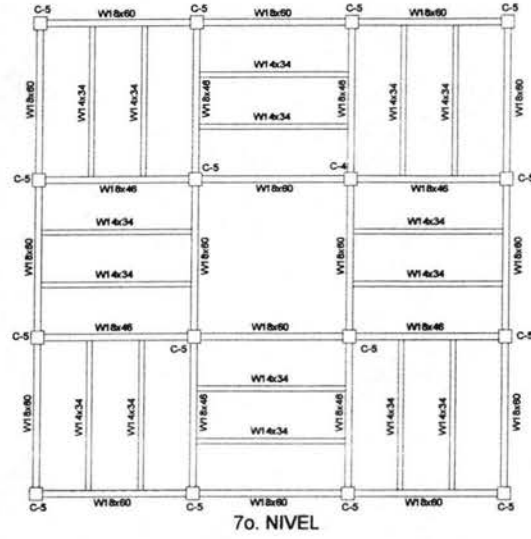
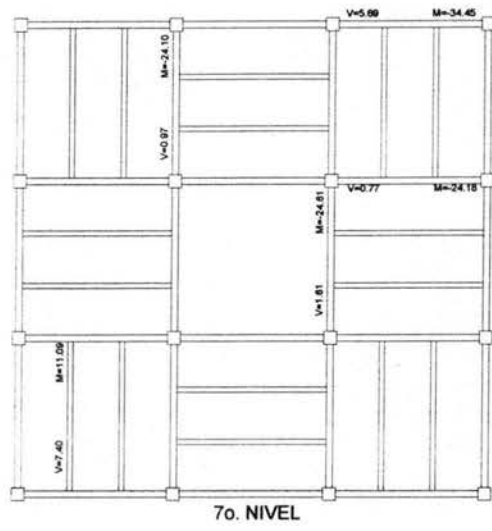
3.5.2.- Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de Vigas y Columnas, CASO 2-A  
 Para el Nivel 1, 2 y 3 del edificio Caso 2-A:



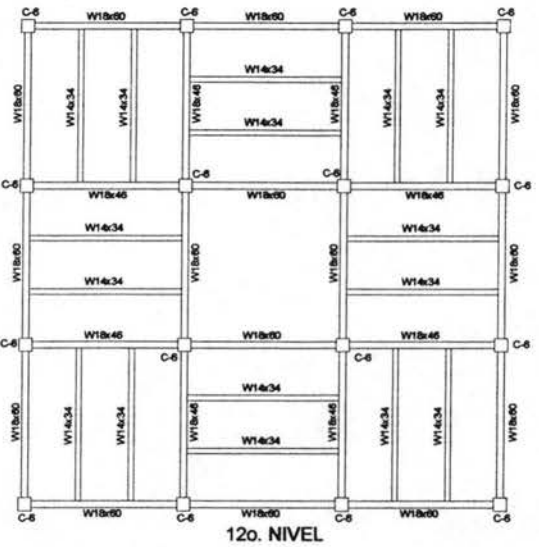
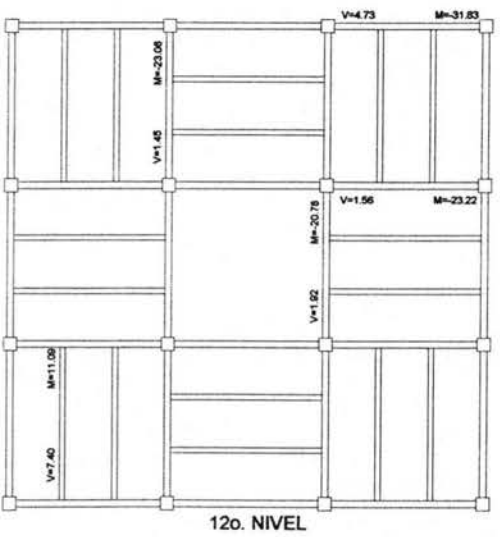
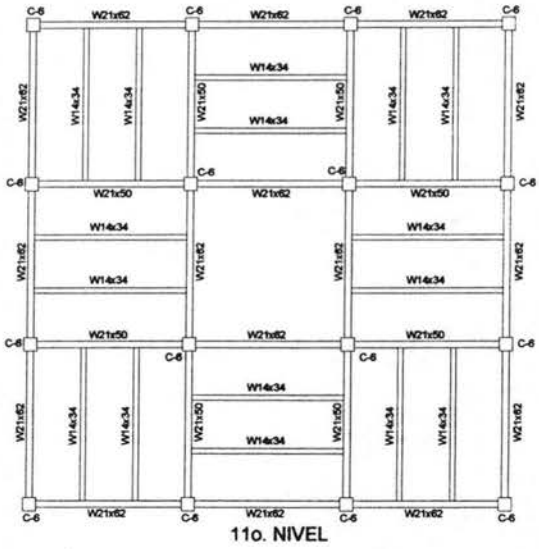
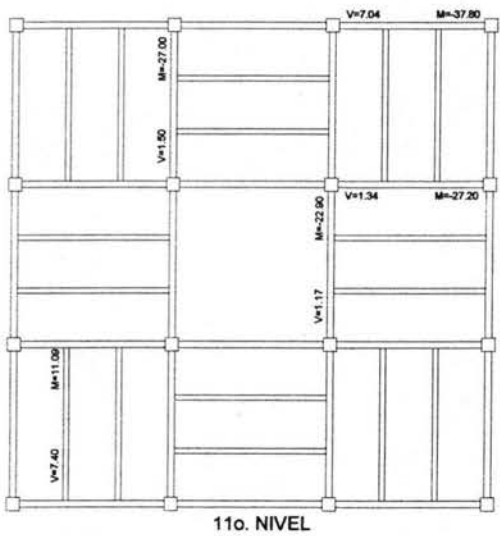
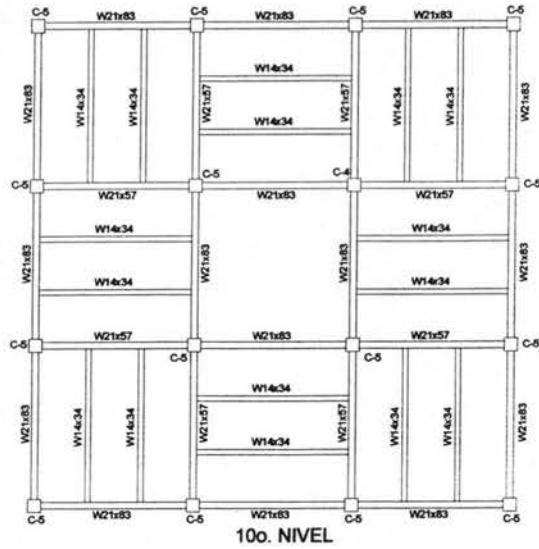
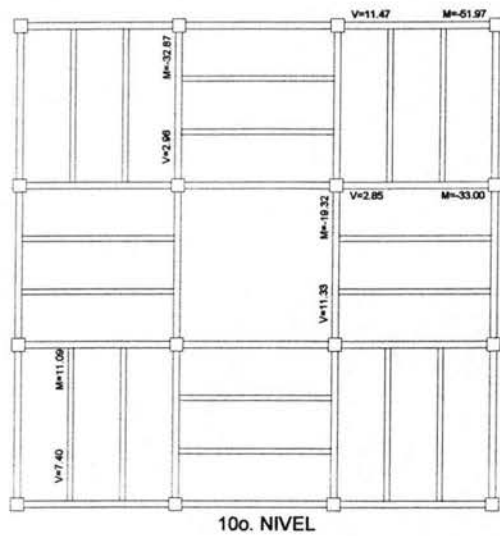
Para el Nivel 4, 5 y 6 del edificio Caso 2-A:



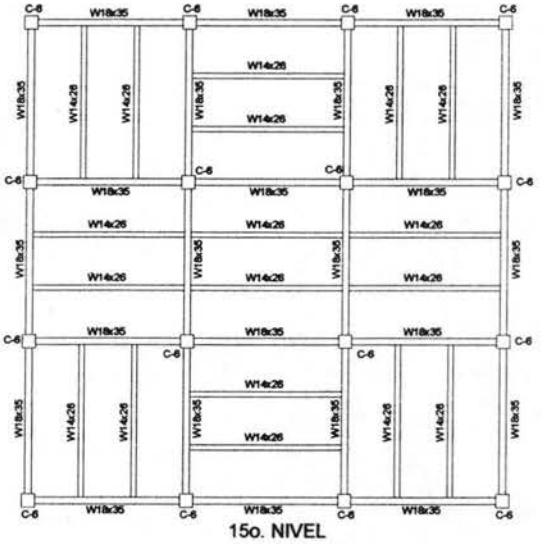
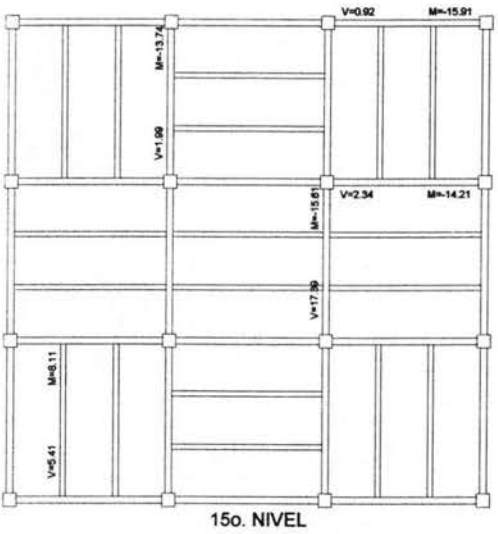
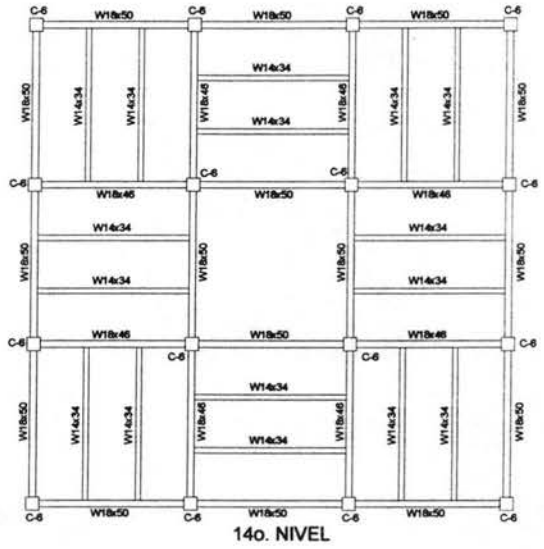
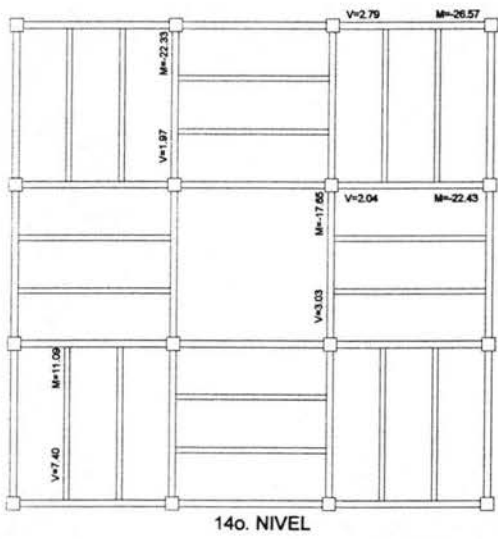
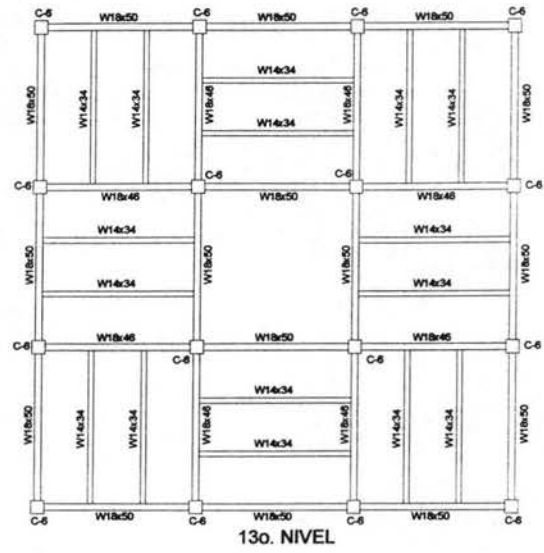
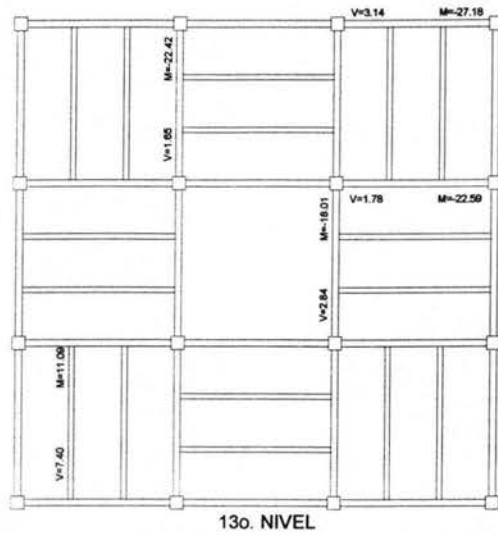
Para el Nivel 7, 8 y 9 del edificio Caso 2-A:



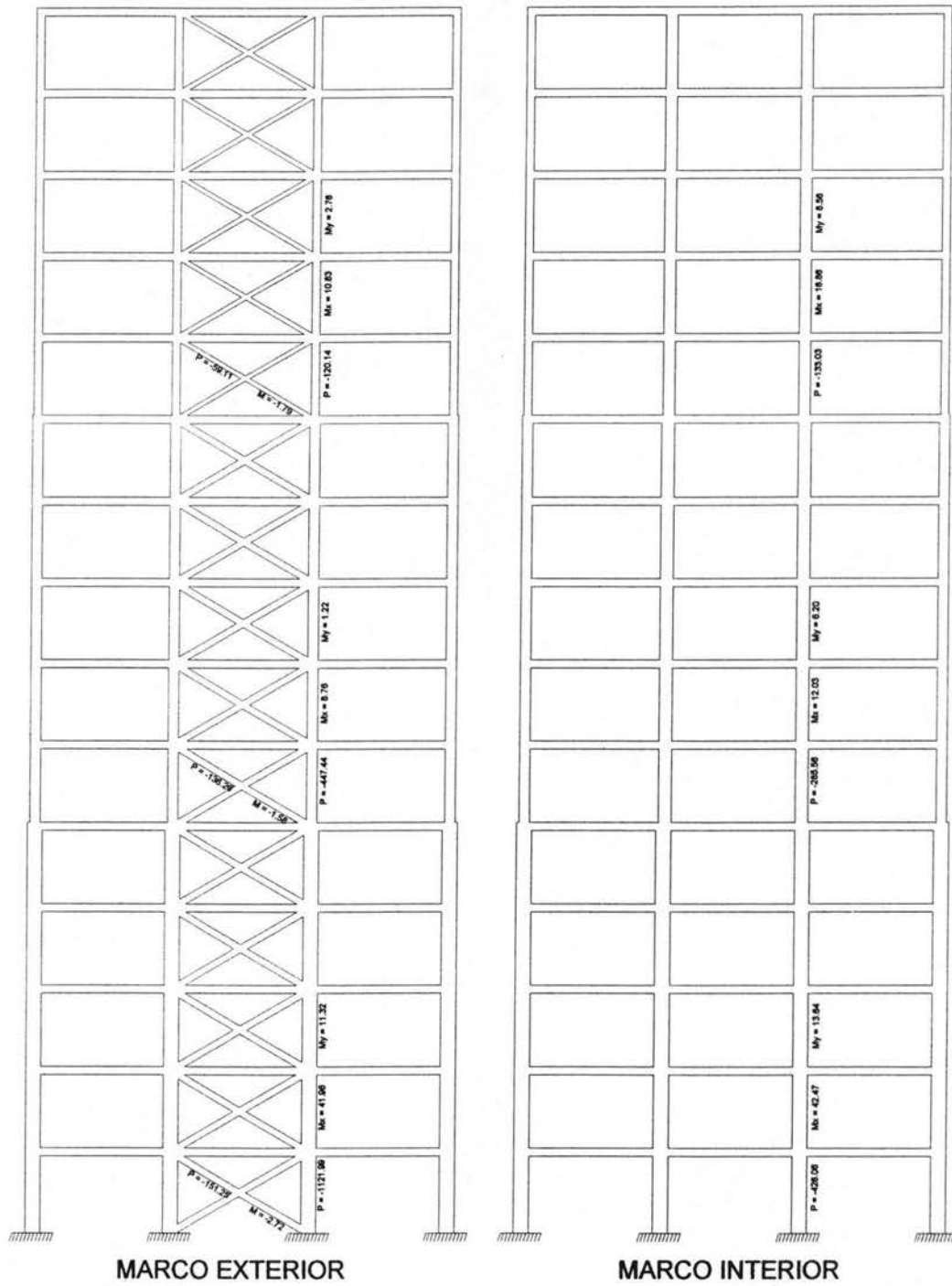
Para el Nivel 10, 11 y 12 del edificio Caso 2-A:



Para el Nivel 13, 14 y 15 del edificio Caso 2-A:



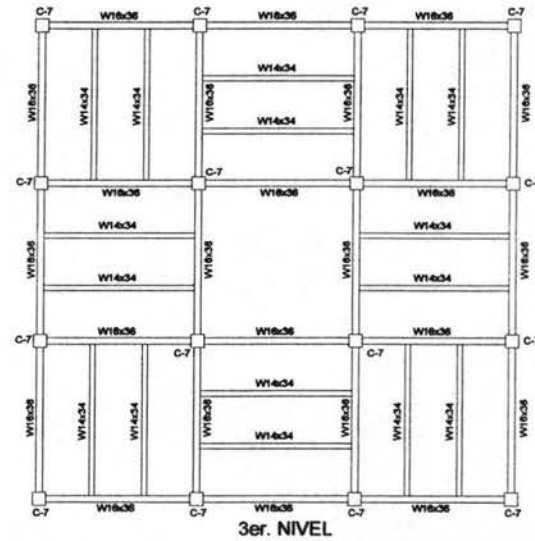
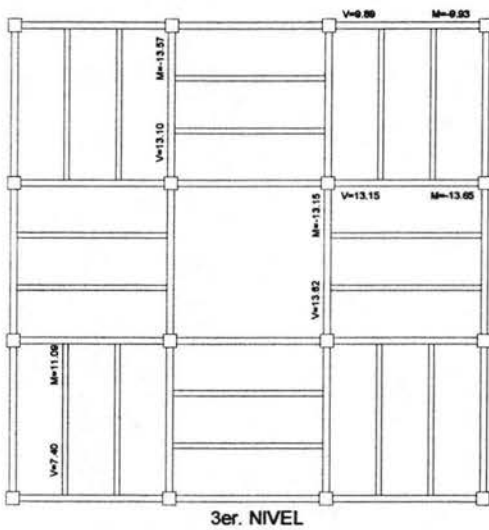
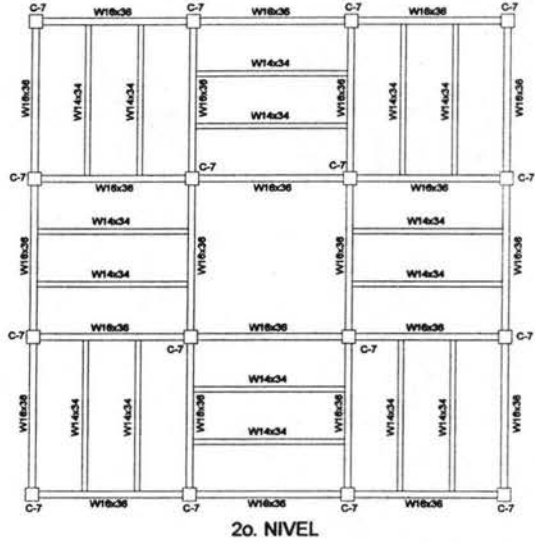
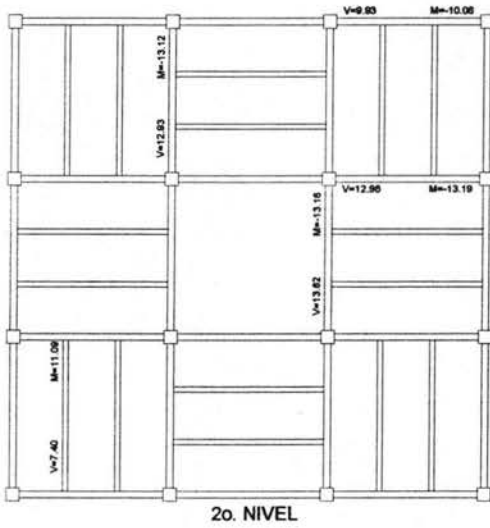
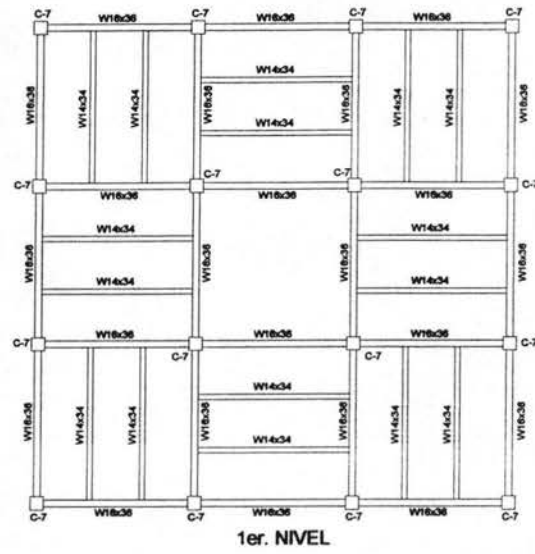
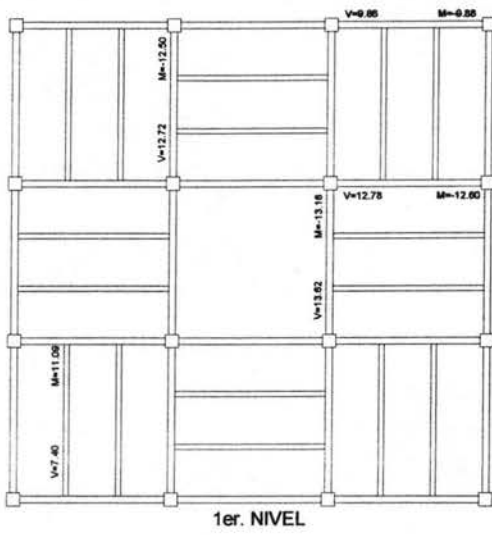
Para Alzado del edificio Caso 2-A:



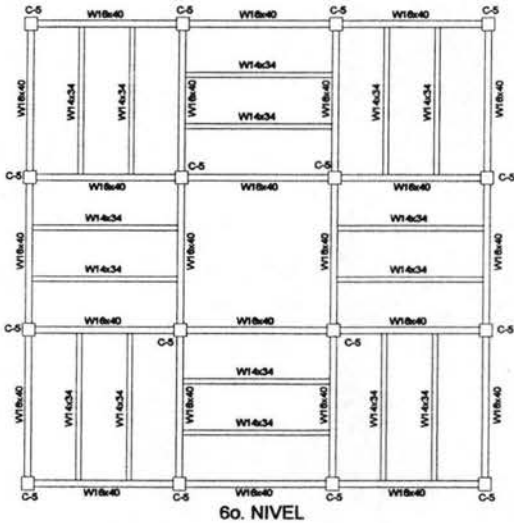
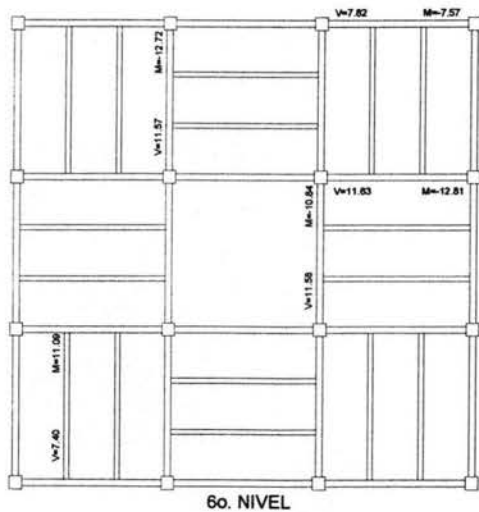
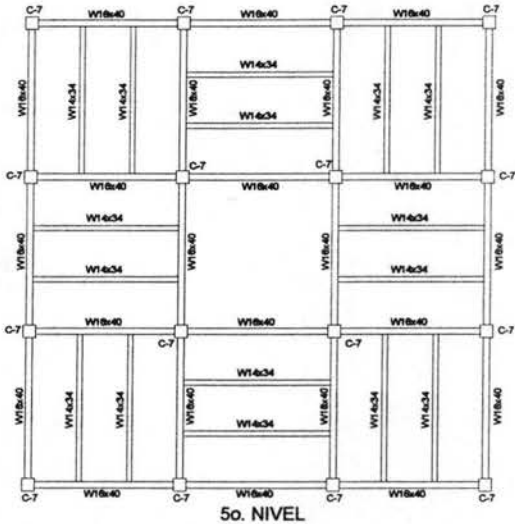
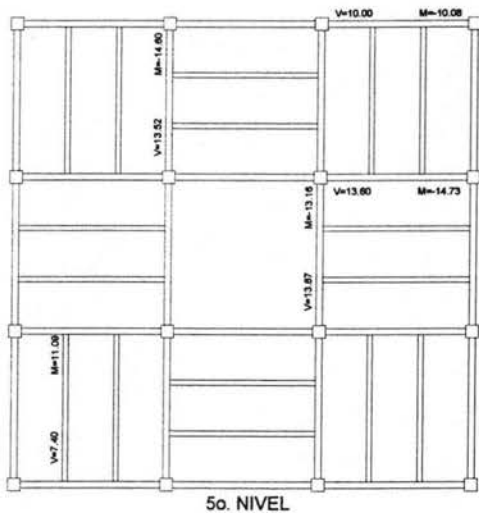
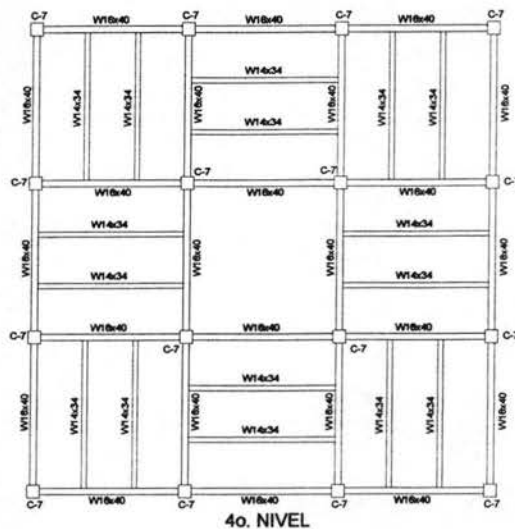
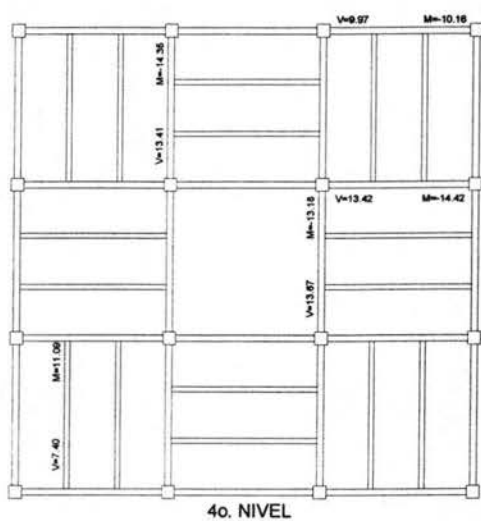




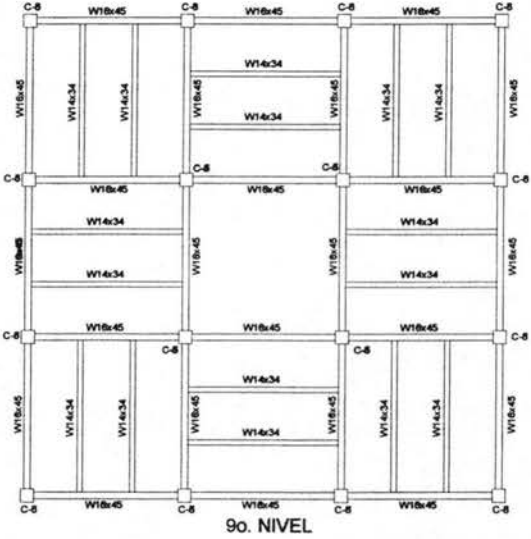
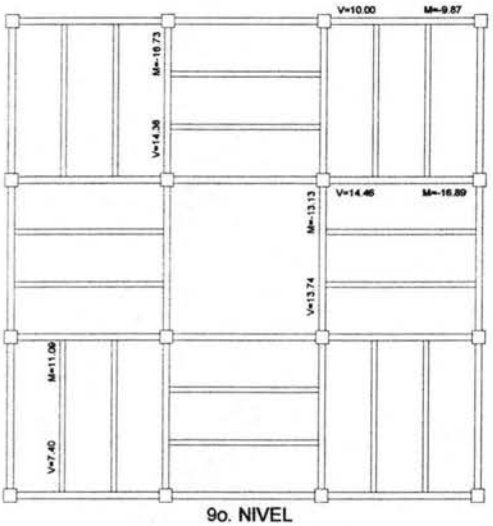
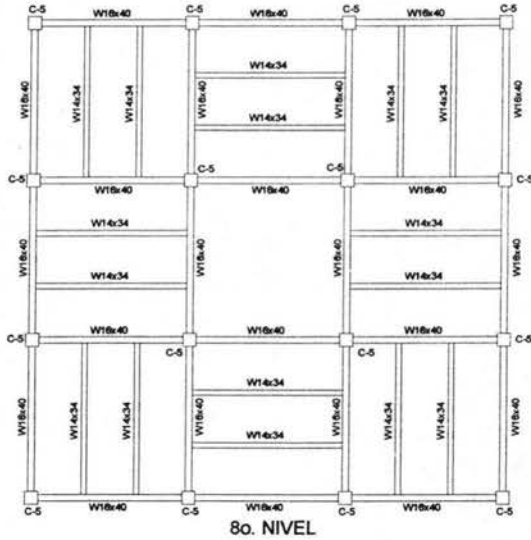
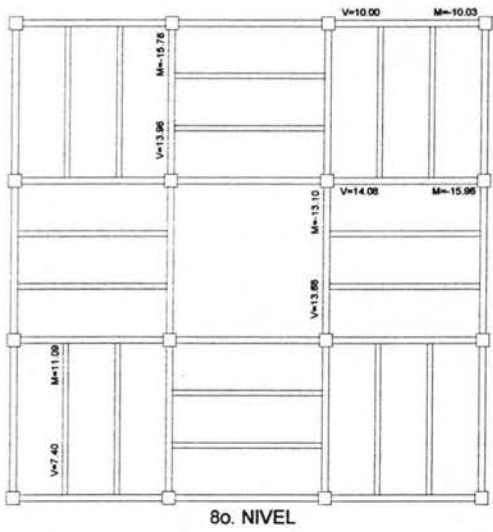
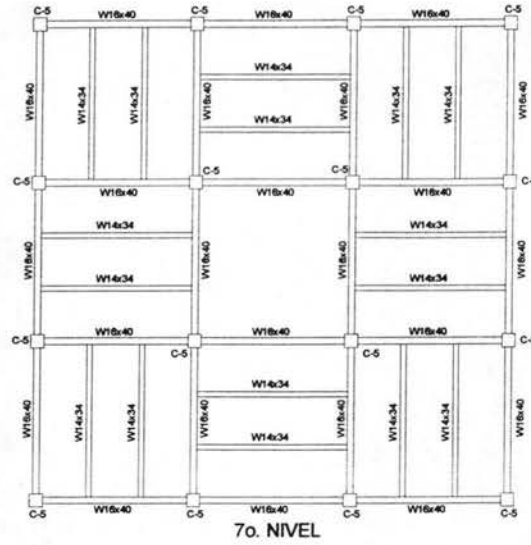
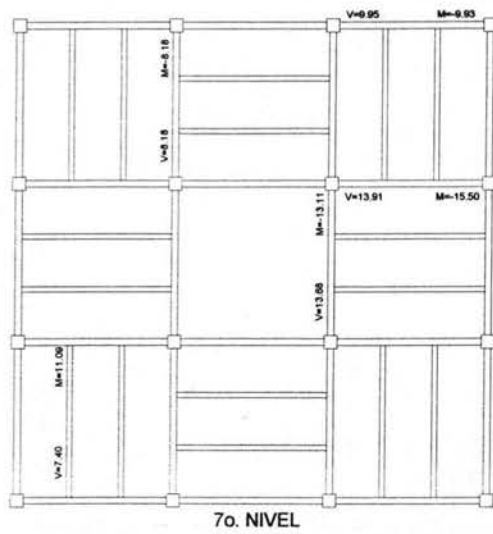
3.5.3.- Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de Vigas y Columnas, CASO 3-A  
 Para el Nivel 1, 2 y 3 del edificio Caso 3-A:



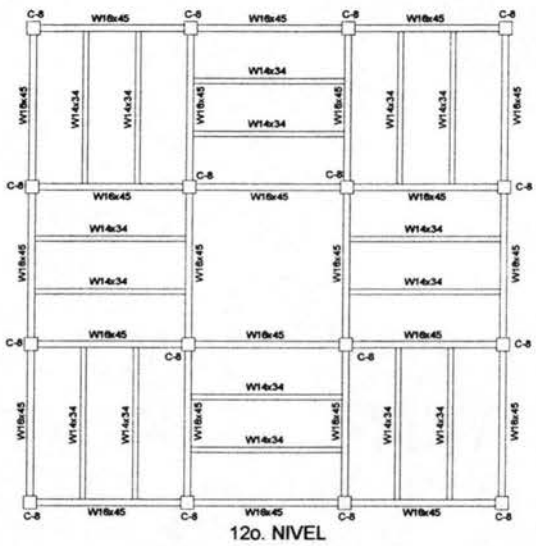
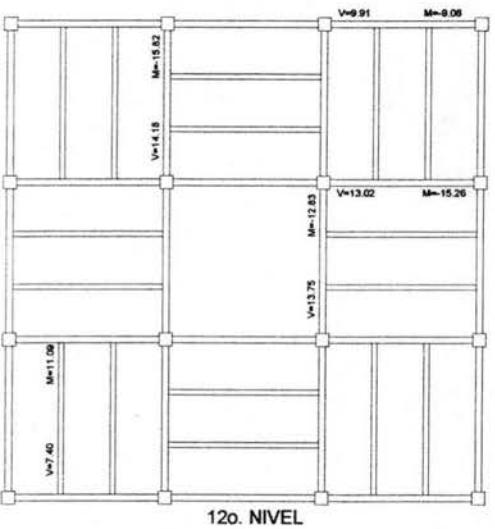
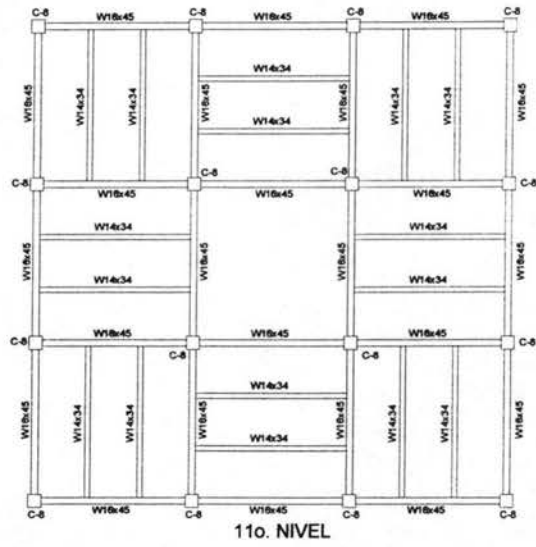
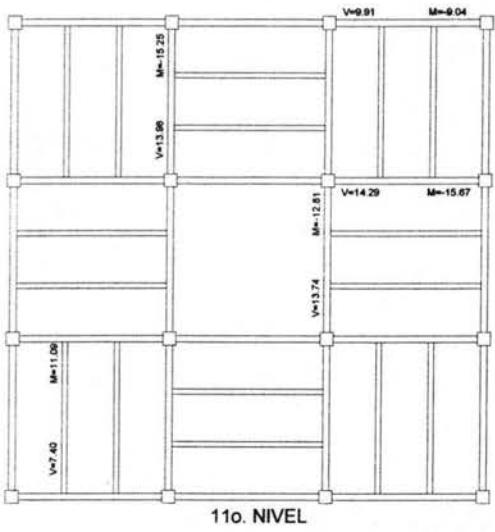
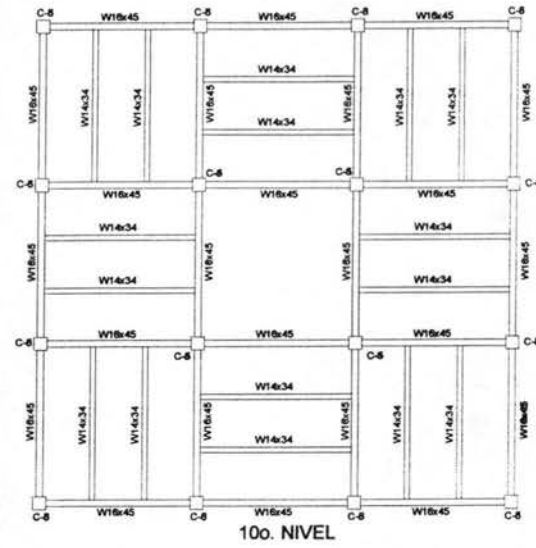
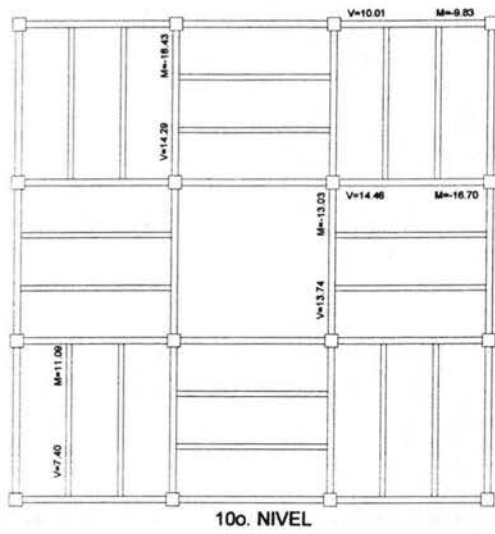
Para el Nivel 4, 5 y 6 del edificio Caso 3-A:



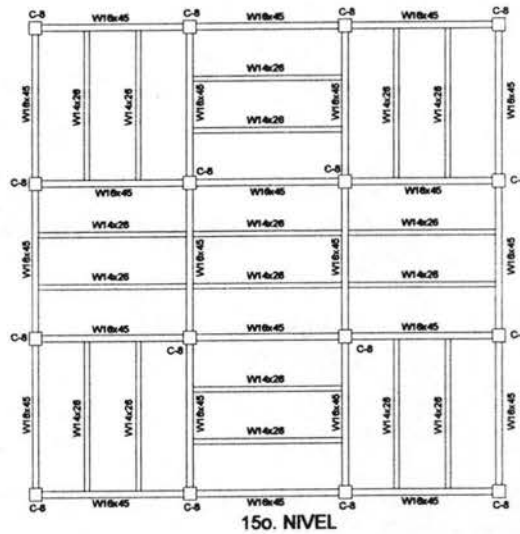
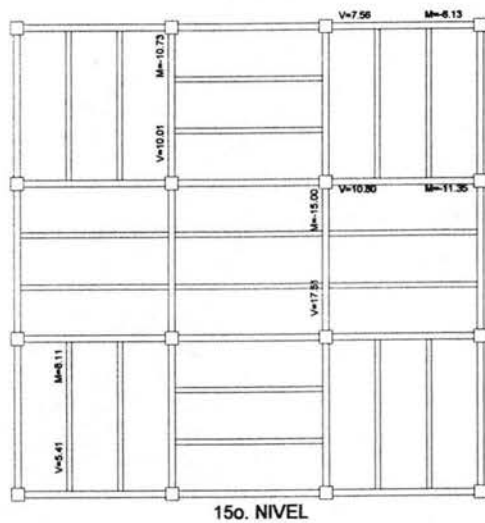
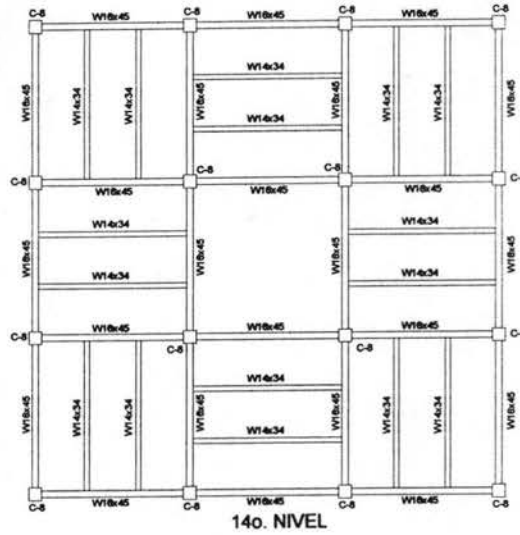
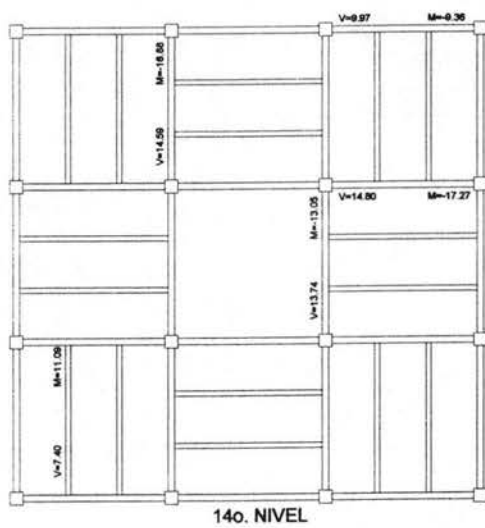
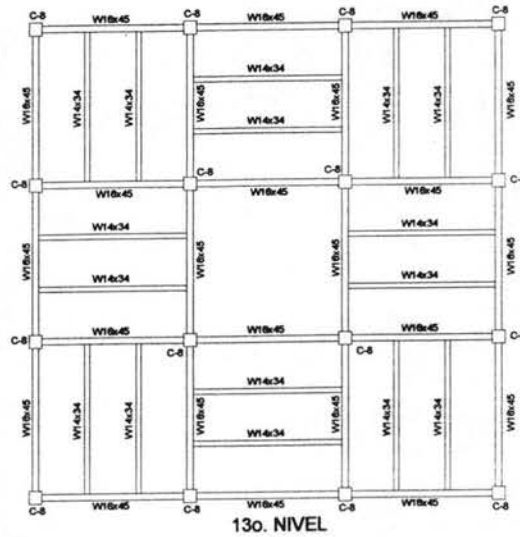
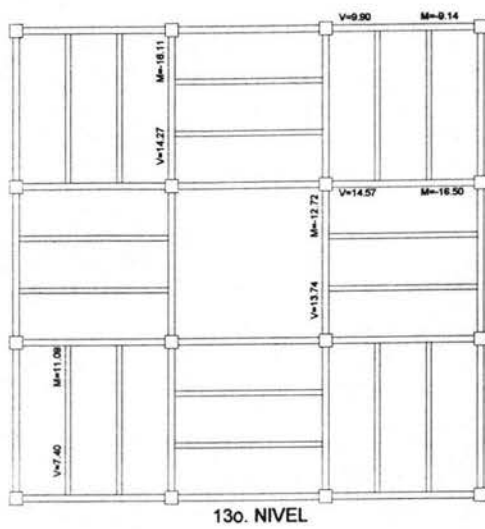
Para el Nivel 7, 8 y 9 del edificio Caso 3-A:



Para el Nivel 10, 11 y 12 del edificio Caso 3-A:

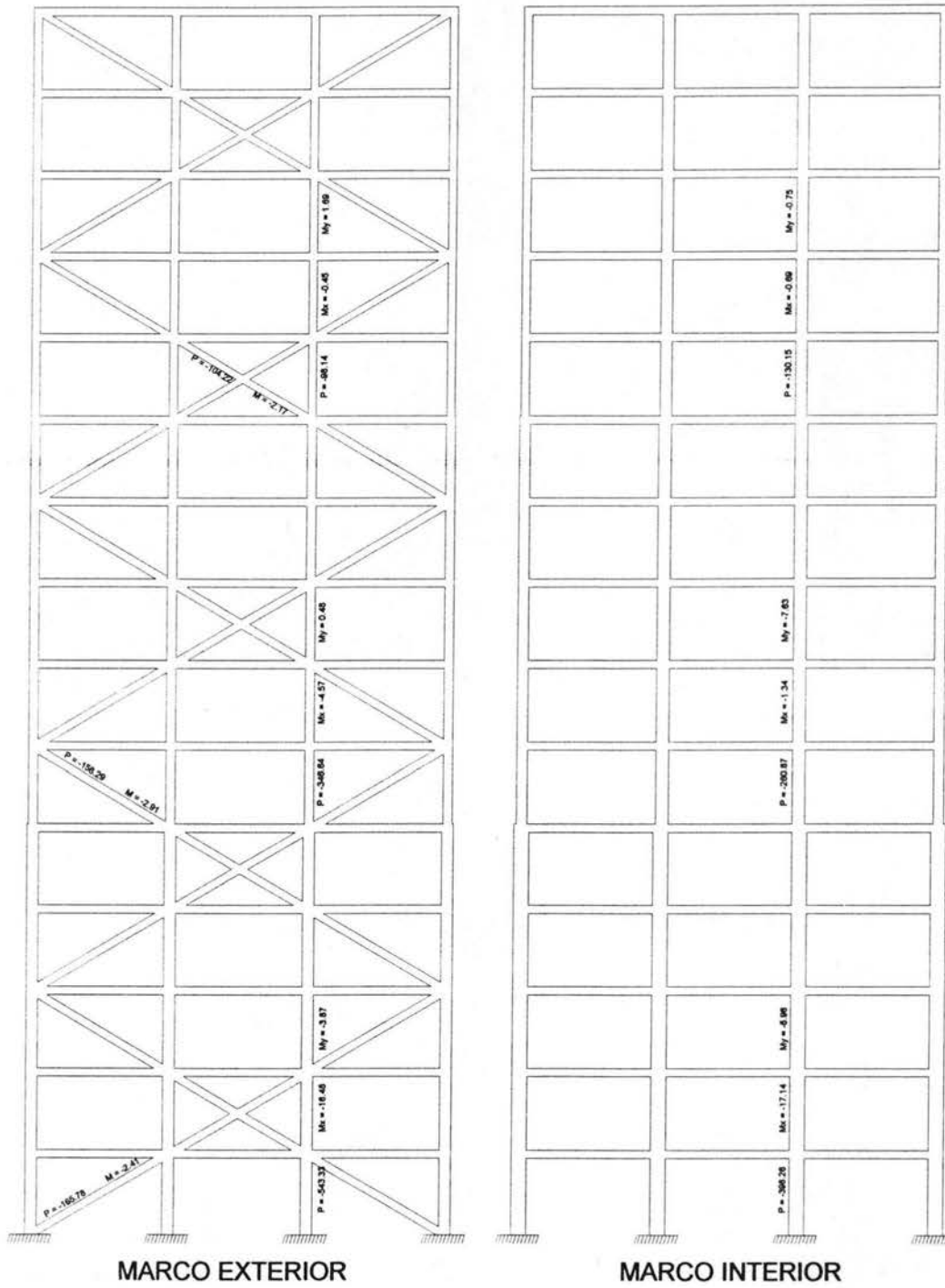


Para el Nivel 13, 14 y 15 del edificio Caso 3-A:

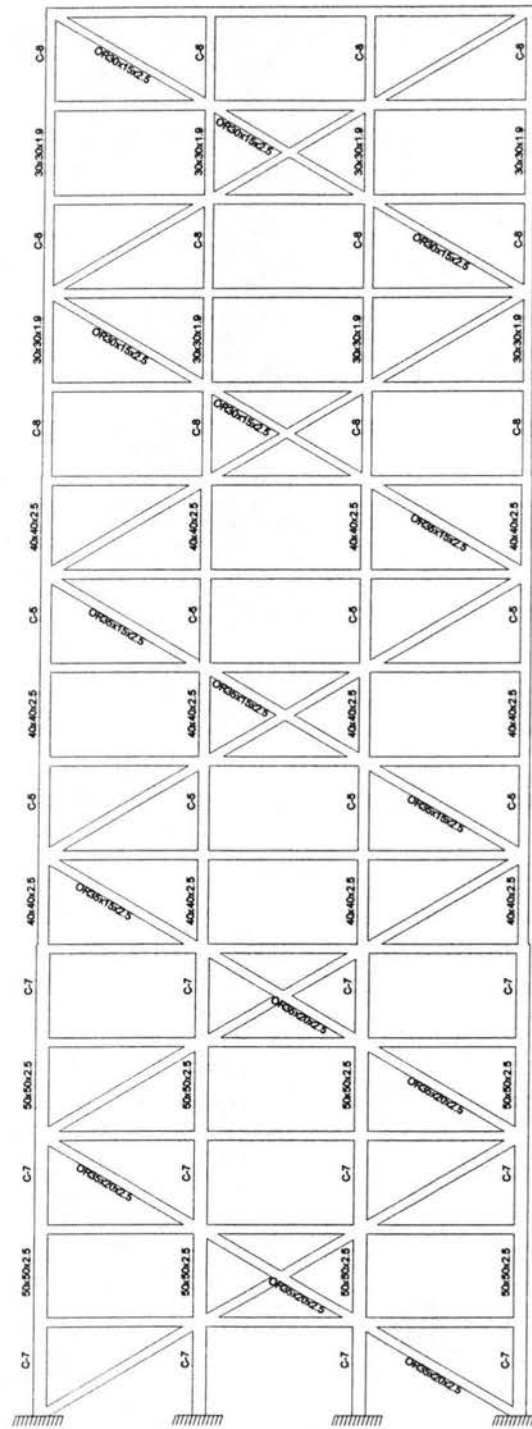


ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

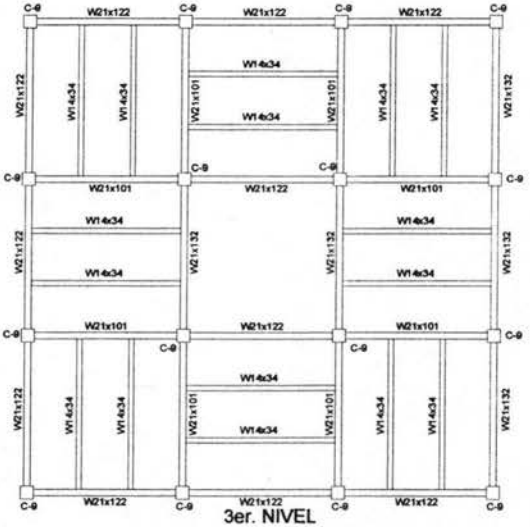
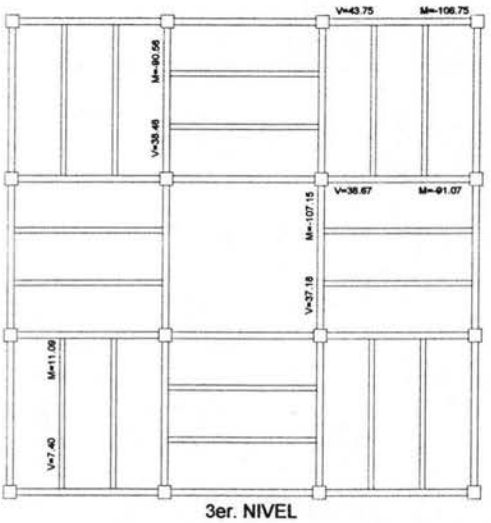
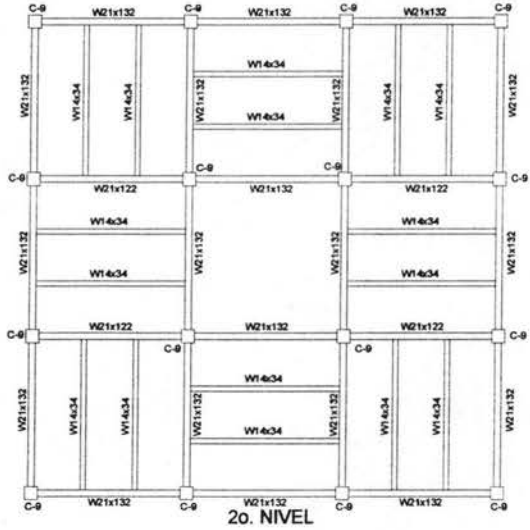
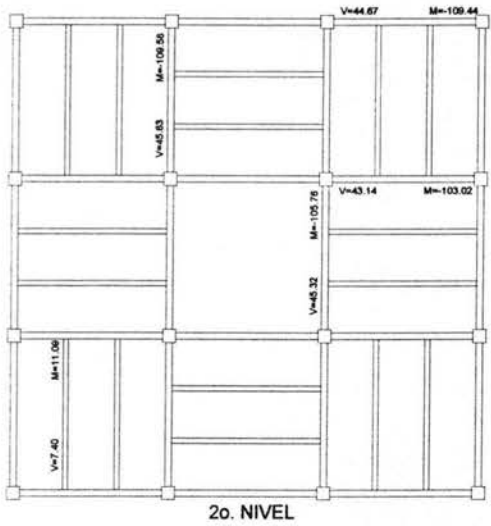
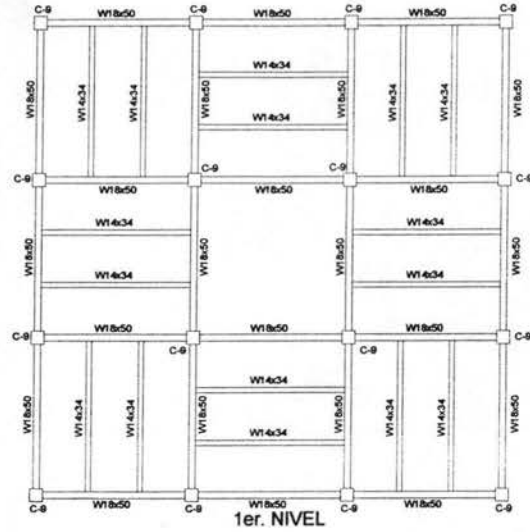
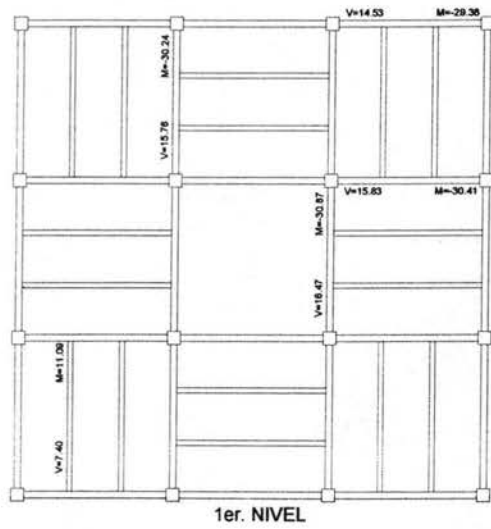
Para Alzado del edificio Caso 3-A:



Para Alzado del edificio Caso 3-A:

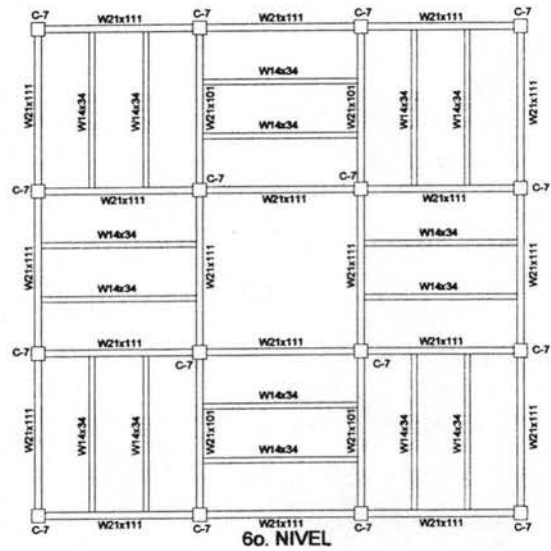
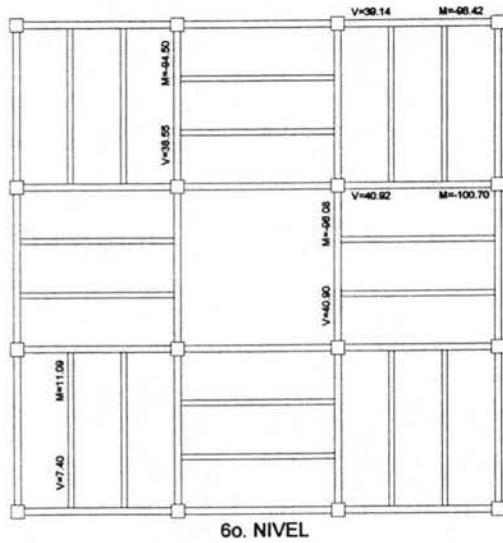
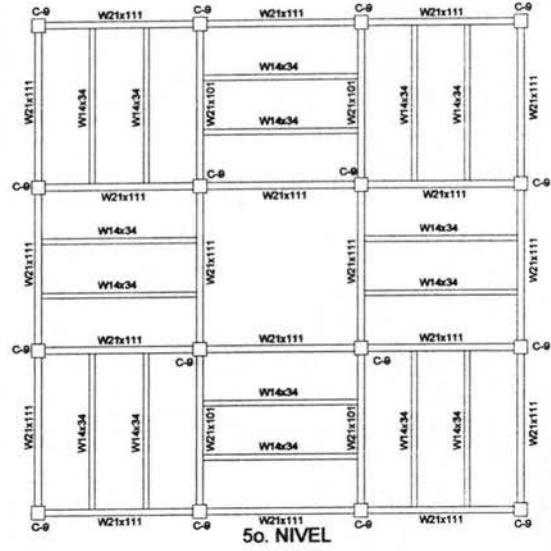
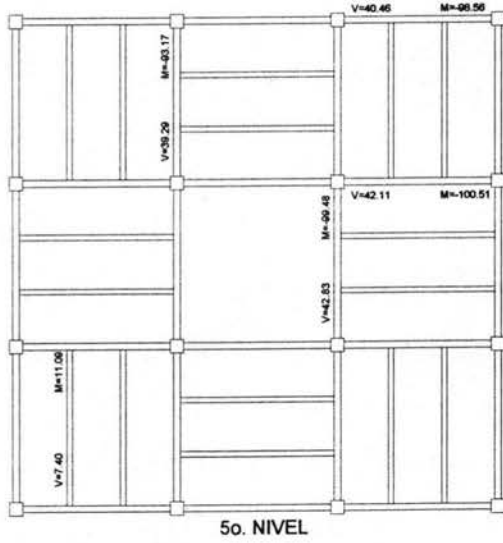
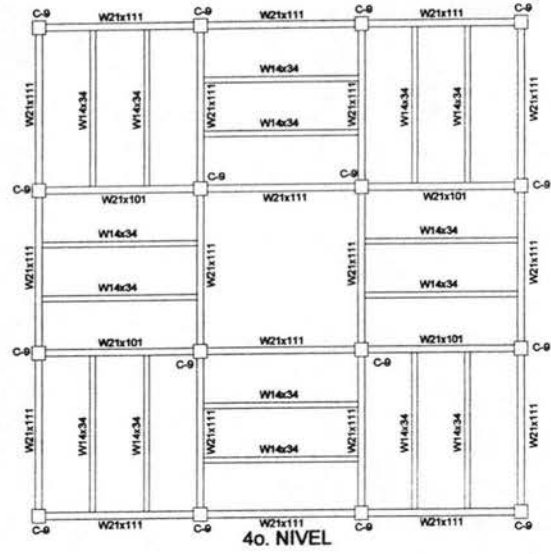
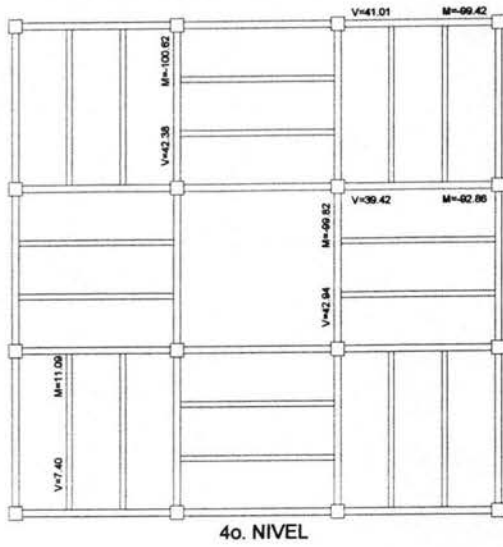


3.5.4.- Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de Vigas y Columnas, CASO I-B  
 Para el Nivel 1, 2 y 3 del edificio Caso I-B:

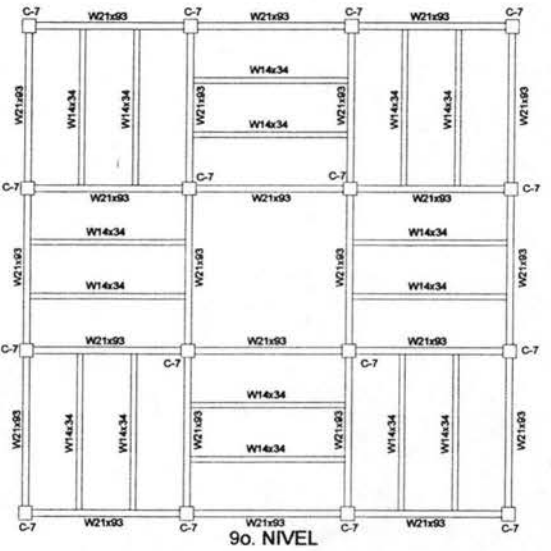
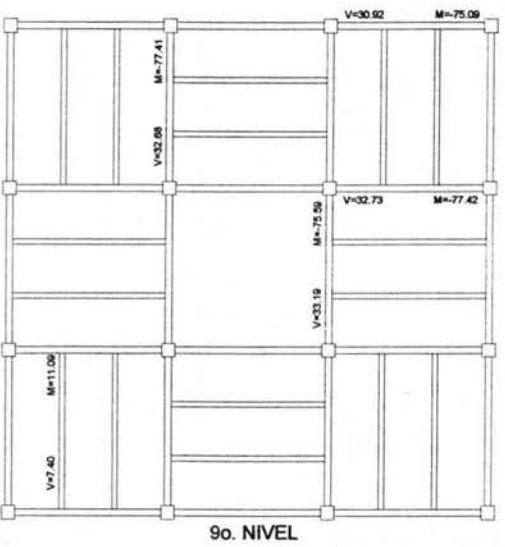
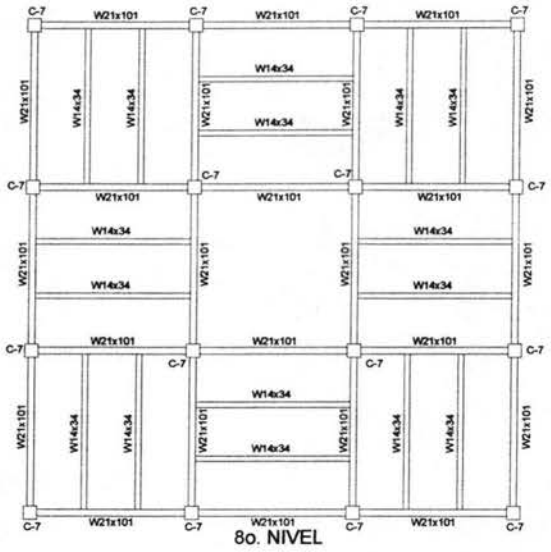
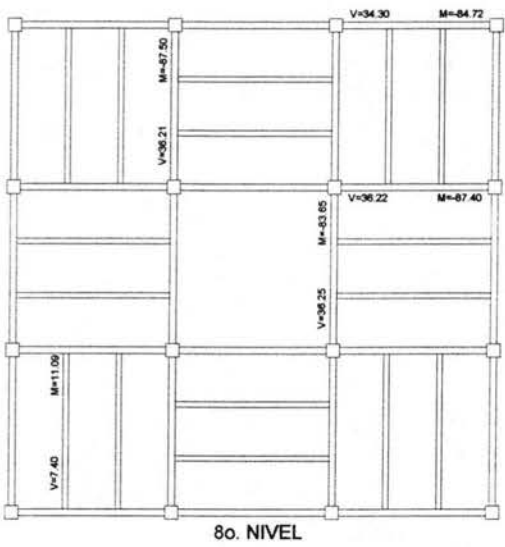
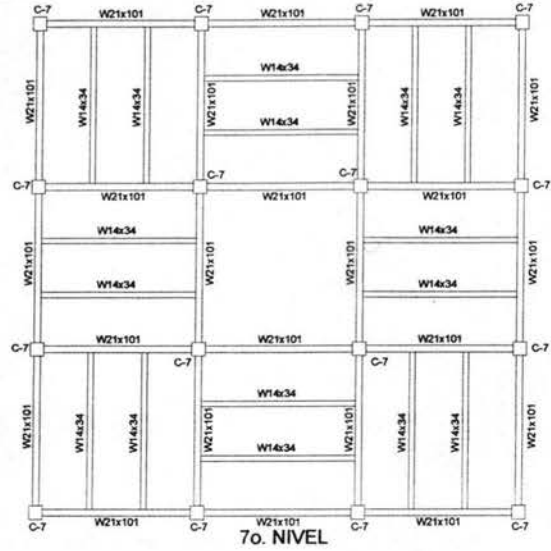
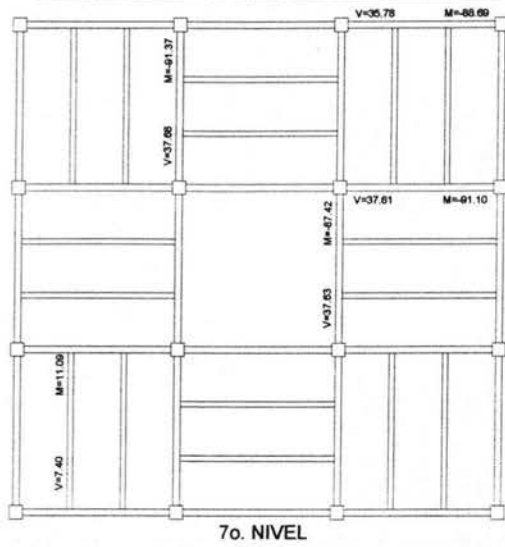




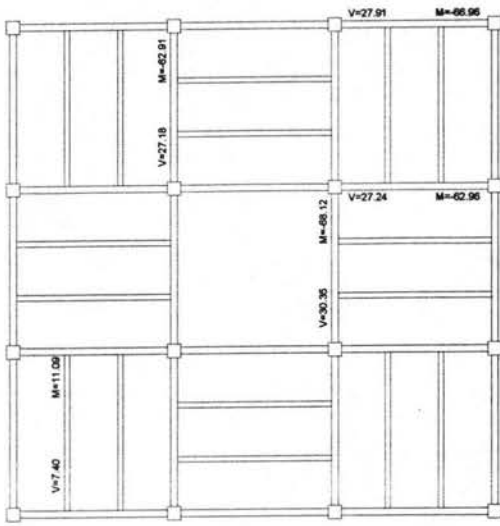
Para el Nivel 4, 5 y 6 del edificio Caso I-B:



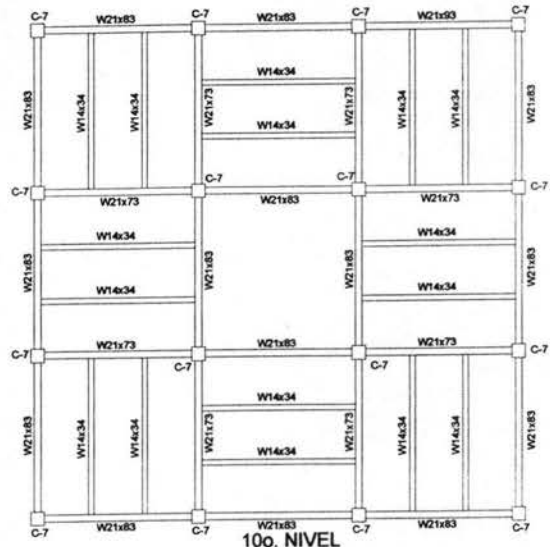
Para el Nivel 7, 8 y 9 del edificio Caso I-B:



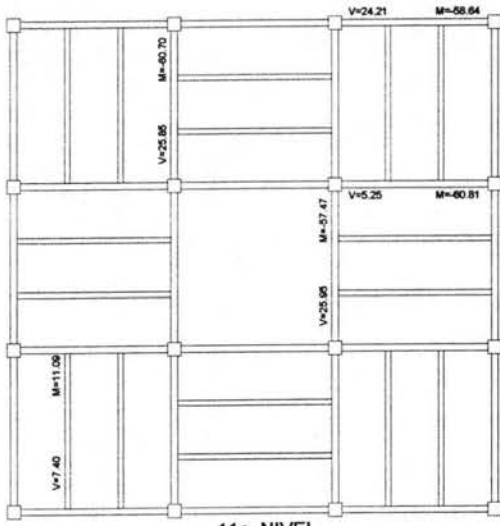
Para el Nivel 10, 11 y 12 del edificio Caso 1-B:



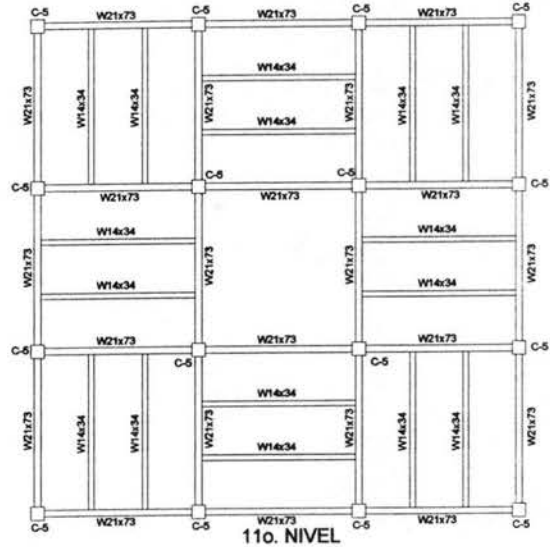
10o. NIVEL



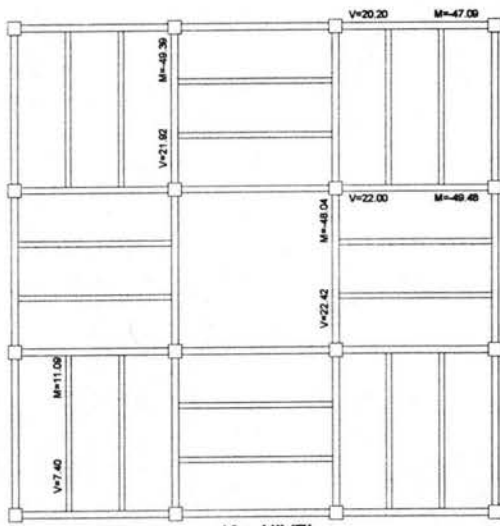
10o. NIVEL



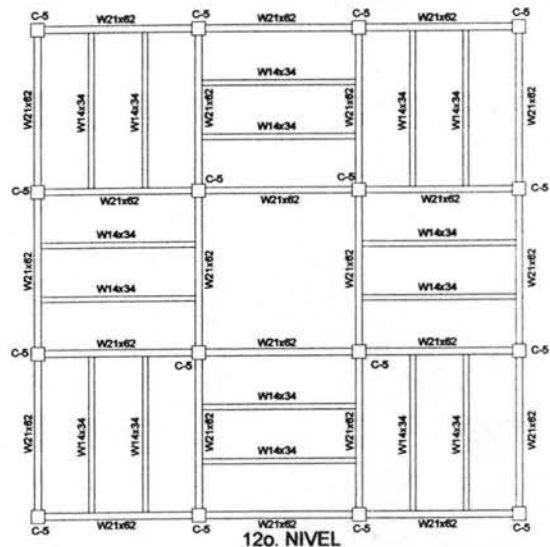
11o. NIVEL



11o. NIVEL

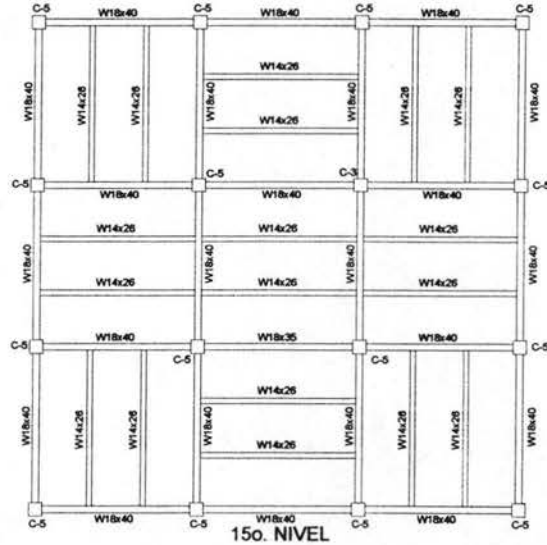
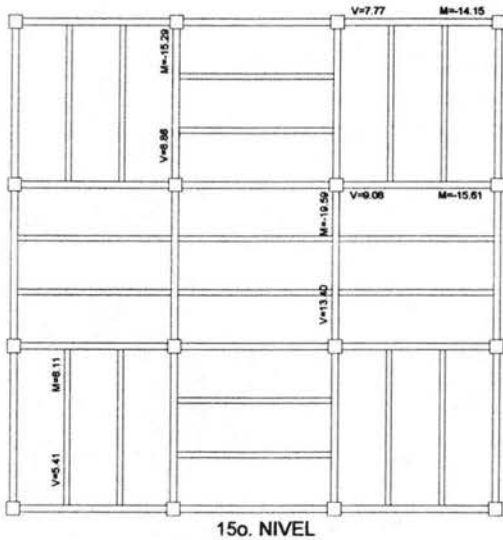
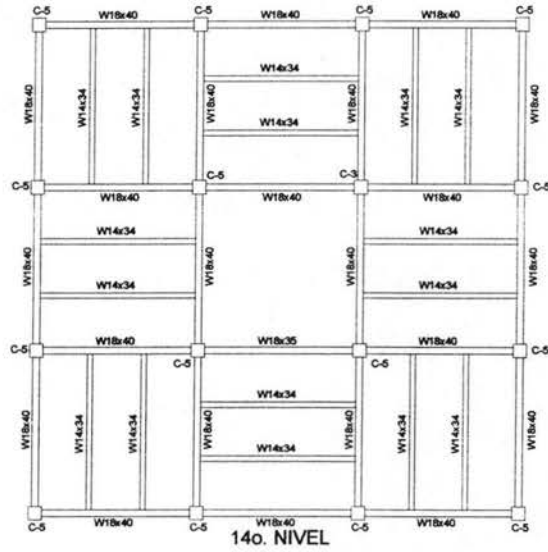
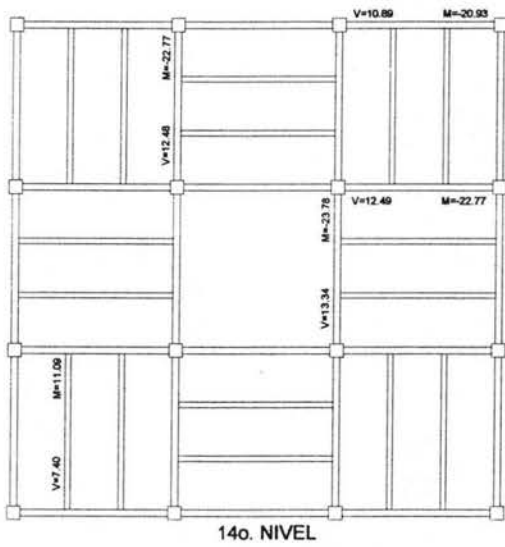
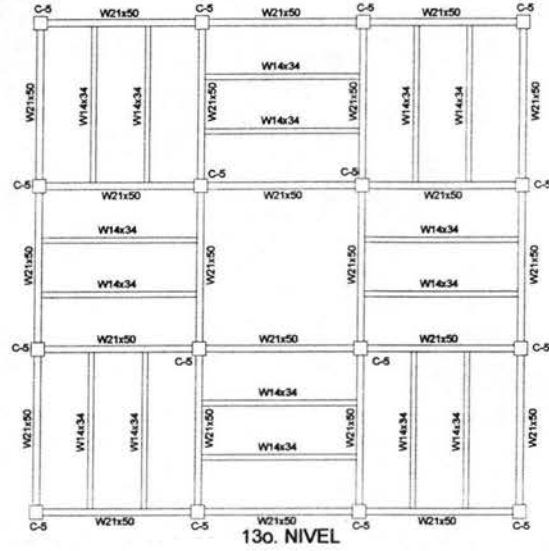
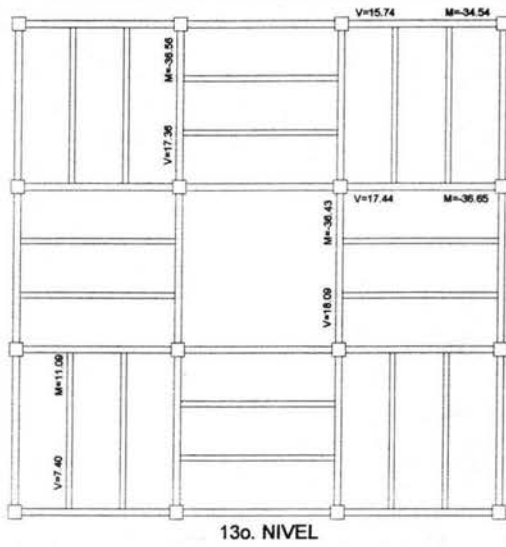


12o. NIVEL

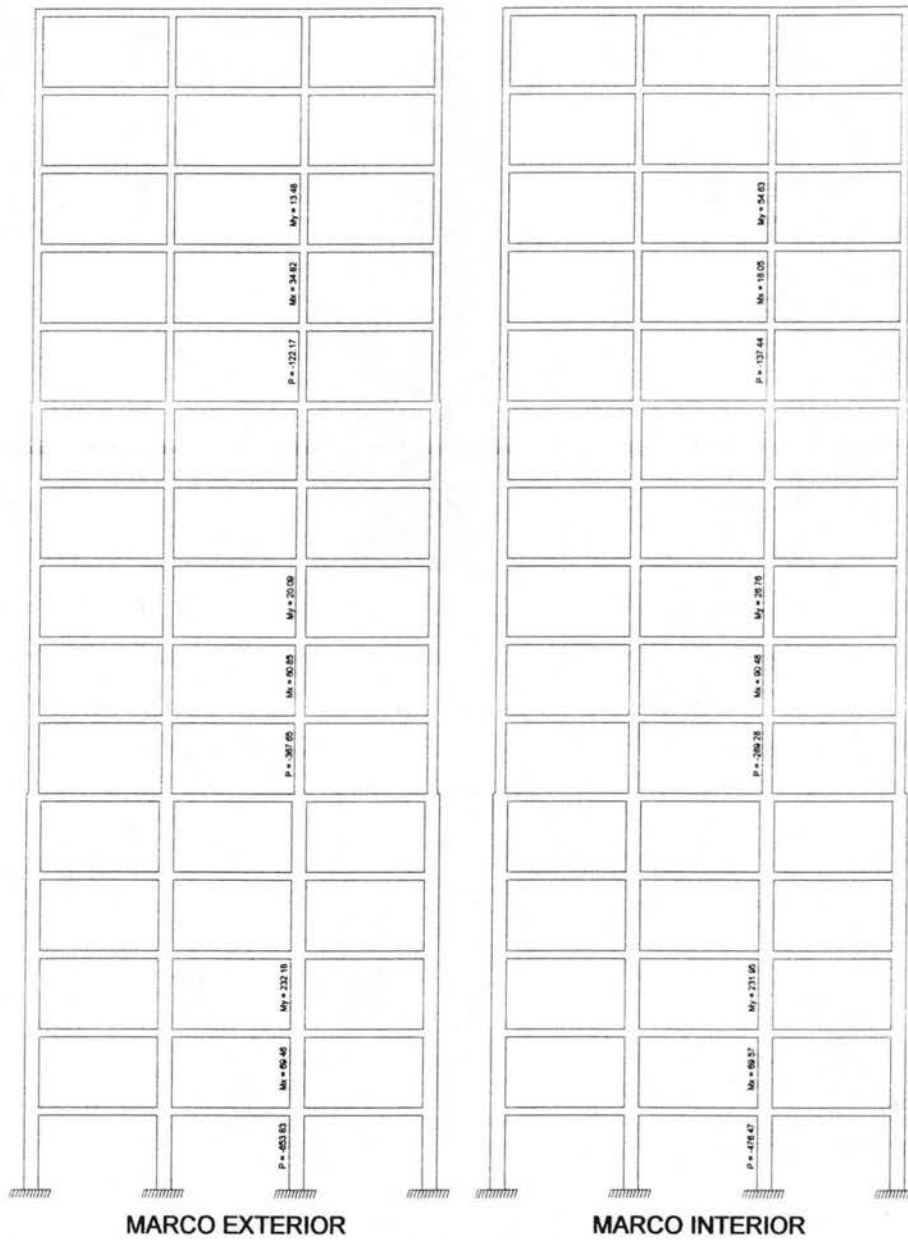


12o. NIVEL

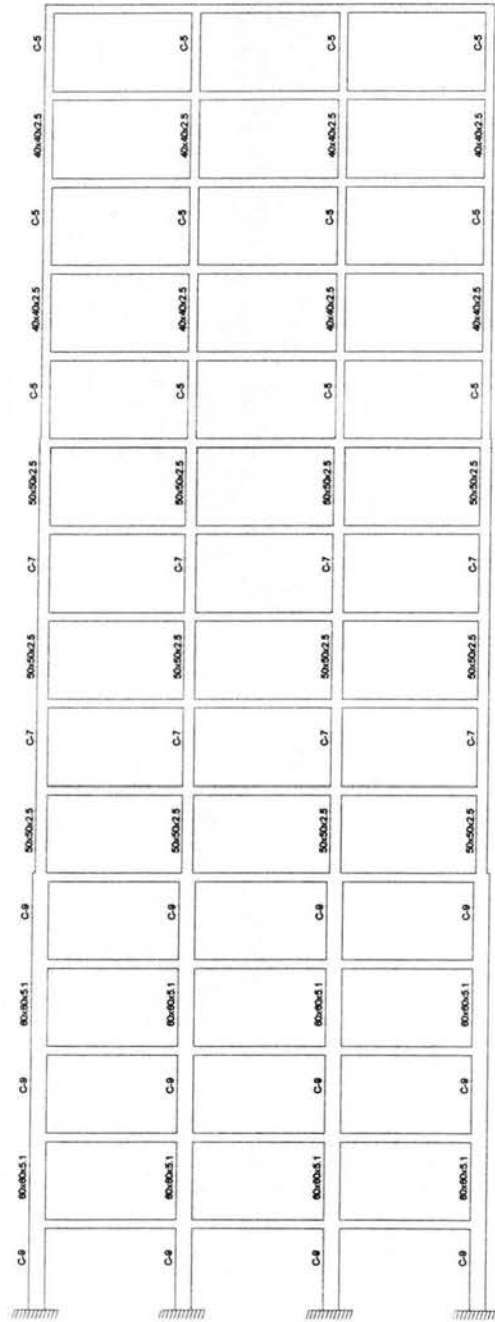
Para el Nivel 13, 14 y 15 del edificio Caso I-B:



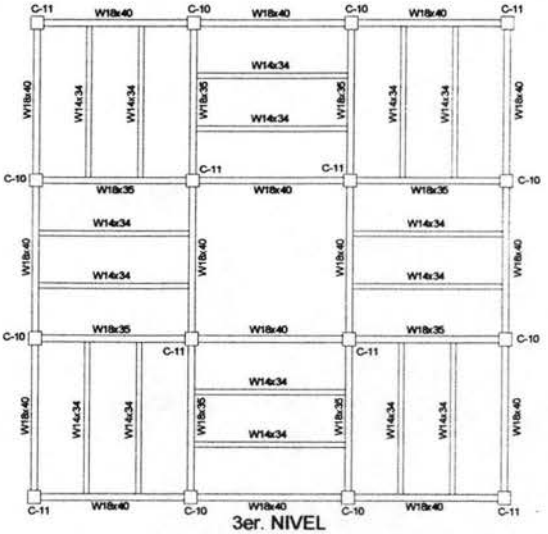
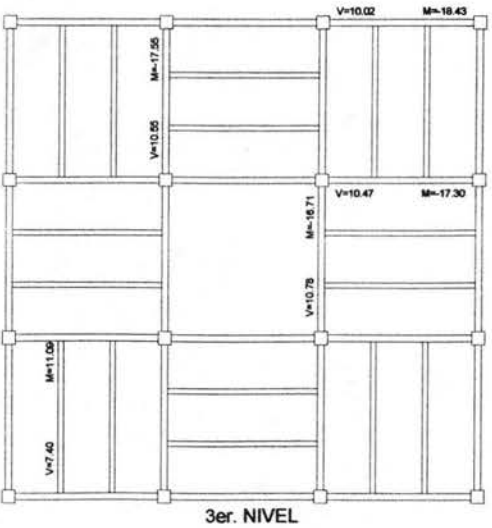
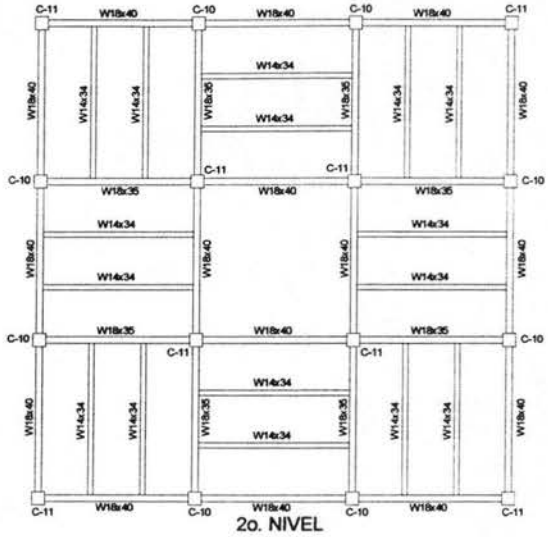
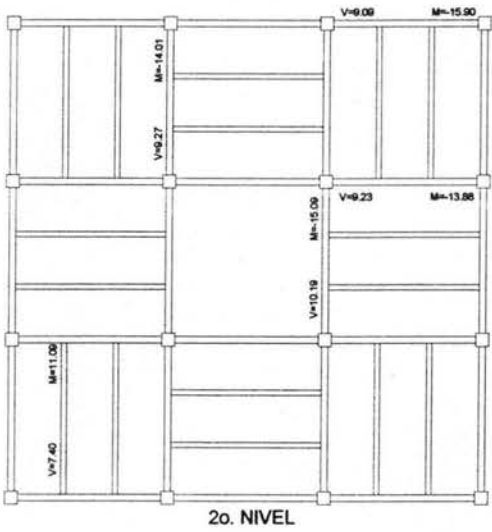
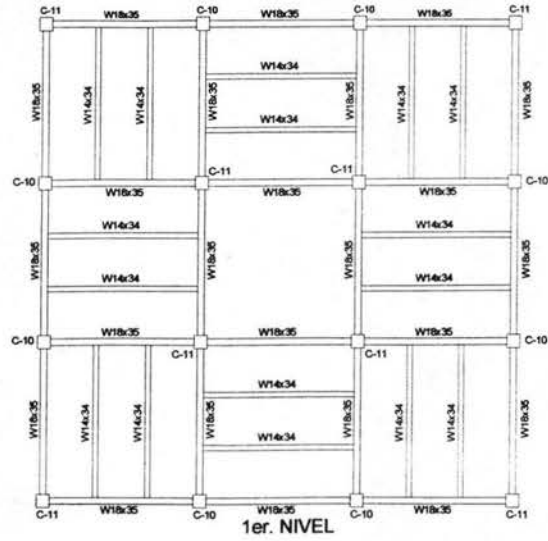
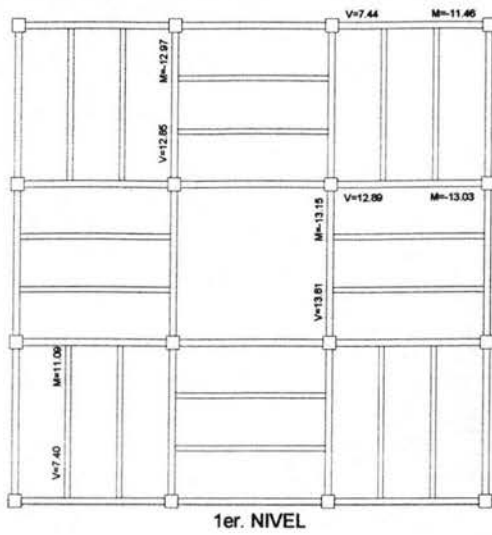
Para Alzado del edificio Caso I-B:



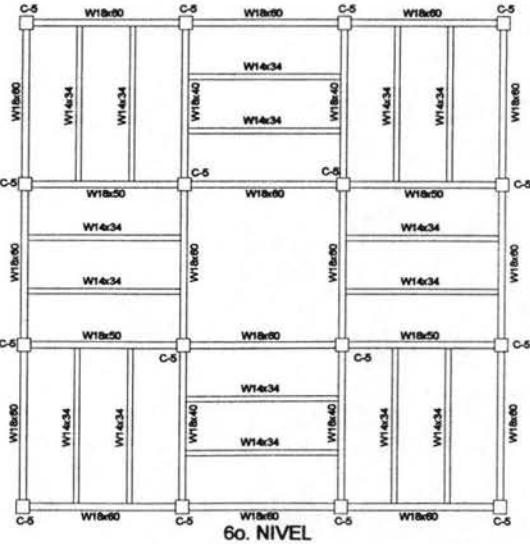
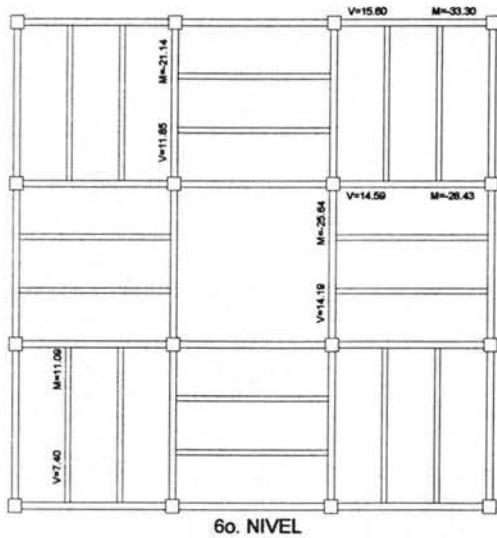
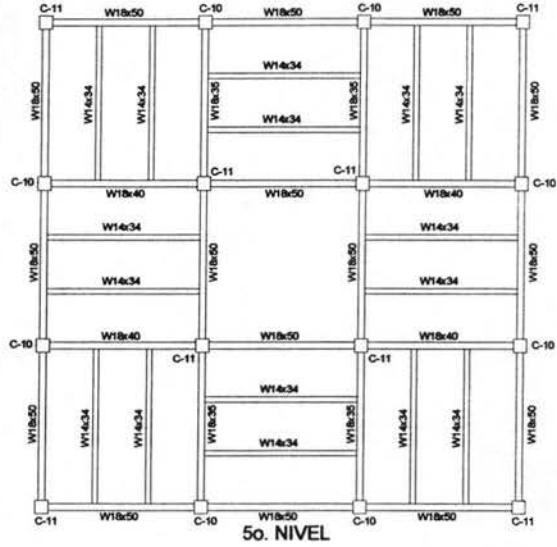
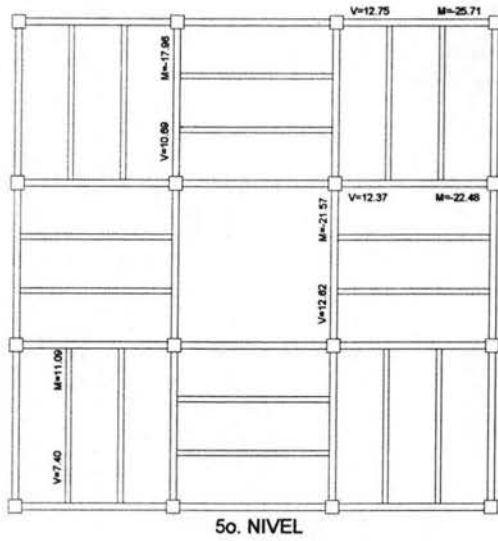
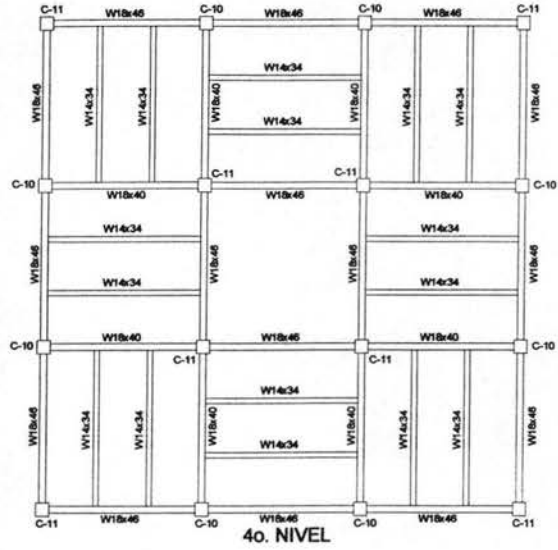
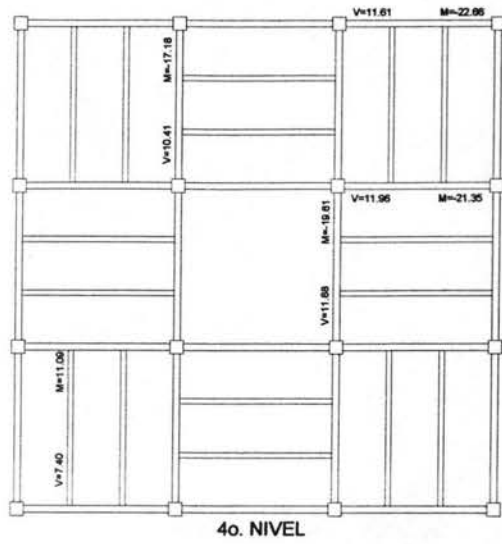
Para Alzado del edificio Caso I-B:



3.5.5.- Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de Vigas y Columnas, CASO 2-B  
 Para el Nivel 1, 2 y 3 del edificio Caso 2-B:

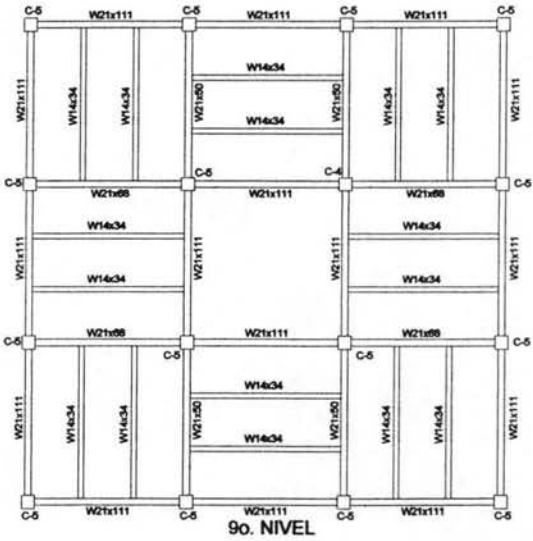
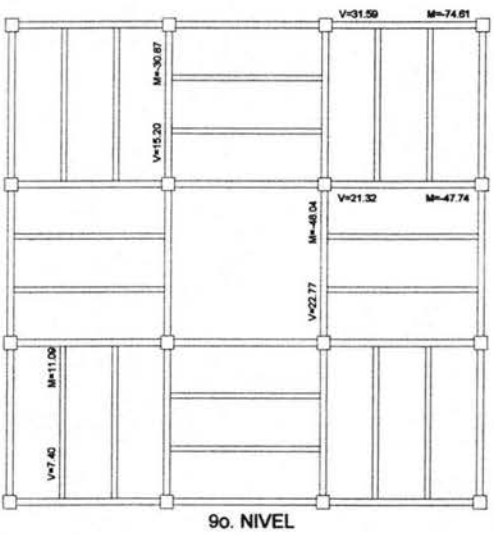
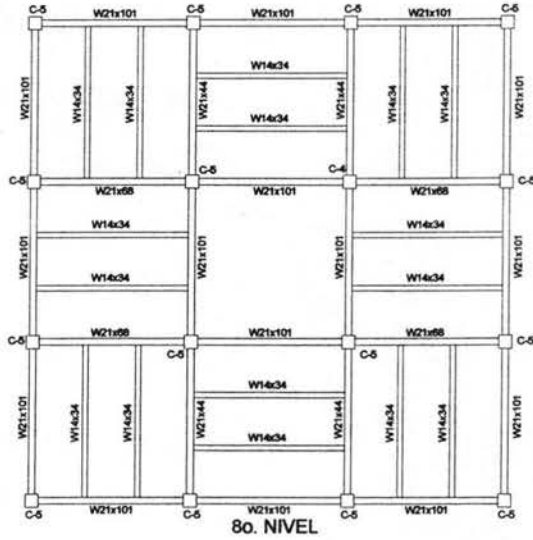
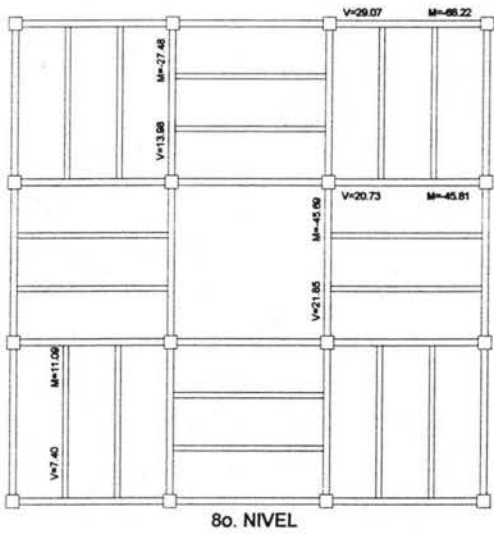
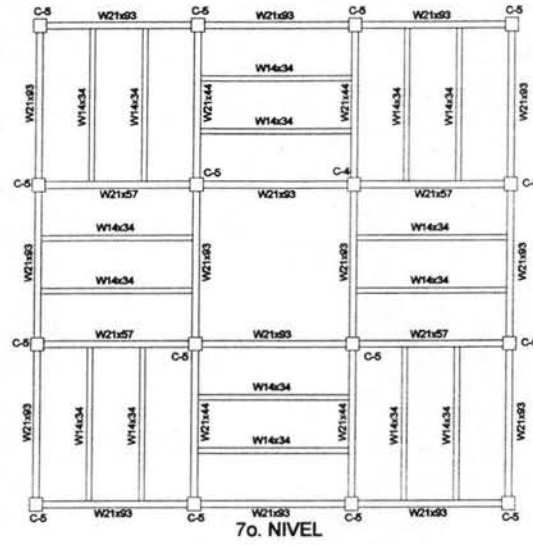
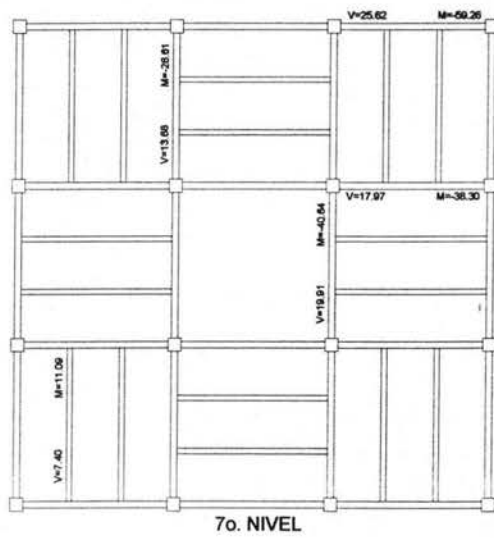


Para el Nivel 4, 5 y 6 del edificio Caso 2-B:

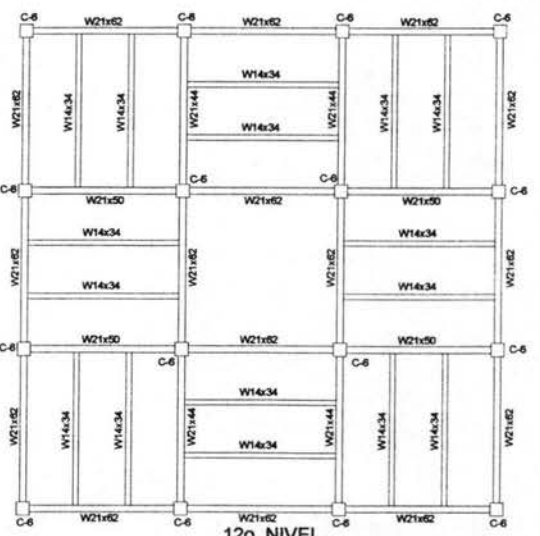
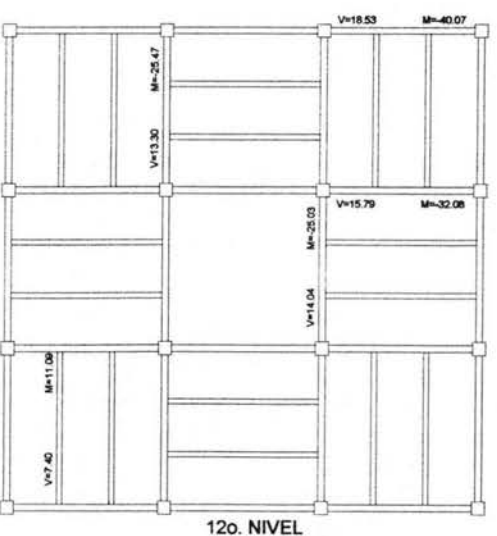
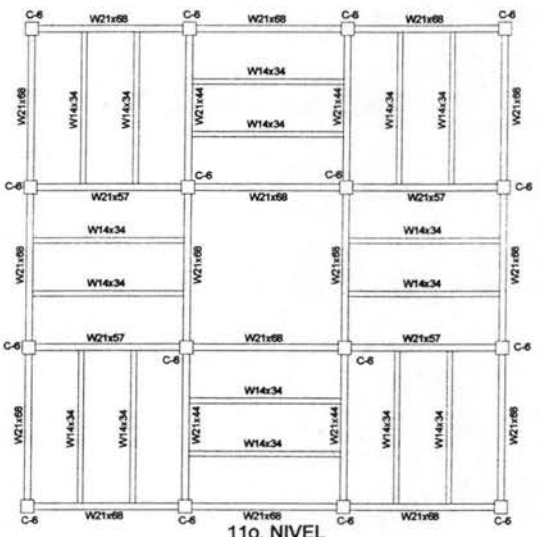
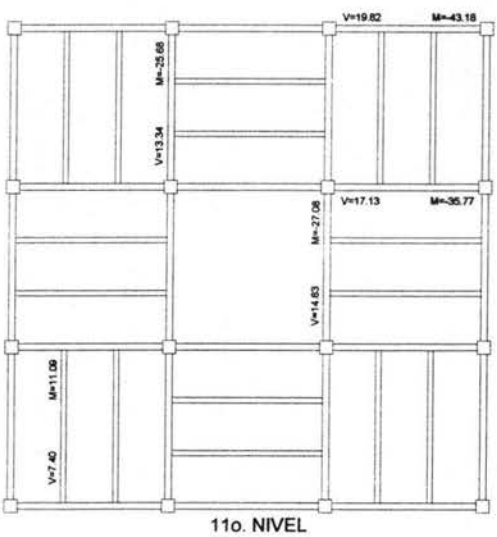
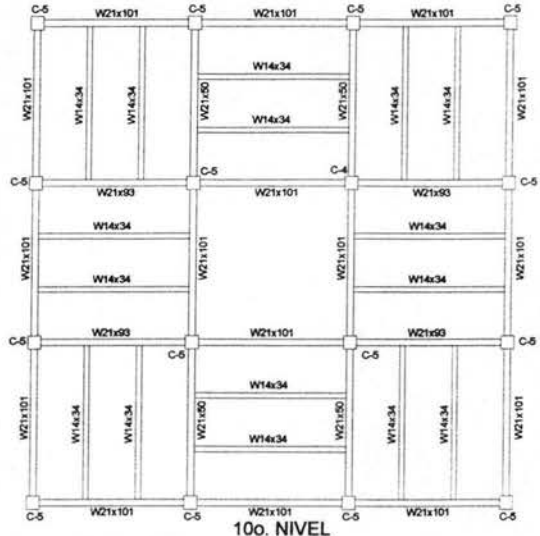
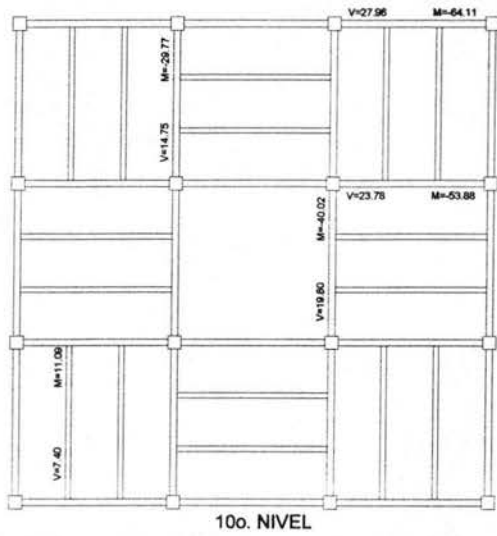




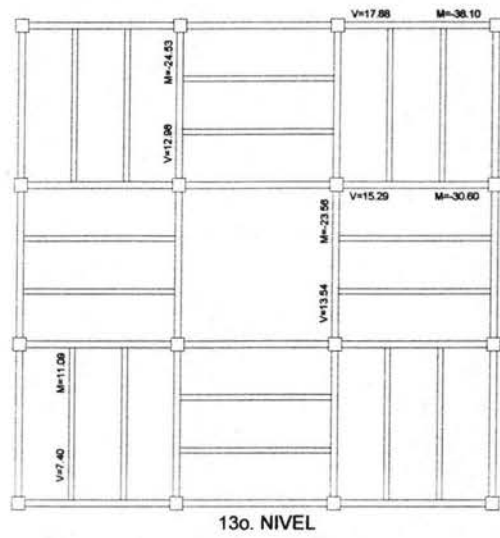
Para el Nivel 7, 8 y 9 del edificio Caso 2-B:



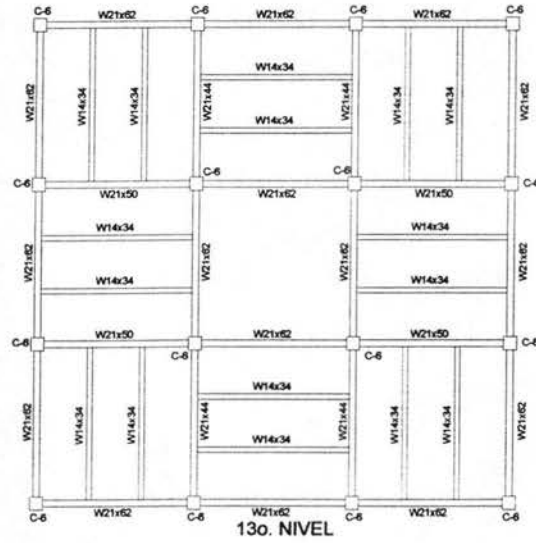
Para el Nivel 10, 11 y 12 del edificio Caso 2-B:



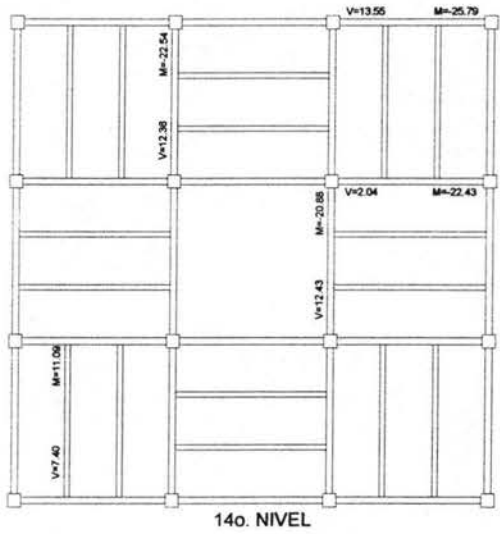
Para el Nivel 13, 14 y 15 del edificio Caso 2-B:



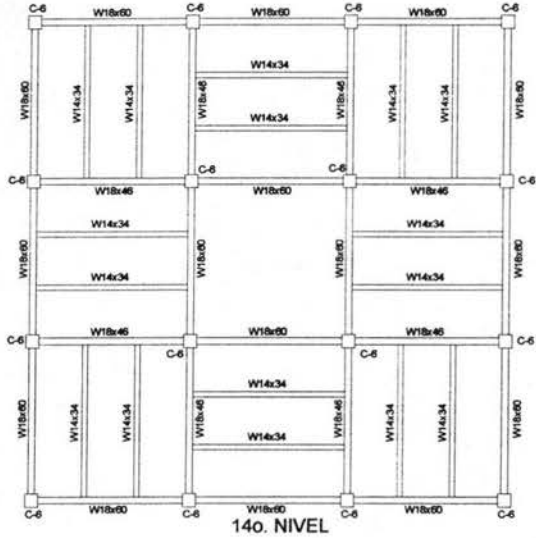
13o. NIVEL



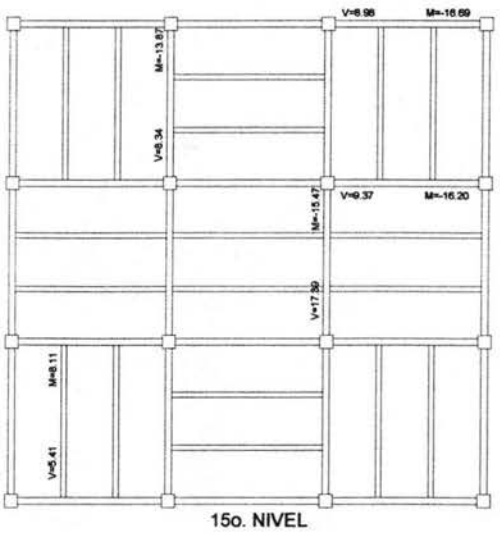
13o. NIVEL



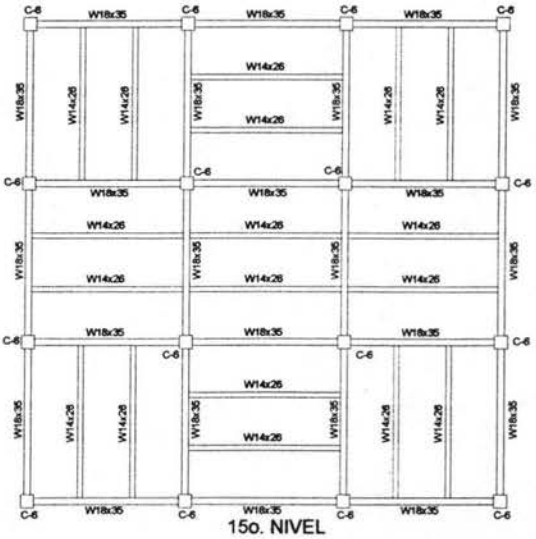
14o. NIVEL



14o. NIVEL

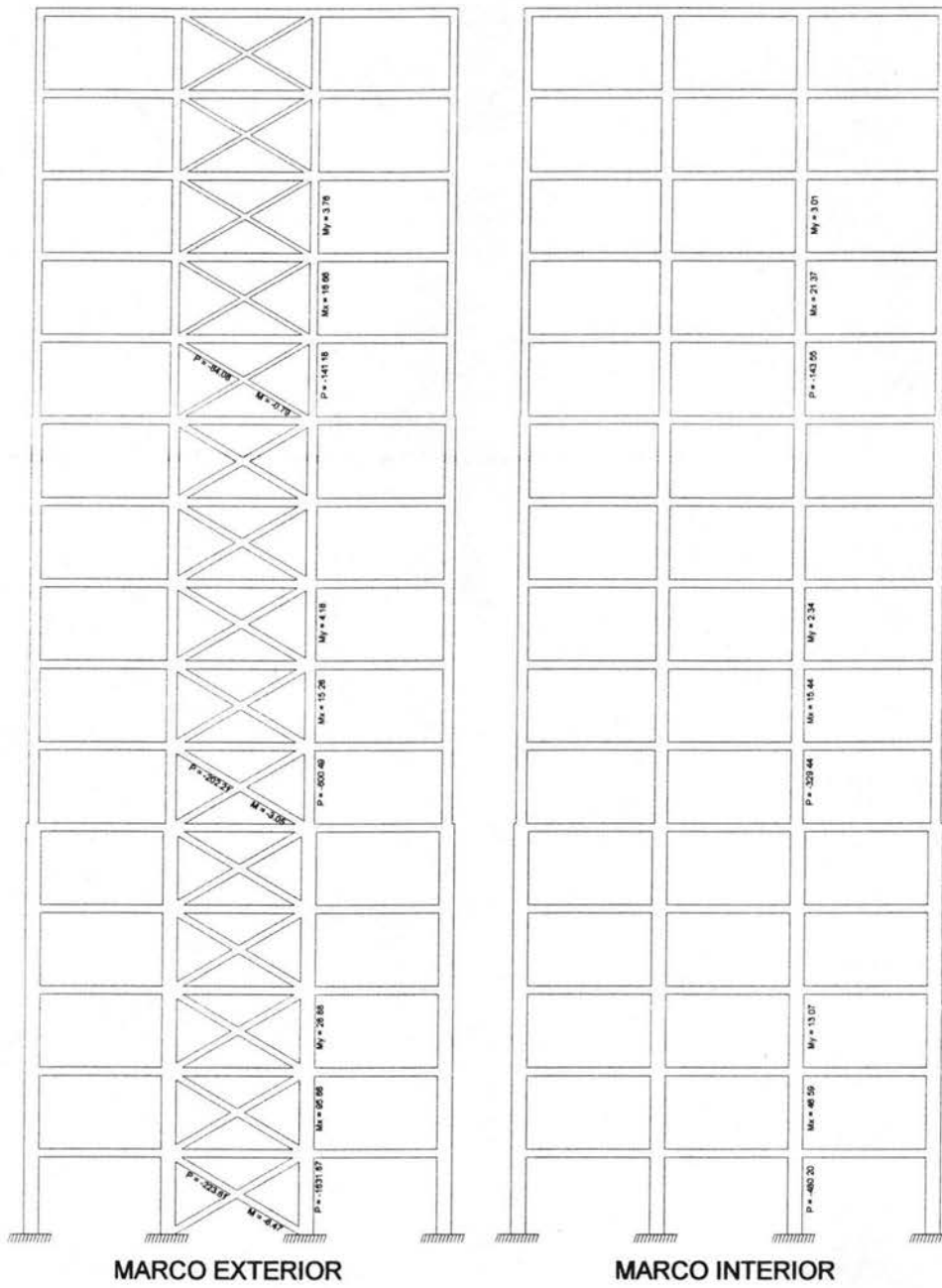


15o. NIVEL

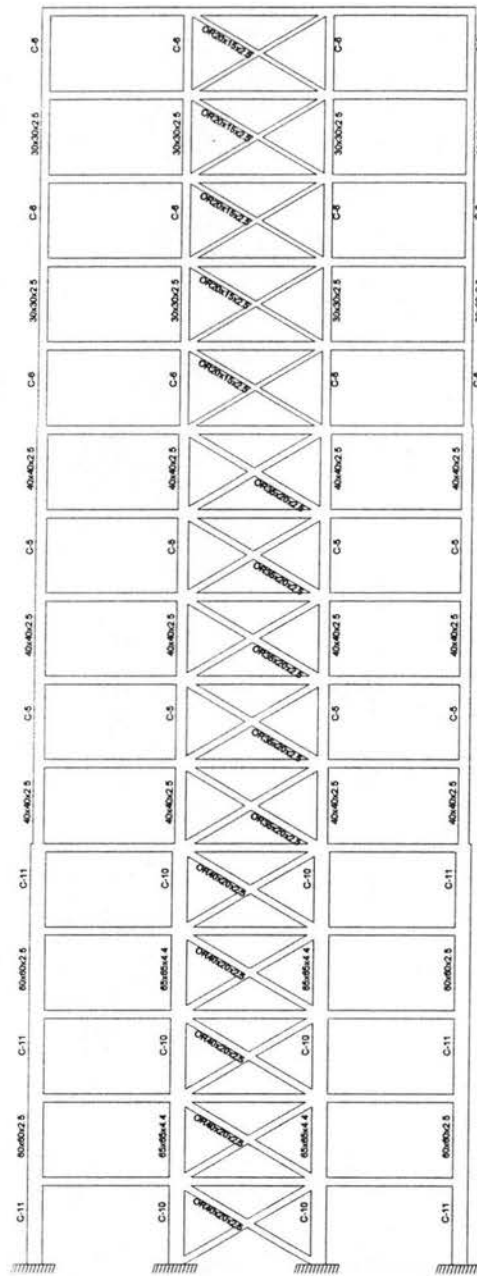


15o. NIVEL

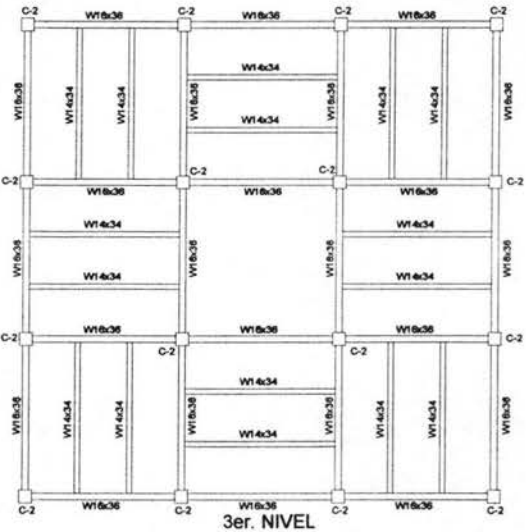
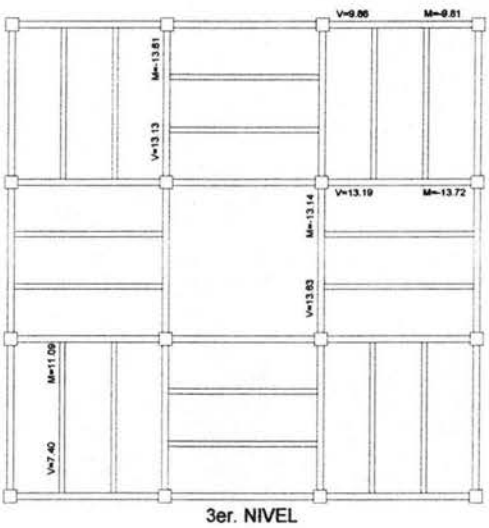
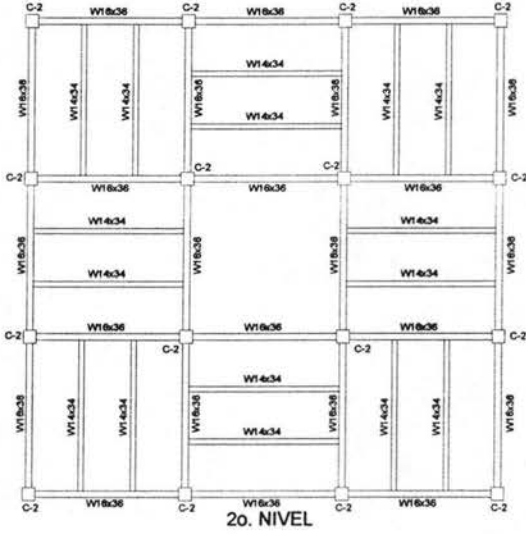
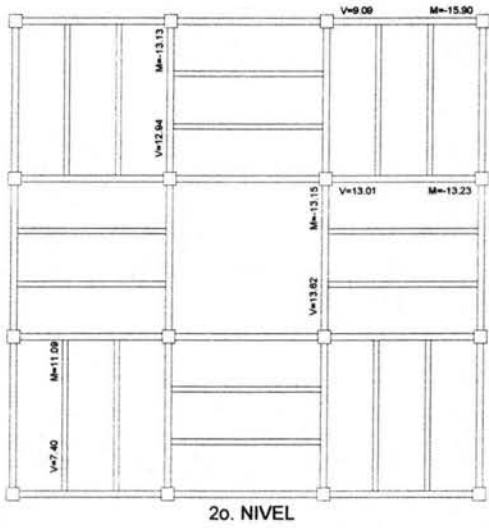
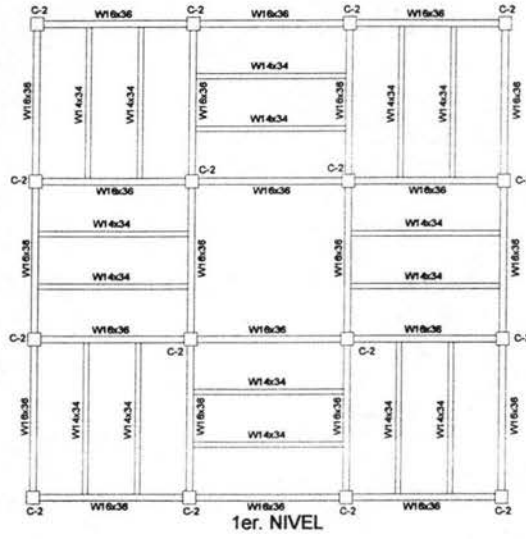
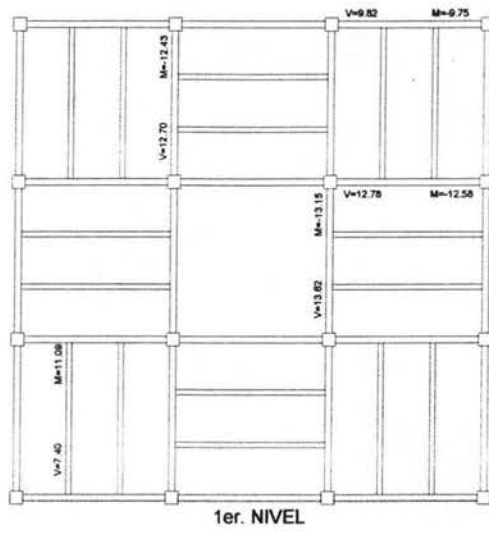
Para Alzado del edificio Caso 2-B:



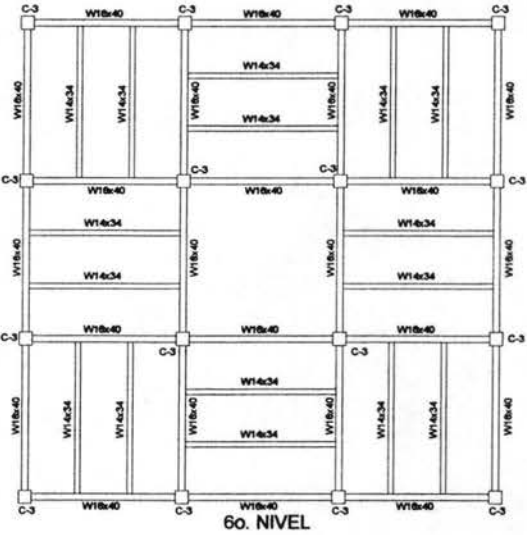
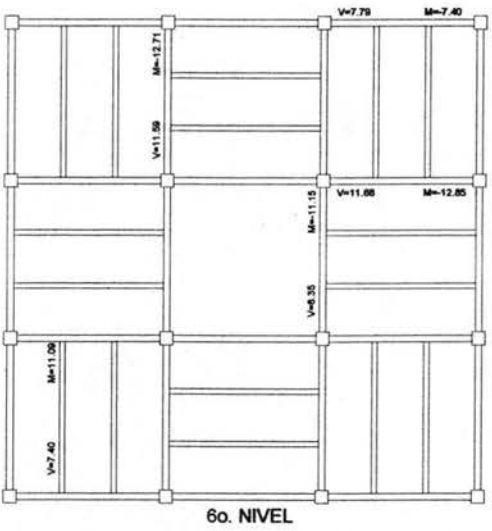
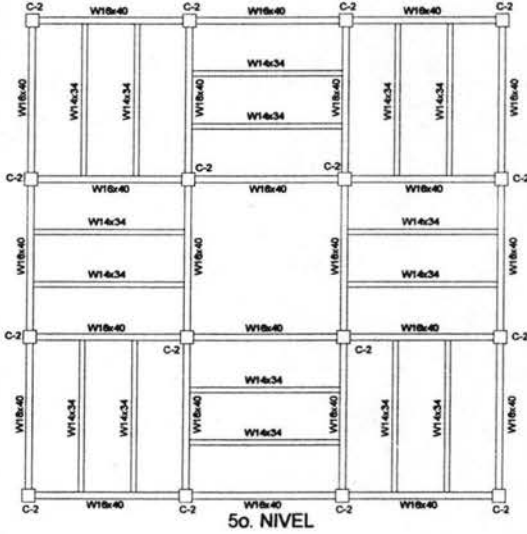
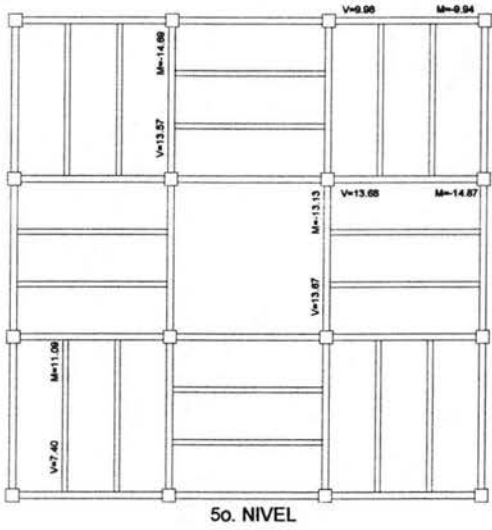
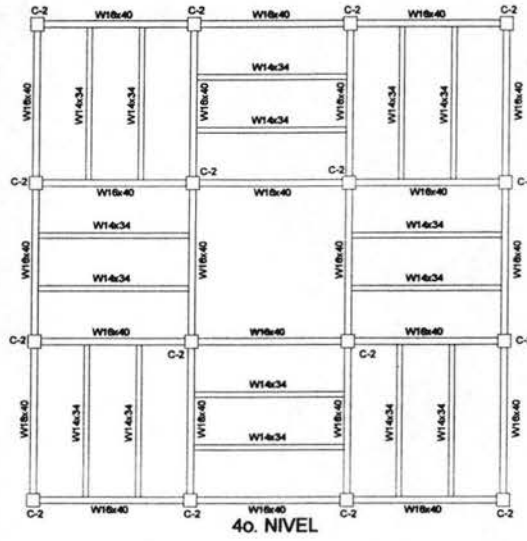
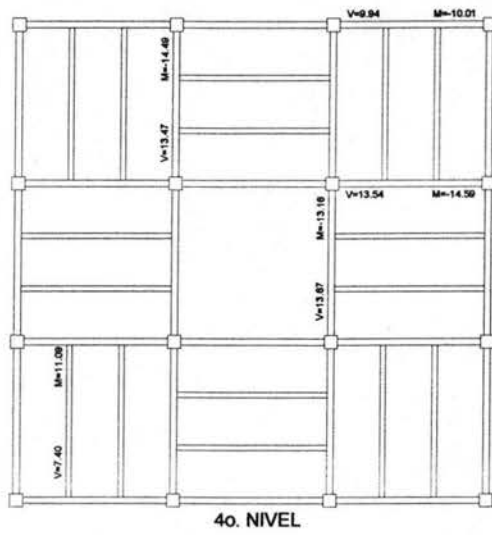
Para Alzado del edificio Caso 2-B:



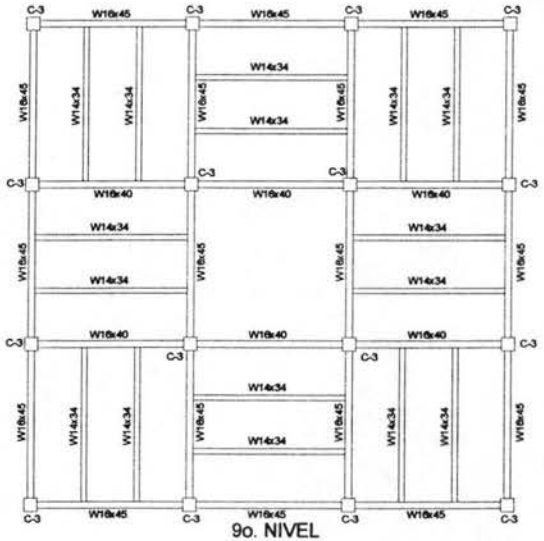
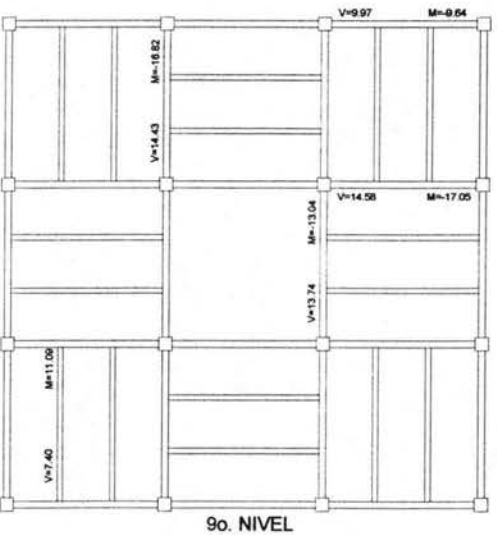
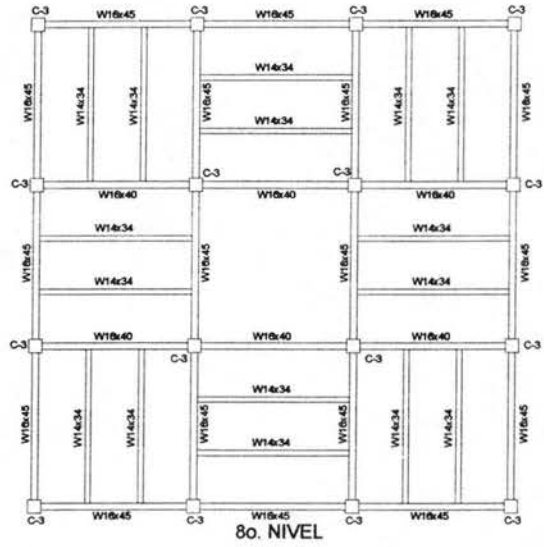
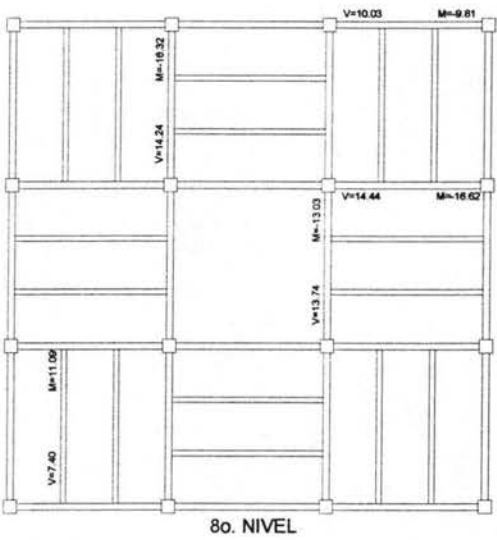
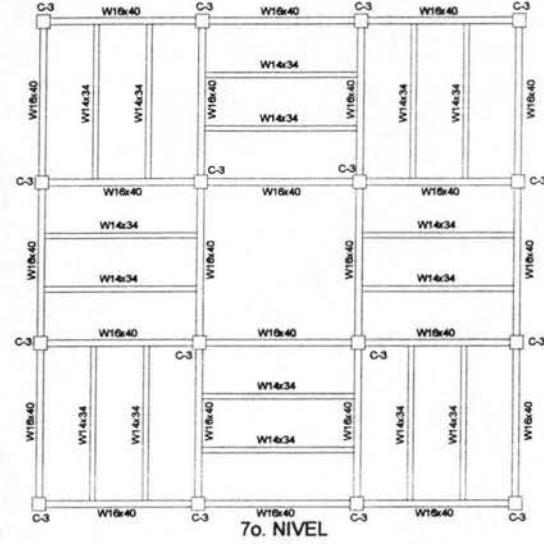
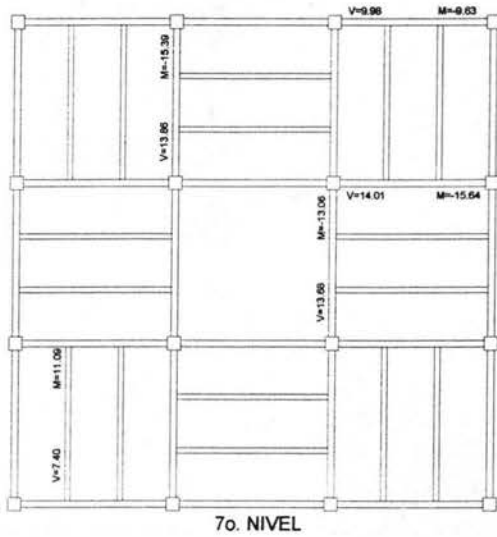
3.5.6.- Elementos Mecánicos Máximos y Diseño de Vigas y Columnas, CASO 3-B  
 Para el Nivel 1, 2 y 3 del edificio Caso 3-B:



Para el Nivel 4, 5 y 6 del edificio Caso 3-B:

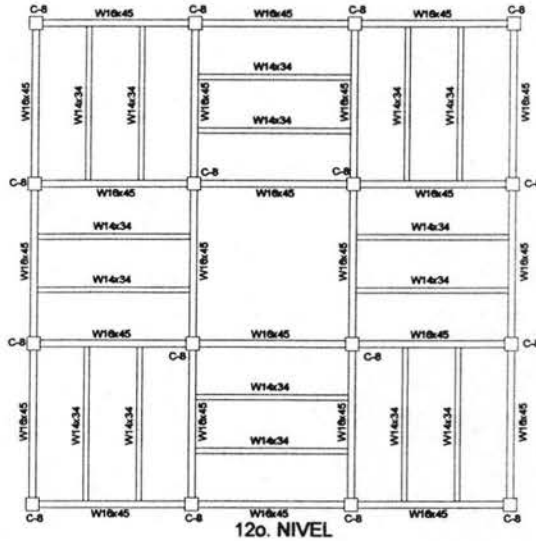
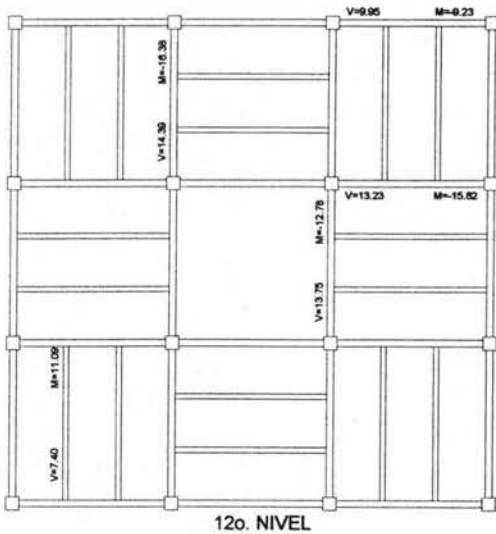
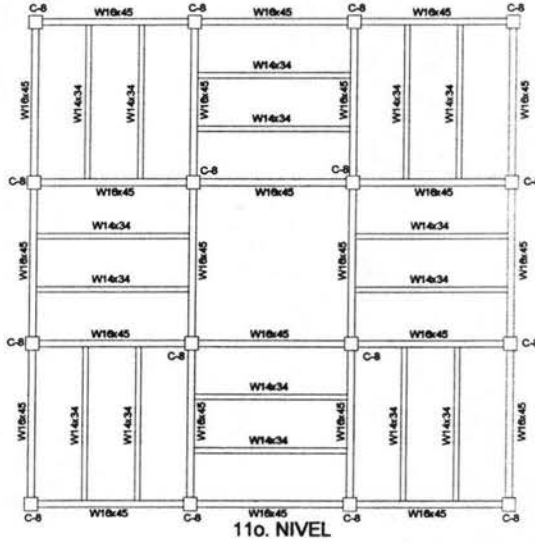
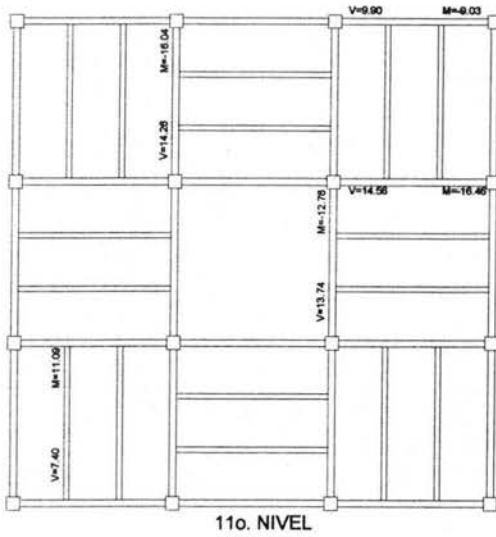
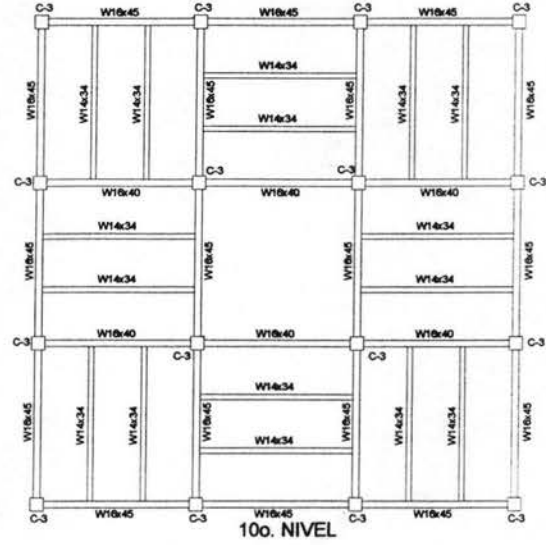
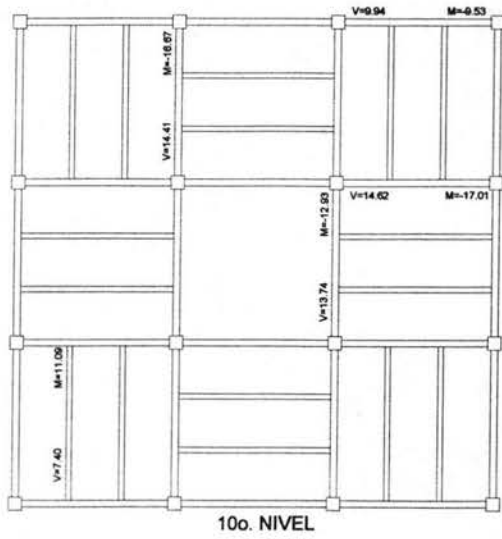


Para el Nivel 7, 8 y 9 del edificio Caso 3-B:

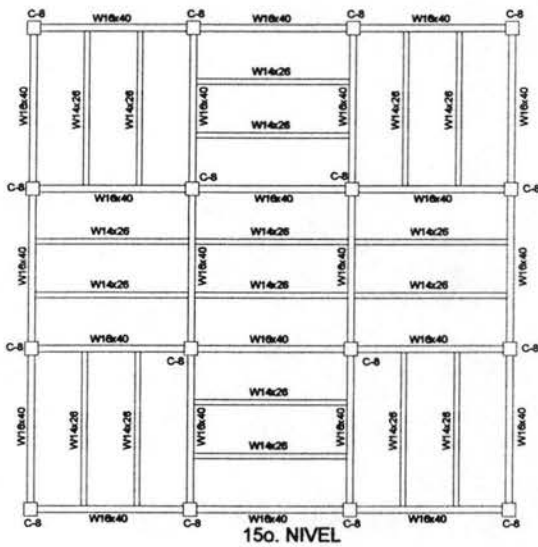
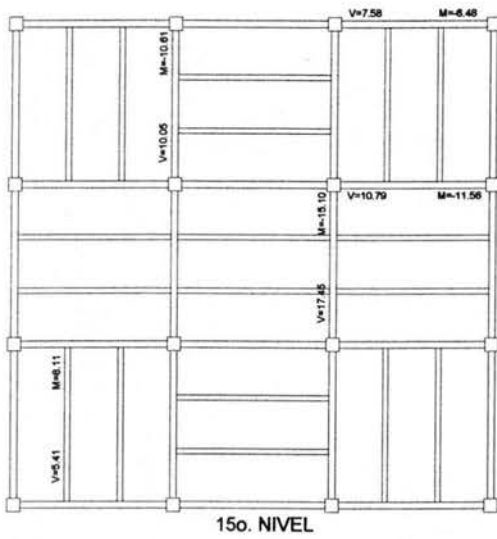
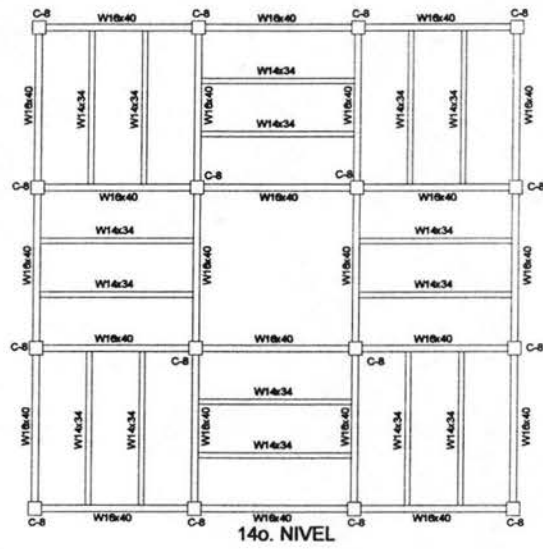
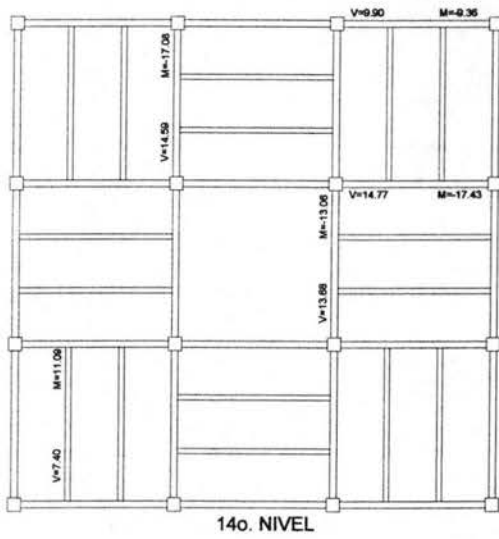
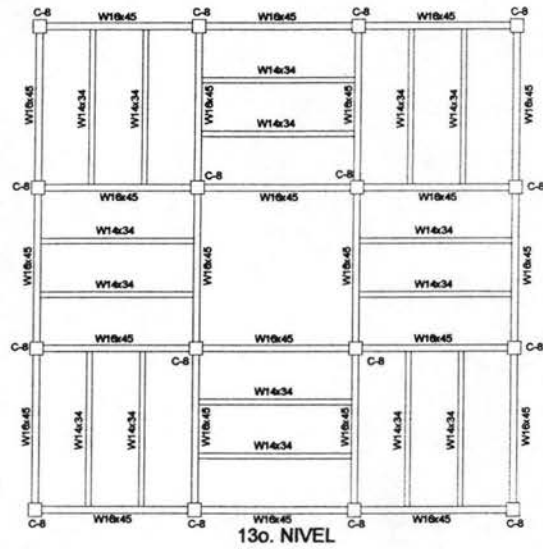
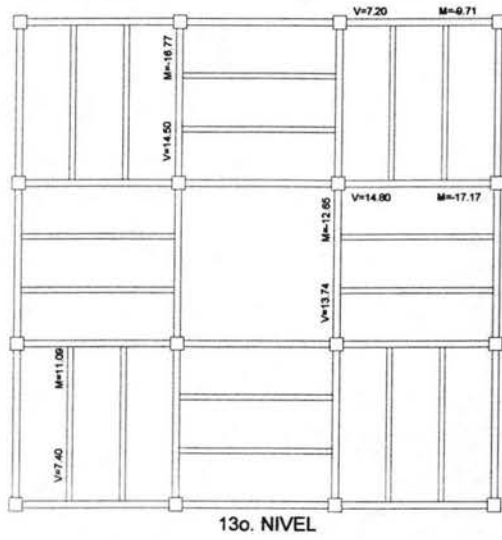




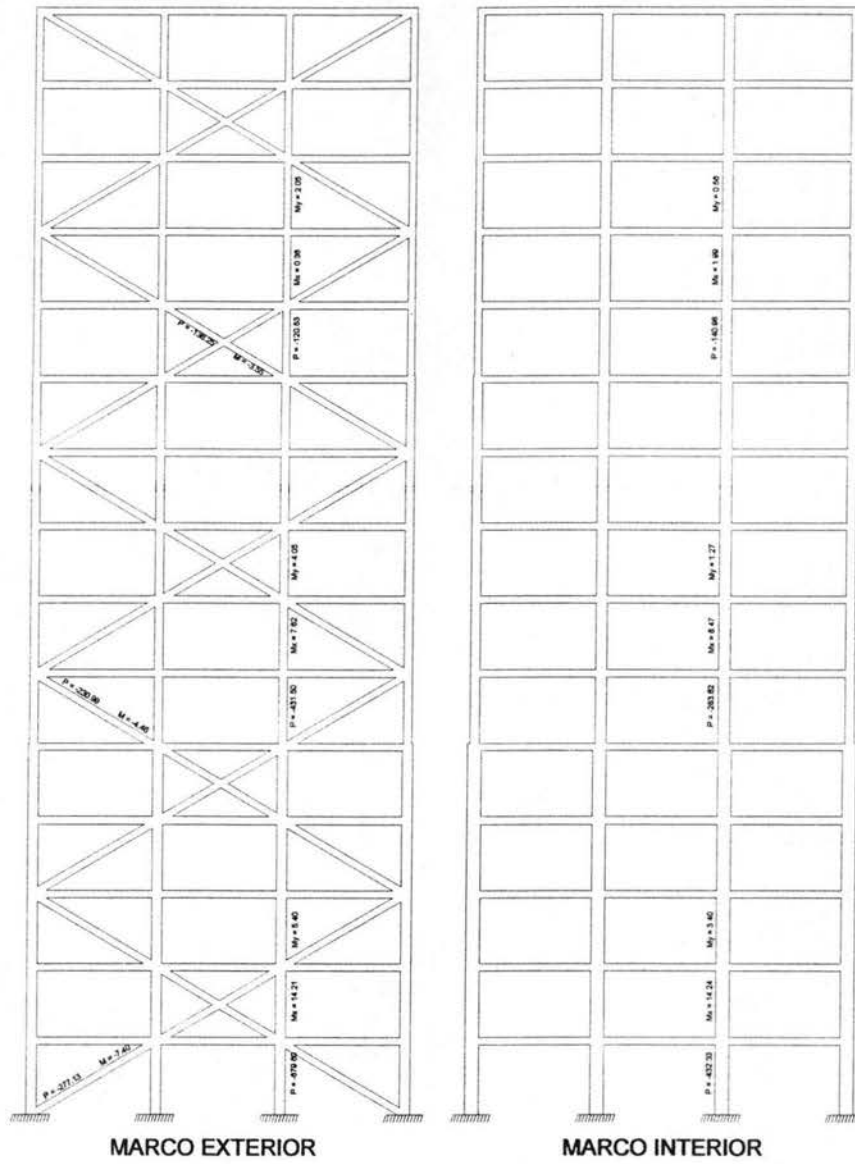
Para el Nivel 10, 11 y 12 del edificio Caso 3-B:



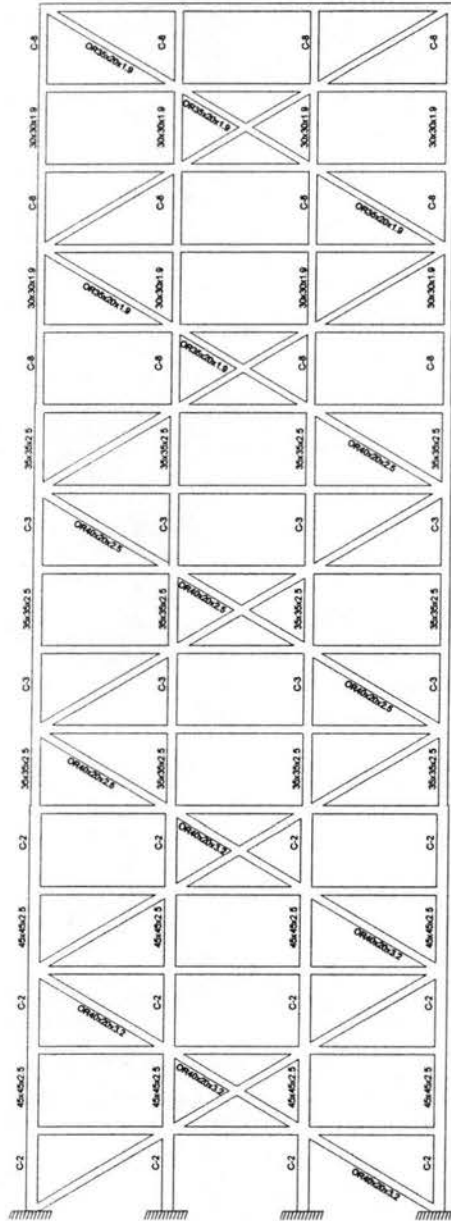
Para el Nivel 13, 14 y 15 del edificio Caso 3-B:



Para Alzado del edificio Caso 3-B:



Para Alzado del edificio Caso 3-B:



Capítulo 4  
COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

4.- COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

4.1.- DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN LAS ESTRUCTURAS

4.1.1.- Tablas de Desplazamientos de las Estructuras

En la tabla siguiente se muestran los Desplazamientos Máximos de los 6 casos diferentes, tales valores se obtuvieron tanto del análisis Dinámico Modal Espectral como del análisis Estático, todos los casos se dieron cuando actúa el sismo en la estructura, en este caso aún no se afecta por el valor de  $Q'$ , a continuación se presentan los desplazamientos:

Tabla 4.1 Desplazamientos de las Estructuras

	Caso 1-A	Caso 1-B	Caso 2-A	Caso 2-B	Caso 3-A	Caso 3-B
Nivel	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)
15	23.57	29.76	14.96	17.24	5.11	6.76
14	22.58	28.46	13.86	15.95	4.82	6.33
13	21.24	26.74	12.70	14.59	4.57	5.96
12	19.66	24.75	11.48	13.16	4.21	5.42
11	17.89	22.57	10.24	11.69	3.81	4.83
10	15.97	20.21	8.98	10.19	3.49	4.37
9	14.33	18.05	7.80	8.83	3.08	3.81
8	12.62	15.86	6.62	7.46	2.65	3.23
7	10.85	13.60	5.44	6.13	2.31	2.81
6	8.98	11.28	4.31	4.84	1.90	2.26
5	7.06	8.91	3.27	3.67	1.47	1.69
4	5.51	6.83	2.35	2.66	1.16	1.34
3	3.96	4.76	1.52	1.73	0.81	0.93
2	2.37	2.79	0.82	0.94	0.46	0.50
1	0.81	0.96	0.28	0.33	0.19	0.20

En el caso de la tabla siguiente se afecta por el valor de  $Q'$ , a continuación se presentan los desplazamientos:

Tabla 4.2 Desplazamientos de las Estructuras multiplicadas por 1.8 ( $Q'$ )

	Caso 1-A	Caso 1-B	Caso 2-A	Caso 2-B	Caso 3-A	Caso 3-B
Nivel	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Despl. (cm)
15	42.43	53.57	26.93	31.03	9.20	12.17
14	40.64	51.23	24.95	28.71	8.68	11.39
13	38.23	48.13	22.86	26.26	8.23	10.73
12	35.39	44.55	20.66	23.69	7.58	9.76
11	32.20	40.63	18.43	21.04	6.86	8.69
10	28.75	36.38	16.16	18.34	6.28	7.87
9	25.79	32.49	14.04	15.89	5.54	6.86
8	22.72	28.55	11.92	13.43	4.77	5.81
7	19.53	24.48	9.79	11.03	4.16	5.06
6	16.16	20.30	7.76	8.71	3.42	4.07
5	12.71	16.04	5.89	6.61	2.65	3.04
4	9.92	12.29	4.23	4.79	2.09	2.41
3	7.13	8.57	2.74	3.11	1.46	1.67
2	4.27	5.02	1.48	1.69	0.83	0.90
1	1.46	1.73	0.50	0.59	0.34	0.36

En la tabla anterior se observa que el Desplazamiento Máximo es de 53.57 cm, y esto ocurre en el Caso 1-B, es decir, en el edificio que no tiene contraventeo, y en el cual se le aplica el Método Estático. Recordemos que el Desplazamiento Máximo Permisible es de  $0.012 h$ , donde  $h$  es la altura del edificio, sustituyendo este valor obtenemos que el desplazamiento es de 63 cm, es decir, estamos por debajo 10 cm, por tal razón, todos los edificios cumplen con este requisito del R.C.D.D.F.

4.1.2.- Gráficas de Desplazamientos Horizontales Máximos de las Estructuras

A continuación se muestran las gráficas de los desplazamientos de cada caso, haciendo una comparación entre las 2 estructuras iguales, pero con el método de diseño contrario.

CASO 1:

En el Caso 1 (edificio sin contraventeo), los desplazamientos horizontales máximos dinámicos y estáticos están graficados en la figura 4.1, el Desplazamiento Horizontal Máximo Dinámico es de 42.43cm mientras que el Estático es de 53.57cm; se puede notar que los desplazamientos son mas altos en el método Estático en todos los niveles, esta variación es de 11.10 cm en el nivel 15.

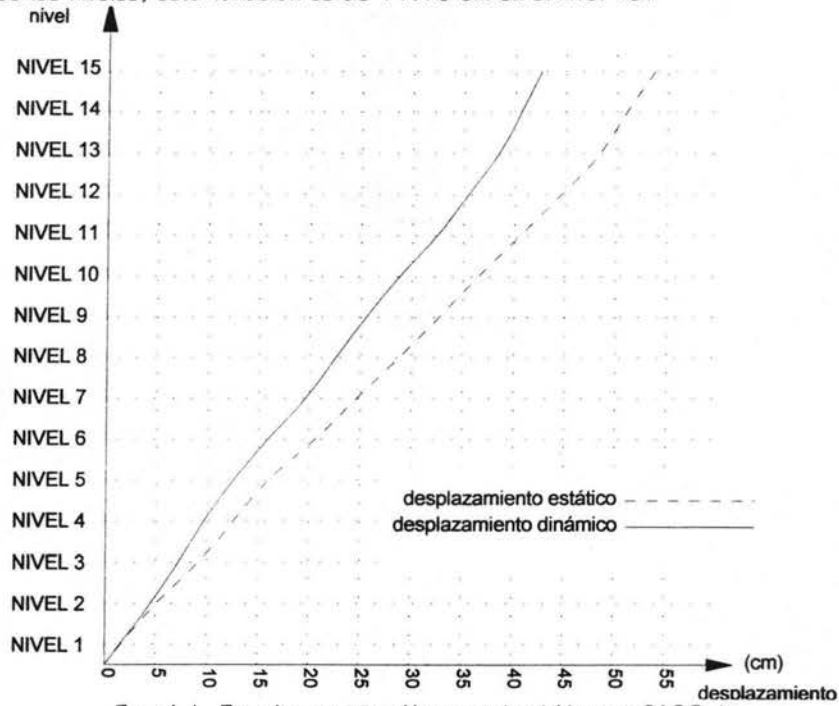


Fig. 4.1 Desplazamientos Horizontales Máximos CASO 1

CASO 2:

En el Caso 2, (edificio con el contraventeo en el marco central) los desplazamientos horizontales están graficados en la siguiente figura, el Desplazamiento Horizontal Máximo Dinámico es de 26.93cm mientras que el Estático es de 31.03cm; se puede notar que los desplazamientos son mas altos en el método Estático en todos los niveles, esta variación es de 4.10cm en el nivel 15.

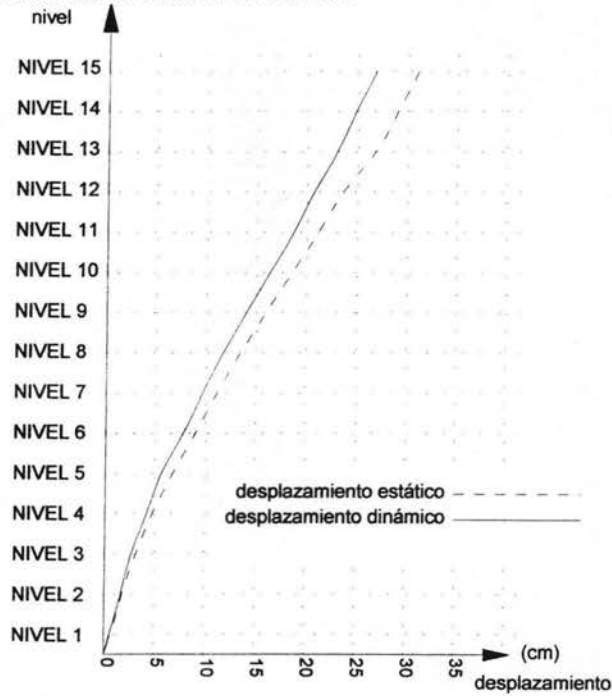


Fig. 4.2 Desplazamientos Horizontales Máximos CASO 2



**CASO 3:**

En el Caso 3, (edificio con el contraventeo a todo lo ancho del marco exterior) los desplazamientos horizontales están graficados en la siguiente figura, el Desplazamiento Horizontal Máximo Dinámico es de 26.93cm mientras que en el Estático es de 31.03cm; aquí se puede notar que los desplazamientos son mas altos en el método Estático en todos los niveles, esta variación es de 4.10cm en el nivel 15.

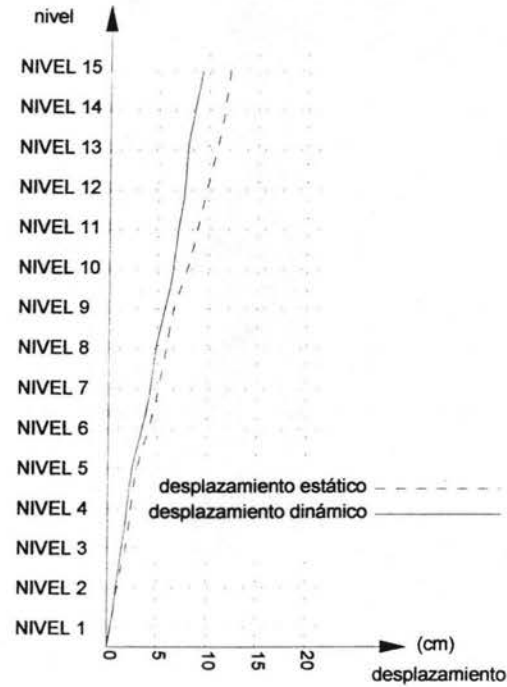


Fig. 4.3 Desplazamientos Horizontales Máximos CASO 3

CASO A:

En el Caso A, (análisis dinámico) los desplazamientos horizontales están graficados en la siguiente figura, el Desplazamiento Horizontal Máximo Dinámico es de 42.43cm para la estructura que no tiene contraventeo (Caso 1-A), y es la que mayor desplazamiento tiene. La siguiente estructura es la que tiene contraventeo en la crujía central de los marcos exteriores (Caso 2-A), esta estructura tuvo un desplazamiento de 26.93cm; mientras que para el último (el que tiene el contraventeo a todo lo largo de las crujías exteriores, Caso 3-A), el desplazamiento máximo fue de 9.20cm.

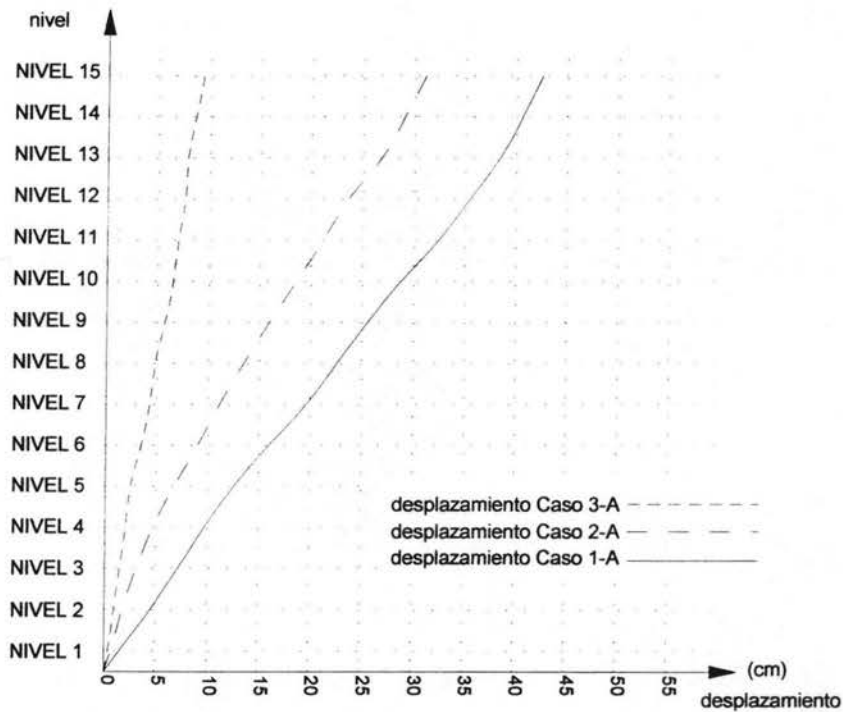


Fig. 4.4 Desplazamientos Horizontales Máximos CASO A

En la gráfica se puede apreciar claramente como varían los desplazamientos entre cada estructura, y podemos apreciar cuanto se reducen los desplazamientos entre el Caso 1-A y el Caso 3-A, (33.23cm).

CASO B:

En el Caso B, (análisis Estático) los desplazamientos horizontales están graficados en la siguiente figura, el Desplazamiento Horizontal Máximo Estático es de 53.57cm para la estructura que no tiene contraventeo (Caso 1-B), y es la que mayor desplazamiento tiene. La siguiente estructura es la que tiene contraventeo en la crujía central de los marcos exteriores (Caso 2-B), esta estructura tuvo un desplazamiento de 31.03cm; mientras que para el ultimo (el que tiene el contraventeo a todo lo argo de las crujías exteriores, Caso 3-B), el desplazamiento máximo fue de 12.17cm.

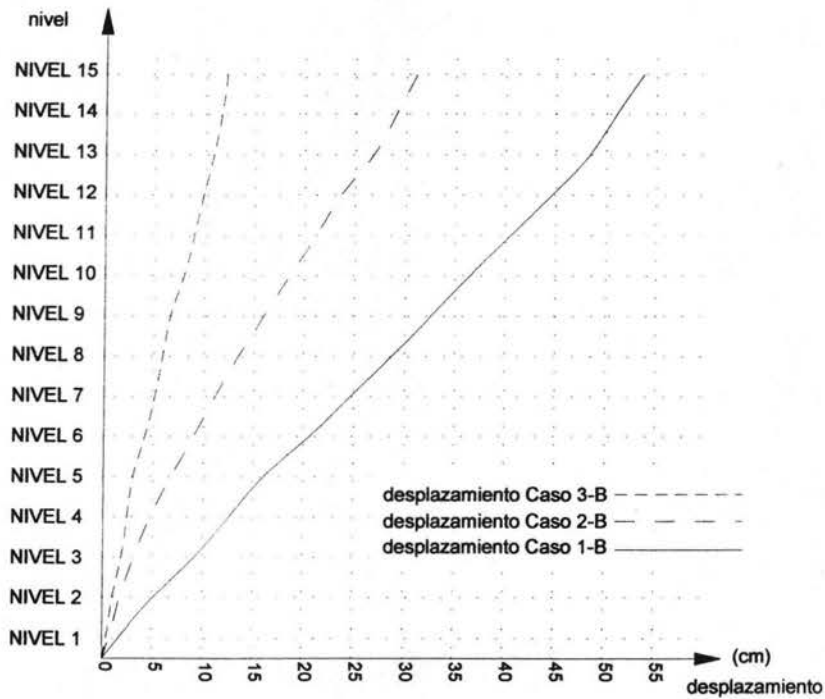


Fig. 4.5 Desplazamientos Horizontales Máximos CASO B

Se puede verificar como varían los desplazamientos entre cada estructura, y podemos apreciar cuanto nos reduce los desplazamientos entre el Caso 1-B y el Caso 3-B, (41.43cm).

4.1.3.- Gráficas de Desplazamientos Relativos entre altura de Entrepiso,  $(\Delta_r/h)$

El dimensionamiento de todas las estructuras se hizo respetando el desplazamiento máximo relativo de 0.012h, conforme al Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal, y a las Normas Técnicas Complementarias correspondientes. En la figura 4.6 se muestran las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso (estáticas y dinámicas). Los resultados que se muestran ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico,  $Q'$ , como lo indica el Reglamento. A continuación se muestran las figuras para cada Caso.

CASO I:

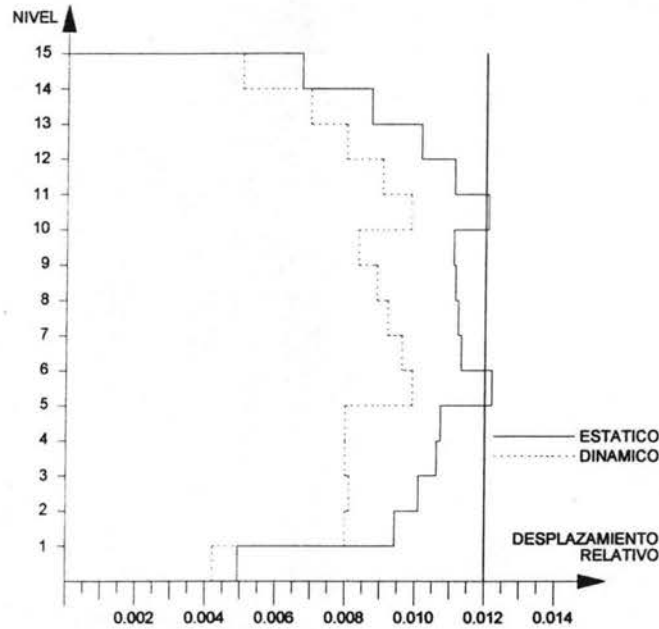


Fig. 4.6 Desplazamientos Relativos entre altura de entrepiso CASO I

En la figura anterior se puede apreciar que las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso son mayores en el caso del análisis Estático que los obtenidos del análisis Dinámico. La siguiente tabla indica los valores máximos (estático y dinámico) de los desplazamientos antes mencionados:

Entrepiso	$(\Delta_r/h)_{MAX}$ DINAMICO	Entrepiso	$(\Delta_r/h)_{MAX}$ ESTATICO
6 - 5	0.00990	6 - 5	0.0122

El desplazamiento mayor se da en el entrepiso 6-5 cuyo valor es de 2.37cm, esto se debe a que en este entrepiso hay un cambio en la sección de las columnas, debido a que el cambio de columnas se realizó a cada 5 niveles, en el entrepiso mencionado se da un desplazamiento ligeramente mayor que el permitido por el R.C.D.D.F. el cual es de 4.25cm, la diferencia es de 0.05cm que para el análisis del presente trabajo se pasó por alto este caso, en el entrepiso 11-10 también se rebasó este valor, pero aquí fue la mitad del anterior, debido a que únicamente se presentó en este caso en todas las estructuras analizadas.

CASO 2:

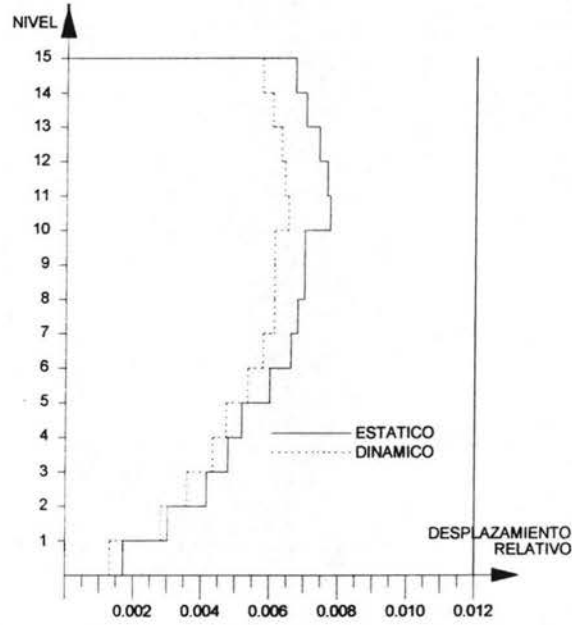


Fig. 4.7 Desplazamientos Relativos entre altura de entrepiso CASO 2

En la figura anterior se puede apreciar que las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso son mayores en el caso del análisis Estático que los obtenidos en el análisis Dinámico. La siguiente tabla indica los valores máximos (estático y dinámico) de los desplazamientos antes mencionados:

Entrepiso	$(\Delta_r/h)_{MAX}$ DINAMICO	Entrepiso	$(\Delta_r/h)_{MAX}$ ESTATICO
11 - 10	0.0065	11 - 10	0.0077

CASO 3:

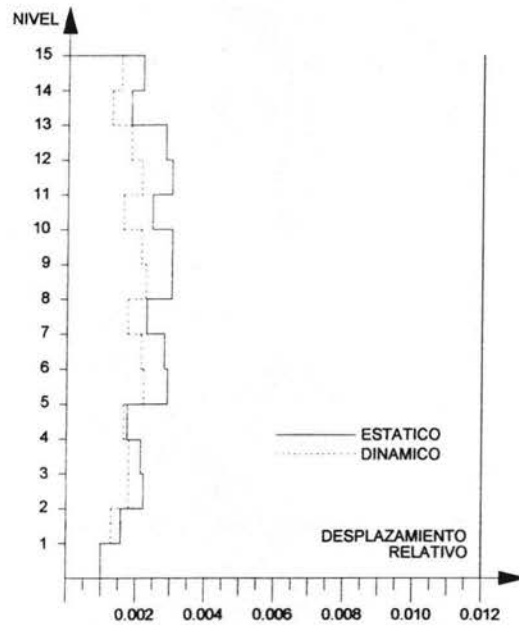


Fig. 4.8 Desplazamientos Relativos entre altura de entrepiso CASO 3

Entrepiso	$(\Delta_r/h)_\text{MAX DINAMICO}$	Entrepiso	$(\Delta_r/h)_\text{MAX ESTATICO}$
6 - 5	0.0022	10 - 9	0.0030

En la figura anterior se puede apreciar que las relaciones del desplazamiento relativo entre altura de entrepiso son mayores en el caso del análisis Estático que los obtenidos en el análisis Dinámico. La tabla anterior indica los valores máximos (estático y dinámico) de los desplazamientos antes mencionados. También podemos concluir que únicamente en el Caso 1 se rebasó el límite permitido, mientras que en las dos estructuraciones siguientes se redujeron los desplazamientos relativos, siendo inferiores a los máximos permitidos.

4.2.- Periodos Fundamentales de Vibración de las estructuras

	Caso 1-A	Caso 2-A	Caso 3-A
Modo	Periodo (seg)	Periodo (seg)	Periodo (seg)
1	1.8741	1.4643	0.8744
2	1.8707	1.4643	0.8744
3	1.3929	0.8951	0.3968
4	0.7220	0.4263	0.2798
5	0.7202	0.4262	0.2798
6	0.5494	0.2608	0.1523
7	0.4223	0.2026	0.1523
8	0.4219	0.2026	0.1385
9	0.3272	0.1284	0.1058
10	0.2930	0.1284	0.1058

Tabla 4.3 Periodos de Vibración, Estructuras Caso A (Método Dinámico).

	Caso 1-B	Caso 2-B	Caso 3-B
Modo	Periodo (seg)	Periodo (seg)	Periodo (seg)
1	1.7856	1.3196	0.8222
2	1.7854	1.3080	0.8222
3	1.3310	0.7974	0.3551
4	0.6830	0.4036	0.2662
5	0.6822	0.4024	0.2661
6	0.5208	0.2469	0.1437
7	0.3971	0.1921	0.1437
8	0.3970	0.1917	0.1308
9	0.3086	0.1231	0.1010
10	0.2714	0.1228	0.1009

Tabla 4.4 Periodos de Vibración, Estructuras Caso B (Método Estático).

4.3.- Rigideces de Entrepiso de las estructuras.

En las figuras 4.9 y 4.10 se muestran las Rigideces de entrepisos totales, en estas gráficas se ve claramente como cambia la rigidez entre cada edificio. Como se puede ver es claro que el edificio que tiene mas rigidez es el que esta con el contraventeo a todo lo largo del edificio (caso 3), el caso 2 es el que tiene el contraventeo en la crujía central, y el caso 1 es el que no tiene contraventeo. La rigidez se obtuvo aplicando

una fuerza de 1000 ton en el nivel 15, y con la fórmula  $Rn = \frac{Vn}{\Delta x}$ , se obtuvo la rigidez por entrepiso.

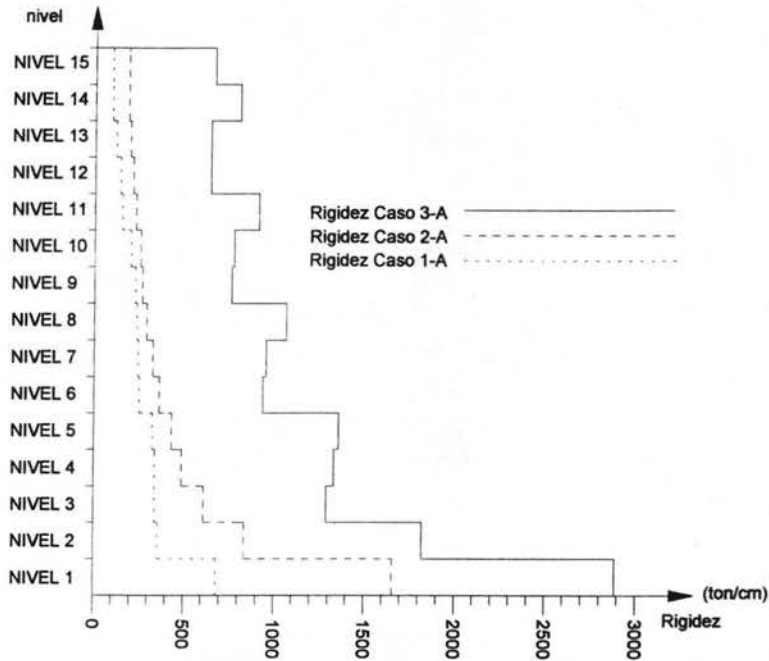


Fig. 4.9 Rigideces de Entrepiso, Caso A (Método Dinámico)

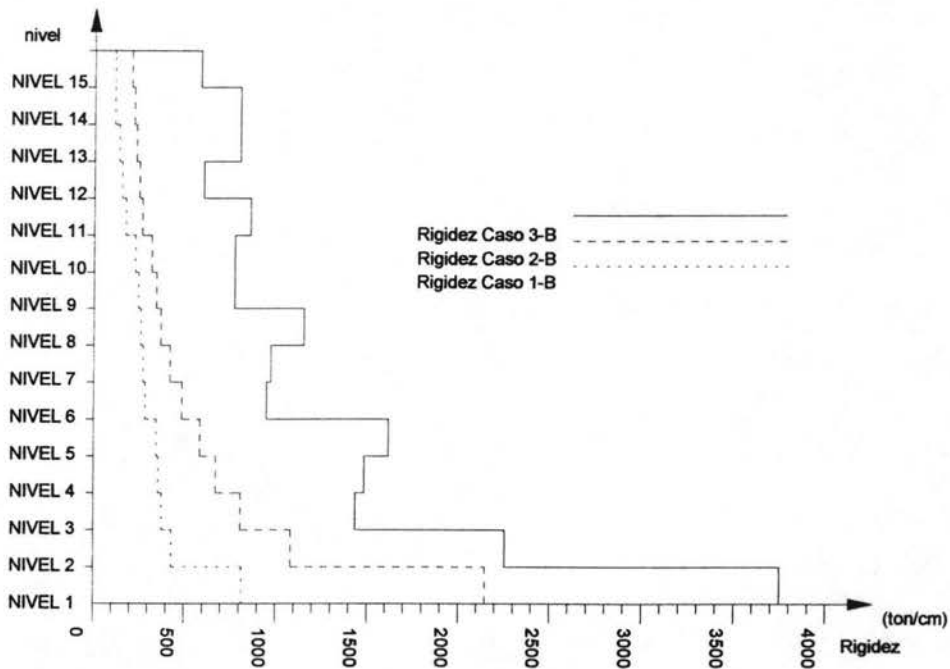


Fig. 4.10 Rigideces de Entrepiso, Caso B (Método Estático)



4.4.- Peso de las Estructuras

En las figuras 4.11 y 4.12 se muestran el peso de las diferentes estructuras, en estas gráficas se ve claramente como cambia el peso por cada piso. Como se puede ver es claro que el edificio que tiene menos peso es el que esta con el contraventeo a todo lo largo del edificio (caso 3), el caso 2 es el que tiene el contraventeo en la crujía central y el caso 1 es el que no tiene contraventeo. Esto es tanto para edificios analizados con el método dinámico, como para los del método estático.

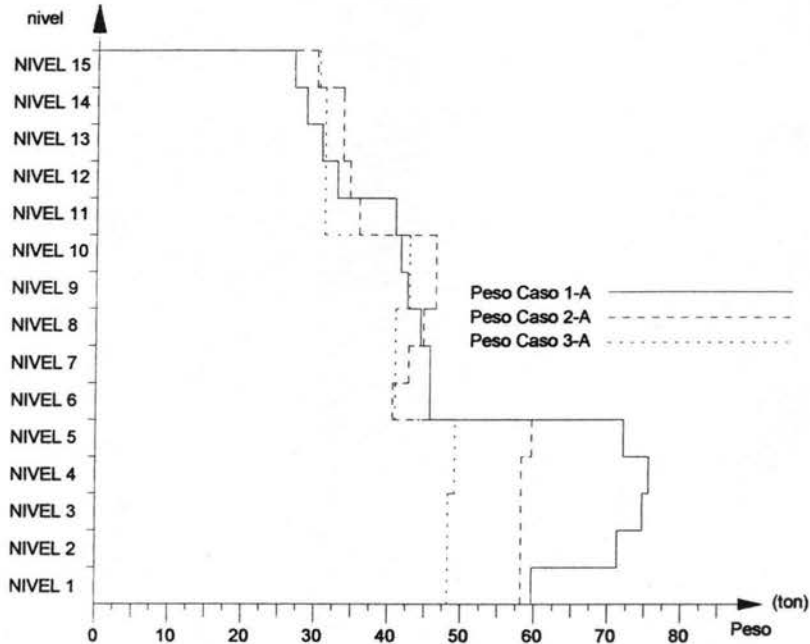


Fig. 4.11 Peso de las estructuras por nivel, el Caso A (Met. Dinámico).

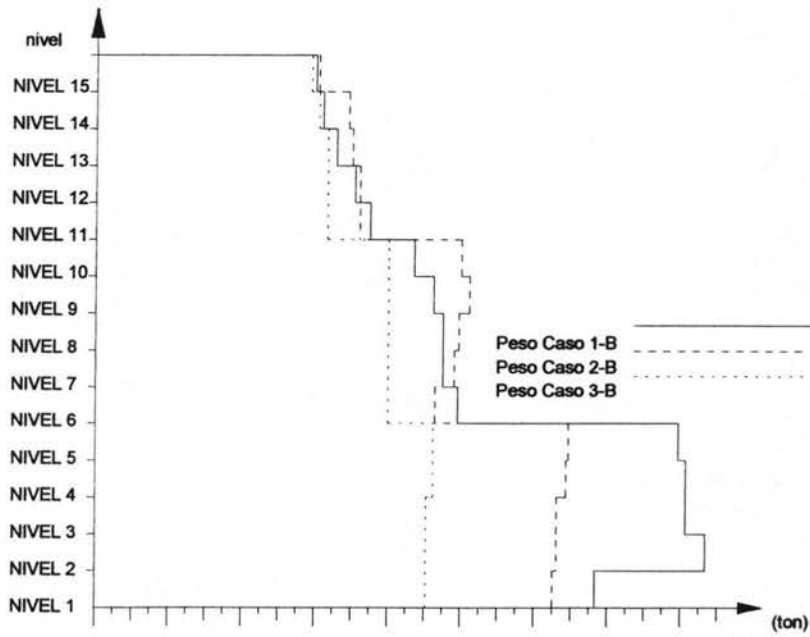


Fig. 4.12 Peso de las estructuras por nivel, el Caso B (Met. Estático).

Capítulo 4: COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

En las tablas 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran el peso de las diferentes estructuras, en estas tablas se ve el peso de cada elemento (contraventeo, columnas y trabes), se ve claramente como cambia el peso por cada piso, al final de las tablas se ven los totales de cada edificio.

Nivel	Caso 1-A				Caso 1-B		
	Trabes (ton)	Columnas (ton)	Total (ton)		Trabes (ton)	Columnas (ton)	Total (ton)
15	10.73	15.96	26.69		11.72	18.42	30.14
14	12.59	15.96	28.55		12.59	18.42	31.01
13	14.48	15.96	30.44		14.48	18.42	32.90
12	16.85	15.96	32.81		16.85	18.42	35.28
11	24.91	15.96	40.87		18.95	18.42	37.38
10	20.79	20.79	41.59		20.18	23.31	43.49
9	21.86	20.79	42.66		22.76	23.31	46.07
8	23.85	20.79	44.64		24.40	23.31	47.70
7	24.40	20.79	45.19		24.40	23.31	47.70
6	24.40	20.79	45.19		25.98	23.31	49.29
5	24.40	47.78	72.17		25.98	53.97	79.95
4	27.70	47.78	75.48		25.98	53.97	79.95
3	27.06	47.78	74.84		27.01	53.97	80.98
2	23.52	47.78	71.30		29.97	53.97	83.94
1	11.60	47.78	59.38		14.49	53.97	68.46
	309.15	422.63	731.78		315.75	478.48	794.23

Tabla 4.5 Peso de las estructuras Caso 1 (sin contraventeo).

Nivel	Caso 2-A					Caso 2-B			
	Trabes (ton)	Columnas (ton)	Contrav. (ton)	Total (ton)		Trabes (ton)	Columnas (ton)	Contrav. (ton)	Total (ton)
15	10.82	5.82	13.54	30.19		10.82	5.82	13.54	30.19
14	14.22	5.82	13.54	33.58		15.49	5.82	13.54	34.85
13	14.22	5.82	13.54	33.58		15.88	5.82	13.54	35.24
12	15.49	5.82	13.54	34.85		15.88	5.82	13.54	35.24
11	16.06	5.82	13.54	35.42		16.88	5.82	13.54	36.24
10	19.13	8.77	18.42	46.33		22.47	9.73	18.42	50.62
9	19.13	8.77	18.42	46.33		22.94	9.73	18.42	51.10
8	17.46	8.77	18.42	44.66		21.49	9.73	18.42	49.64
7	15.49	8.77	18.42	42.69		20.04	9.73	18.42	48.19
6	13.33	8.77	18.42	40.53		15.44	9.73	18.42	43.59
5	13.33	8.77	37.72	59.82		13.70	10.69	40.14	64.52
4	11.67	8.77	37.72	58.16		13.17	10.69	40.14	64.00
3	11.67	8.77	37.72	58.16		12.27	10.69	40.14	63.10
2	11.67	8.77	37.72	58.16		12.27	10.69	40.14	63.10
1	11.67	8.77	37.72	58.16		11.66	10.69	40.14	62.49
	215.37	116.84	348.40	680.61		240.40	131.20	360.49	732.10

Tabla 4.6 Peso de las estructuras Caso 2 (con contraventeo).

Nivel	Caso 3-A				Caso 3-B			
	Trabes	Columnas	Contrav.	Total	Trabes	Columnas	Contrav.	Total
15	12.70	7.47	10.35	30.52	11.72	7.47	10.348	29.54
14	13.59	7.47	10.35	31.41	12.61	7.47	10.348	30.43
13	13.59	7.47	10.35	31.41	13.59	7.47	10.348	31.41
12	13.59	7.47	10.35	31.41	13.59	7.47	10.348	31.41
11	13.59	7.47	10.35	31.41	13.59	7.47	10.348	31.41
10	13.59	10.69	18.38	42.66	13.59	10.69	15.957	40.24
9	13.59	10.69	18.38	42.66	13.59	10.69	15.957	40.24
8	12.61	10.69	18.38	41.67	13.59	10.69	15.957	40.24
7	12.61	10.69	18.38	41.67	12.61	10.69	15.957	39.25
6	12.61	10.69	18.38	41.67	12.61	10.69	15.957	39.25
5	12.61	13.06	23.21	48.88	12.61	13.06	20.793	46.46
4	12.61	13.06	23.21	48.88	12.61	13.06	20.793	46.46
3	11.82	13.06	23.21	48.09	11.82	13.06	20.793	45.67
2	11.82	13.06	23.21	48.09	11.82	13.06	20.793	45.67
1	11.82	13.06	23.21	48.09	11.82	13.06	20.793	45.67
	192.75	156.11	259.67	608.53	191.76	156.11	235.49	583.36

Tabla 4.7 Peso de las estructuras Caso 3 (con contraventeo).



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

Conclusiones:

Se analizaron y diseñaron seis estructuras de 15 niveles, empotradas en la base y con diferente estructuración de contraventeos. Las estructuras pertenecen al grupo B y se encuentran ubicadas en la zona compresible III<sub>B</sub> del Valle de México. La revisión del estado límite de servicio se realizó para que los desplazamientos laterales relativos de entrepiso no excedieran el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso. En el diseño de las estructuras se utilizó el factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ .

Los edificios que se analizaron son 6 casos diferentes, los cuales son:

- CASO 1-A: Estructura sin Contraventeo analizado por el Método Dinámico.
- CASO 1-B: Estructura sin Contraventeo analizado por el Método Estático.
- CASO 2-A: Contraventeo Metálico en la Crujía Central de los marcos exteriores analizado por el Método Dinámico.
- CASO 2-B: Contraventeo Metálico en la Crujía Central de los marcos exteriores analizado por el Método Estático.
- CASO 3-A: Contraventeo Metálico a lo largo de las 3 Crujías de los marcos exteriores analizado por el Método Dinámico.
- CASO 3-B: Contraventeo Metálico a lo largo de las 3 Crujías de los marcos exteriores analizado por el Método Estático.

El diseño de elementos estructurales llevó a cabo mediante un análisis dinámico modal espectral, considerando las cargas gravitacionales y los efectos  $P-\Delta$ , se cumplieron todas las especificaciones que indica el R.C.D.F. y las Normas Técnicas Complementarias. En esta etapa de diseño las estructuras se analizaron considerando un comportamiento tridimensional.

Al realizar la comparación de las respuestas sísmicas de las seis estructuras se obtuvieron los siguientes resultados:

**DESPLAZAMIENTOS:**

En todos los casos los desplazamientos mayores se dieron para el Caso B (análisis estático), a continuación se presenta la tabla de los desplazamientos máximos en el nivel 15:

	Caso 1-A	Caso 1-B	Caso 2-A	Caso 2-B	Caso 3-A	Caso 3-B
Nivel	Despl..	Despl..	Despl..	Despl..	Despl..	Despl..
15	42.43	53.57	26.93	31.03	9.20	12.17

Como se puede ver claramente, el que mayor desplazamiento tiene es el Caso 1-B, fue analizado con el método estático, mientras que el caso que tiene el menor desplazamiento es el Caso 3-A (método dinámico). La diferencia entre ambos casos llega a ser de 44.37cm, y aquí se puede ver claramente la diferencia tan grande que hay entre las estructura sin contraventeo (Caso 1) y la estructura contraventeada del Caso 3-A.

La conclusión a la que podemos llegar es que el método estático tiene desplazamientos mayores debido a lo impreciso y conservador del método, para estructuras altas. Podemos decir que aplica para cierto

rango de altura, pero al quererlo utilizar en alturas grandes, nos da resultados que pueden resultar económicamente más costosos.

También se puede ver en las Fig. 4.6, 4.7 y 4.8, que en todos los niveles de todos los edificios se respetó el desplazamiento relativo entre alturas de entrepiso donde no se rebasó el 0.012 de h, excepto en el nivel 5-6 donde se rebasó ligeramente este valor con 0.0122 de h mientras que en todos los demás casos no hubo problema. Siendo el Caso 3 en el entrepiso 1-2, donde se dio el desplazamiento relativo entre entrepiso más pequeño que llegó a ser de 0.001 de h.

Cabe mencionar que el valor de 0.012 de h, fue el que utilizamos en este trabajo, pero las N.T.C.-Estructuras Metálicas 2004, en el apéndice A, nos mencionan que podemos utilizar 0.015 de h para marcos metálicos.

La rigidez que alcanzamos, si comparamos el Caso 1 y el Caso 3, es muy grande, debido a lo efectivo que resultan los contraventeos para transmitir la carga lateral a la cimentación,

### PESO:

(Método Modal Espectral)

El peso de las 3 estructuras que están analizadas con el método dinámico varían de acuerdo al tipo de estructuración, el tipo 1-A (estructura que carece de contraventeos) es el que tiene mayores dimensiones en sus secciones, el peso total de esta estructura es de 732 ton. Por otra parte, el peso de la estructura 2-A (estructura que tiene contraventeos en la cruzía central del marco exterior) baja a 681 ton, es decir, 50 ton menos que el primer caso. Mientras que para el caso 3-A (edificio que tiene el contraventeo en todo lo largo y ancho del marco exterior) es el más ligero que todas las estructuras anteriores, su peso es de 609 ton, es decir, 123 ton menos que el primer caso. Estamos hablando de una diferencia del 20% del peso del caso 3-A.

(Método Estático)

Al igual que en el caso anterior el peso de las 3 estructuras que están analizadas con el método estático varían de acuerdo al tipo de estructuración, para la estructuración tipo 1-B el peso total de esta estructura es de 794 ton, es más pesado que la misma estructura analizada con el método dinámico (1-A) con 32 ton. Por otra parte, el peso de la estructura 2-B baja a 732 ton, es decir, 62 ton menos que el caso 1-B. Mientras que para el caso 3-B es el más ligero que todas las estructuras anteriores, su peso es de 583 ton, es decir, 211 ton menos que el primer caso. Aquí la diferencia es mucho mayor, estamos hablando del 26% del peso del caso 3-B.

De lo anterior podemos sacar las siguientes conclusiones en cuanto al peso se refiere:

- El tipo de estructuración que se usó en cada caso influye de manera importante en el peso total de la estructura, esto tiene una gran importancia si se mira desde el punto de vista económico.
- Si se compara el peso de las diferentes estructuras, de acuerdo al método de diseño sísmico con el cual fue diseñado, nos daremos cuenta que el método dinámico es el que más nos ayuda. Aunque hay una excepción para el caso 3, ya que resultó ser más ligero el tipo B que el tipo A, por muy extraño que parezca.
- Poniendo atención a la gráfica 4.6, 4.7 y la 4.5 nos daremos cuenta que en los primeros 5 niveles es donde más peso tiene la estructura, debido claramente a que en esta parte de la estructura pega más fuerte el sismo.

### PERIODOS DE VIBRACION:

Con base a la obtención de los periodos de vibración, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Para el Caso A (análisis dinámico), la estructura que presenta su primer periodo de vibración más grande es la del Caso 1-A (1.8741), mientras que el Caso 2-A tiene 1.4643 en su primer periodo de vibración, es decir, una diferencia de 0.4098 entre los 2 anteriores; finalmente el Caso 3-A lo tiene de 0.8744, comparado con el primero la diferencia entre ambos es de 0.9997, es decir el tercer caso es mucho más rígido que el primero.
- Para el Caso B (análisis estático), la estructura que presenta su primer periodo de vibración más grande es la del Caso 1-B (1.7856) esto nos indica que es la más dúctil de estos tres casos, mientras que el Caso 2-A tiene 1.3196 en su primer periodo de vibración, es decir, una diferencia de 0.4660 entre los 2 anteriores; finalmente el Caso 3-B lo tiene de 0.8222, comparado con el primero la diferencia entre ambos es de 0.9634, es decir el tercer caso es mucho más rígido que el primero.
- Haciendo una comparación entre los 2 métodos de análisis, para el Caso 1, la diferencia entre ambos es de 0.0887, siendo el Caso A la más dúctil de todas; mientras que la estructura más rígida de todas es la del Caso 1-A. Para el Caso 2 la diferencia entre ambos es de 0.1447, siendo el Caso A la más dúctil. Y de igual manera, para el Caso 3, la diferencia es de 0.0522, siendo el caso 3-B la más rígida de todas las estructuras.

### RIGIDEZ:

En la gráfica 4.9 (Caso A) y 4.10 (Caso B) se puede apreciar claramente la rigidez de por entrepiso de cada edificio, revisando esta grafica, se ve que la estructura con mayor rigidez es la del Caso 3-B que supera con mucho a la del Caso 1-A que es la más dúctil de todas.

Otra observación que se puede hacer en la gráfica es que hay variaciones de rigidez por entrepiso, principalmente esto se da los Casos 3-A y 3-B, esto se debe a que las columnas fueron cambiando de sección cada 5 niveles, esto genera que al hacer el cambio de sección en el nivel 5-6 ocasiona un cambio de rigidez muy fuerte.

- Con los desplazamientos obtenidos nos damos cuenta que entre el caso 1-B y el caso 3-A, hay una diferencia de 44.37cm, es decir, es 17% más pequeño.
- El ahorro en peso es del 123 ton en los casos más extremos, que representa el 16% de ahorro, de esta forma nos damos cuenta que con 16% menos de peso de la estructura, utilizando contraventeos obtenemos desplazamientos 17% más pequeños.
- En las tablas de 4.3 y 4.4 referentes a los Periodos de Vibración, la tendencia que se observa claramente es que conforme se utiliza contraventeo más eficiente en un edificio, comienza a bajar el Periodo de Vibración en un edificio.
- En las gráficas 4.11 y 4.12 se puede observar el fuerte cambio de rigidez en el 5º. Nivel, esto es debido a que en este nivel se hace el cambio de sección de columnas, lo cual nos muestra claramente esta gráfica.



Por último comentar que se debe poner especial atención y cuidado en las conexiones que se hacen en marcos contraventeados, ya que los problemas surgidos a partir de los diversos sismos que han ocurrido recientemente indican que es en las conexiones donde principalmente surgen los problemas más graves y de ahí se desencadenan otros más graves. Estos problemas se pueden deber a malos diseños, mala supervisión en campo, mala aplicación de soldadura, entre otras.

Otra de las conclusiones es que en los edificios contraventeados, al aplicarles la carga lateral, las columnas exteriores tuvieron una demanda mucho mayor de trabajo. En ellas se presentó una gran carga si la comparamos con las columnas que están dentro, la explicación de este fenómeno se atribuye a que los contravientos transforman la carga lateral en carga axial. Es por esa razón que las columnas exteriores tienen una mayor demanda.

### RECOMENDACIONES:

- En estructuras de determinada altura ubicadas en la zona compresible del Valle de México el uso de contraventeos metálicos puede proporcionar una rigidez lateral adecuada y controlar, hasta cierto grado, los desplazamientos laterales.
- Los contraventeos unidos con marcos pueden controlar los daños estructurales en edificios.
- En edificios que utilizan contraventeos concéntricos la rigidez adquirida puede ser grande pero el desarrollo de la ductilidad puede ser no suficiente, es por esta razón que se deben respetar las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias en lo referente a contraventeos, y tener mucho cuidado en el diseño de las uniones de los elementos estructurales para lograr una adecuada disipación de la energía; se debe tener en cuenta que este tipo de contraventeo suele ser muy rígido y tiende a fallar por fragilidad, es decir no permite mucha disipación de energía.
- Es conveniente buscar la mejor forma simétrica para ubicar a los contraventeos concéntricos con el fin de evitar problemas de torsión.
- Con el objetivo de llegar a conclusiones más generales es necesario realizar estudios más profundos sobre el comportamiento sísmico elástico e inelástico de edificios con problemas de estructuración, como podría ser la irregularidad en planta y en elevación.
- Cabe señalar que la desventaja de este tipo de contraventeos (concéntricos), tienen una disipación de energía menor, debido a las limitadas incursiones inelásticas que pudieran tener. De hecho, si en rigor se consideran los contraventeos como elementos trabajando fundamentalmente a carga axial de tensión o compresión, la capacidad última de dichos elementos está limitada por la fluencia en tensión, o bien por los valores representados por el pandeo elástico del material o la fluencia a la compresión, con la cual no existirá en sí la redistribución plástica por este concepto.
- Los edificios con contraventeos excéntricos tienen ventajas debido a que combinan las características de rigidez lateral de los contraventeos con las de comportamiento inelástico, disipando grandes porciones de energía por ductilidad. Este tipo de estructuración requiere de un análisis completo por la importancia de este tipo de contraventeos.

Otros estudios que podrían llevarse a cabo en la relación con el presente trabajo son:

- a) El comportamiento sísmico de estructuras con y sin contraventeo en la zona de transición y la zona de lomas del Valle de México.
- b) El comportamiento sísmico de edificios construidos con contraventeo excéntrico para poder apreciar la disipación de energía y hacer una comparación entre la liberación de la misma entre un caso y el otro; este tipo de sistema ha encontrado una gran aplicación en virtud de que provee de una importante rigidez lateral, al tiempo de que permite la formación de articulaciones plásticas.
- c) La consideración de elementos no estructurales en el comportamiento sísmico elástico e inelástico de las estructuras.
- d) La comparación de la respuesta sísmica de sistemas con la misma estructuración diseñados con diferentes códigos , etc.

## BIBLIOGRAFÍA:

- 1.- Bazán, E. y Meli, R. "Diseño Sísmico de Edificios",  
Limusa Nonega Editores. 2001. México.
- 2.- Meli, R. "Diseño Estructural"  
Limusa Nonega Editores. 2001. México.
- 3.- IV Simposio Internacional de Estructuras de Acero y  
I Reunión de Profesores de Estructuras de Acero  
Contraventeos Excéntricos, Teoría, Práctica y Diseño  
4ª. Ponencia, Enrique Martínez Romero,  
Guanajuato, 1995
- 4.- Michael, A. Cassaro y Martínez R. E. "The Mexico Earthquakes – 1985"  
Factors Involved and Lessons Learned
- 5.- Akbar R. Tamboli, "Steel Design Handbook"  
LRFD Method
- 6.- Torres Pérez-Negrón M. A., 2000 "Criterio de Diseño para el Refuerzo de Edificios con Disipadores  
de Energía Histeréticos", Trabajo de Tesis presentado en la E. N. E .P. Acatlán
- 7.- Manual de Construcción en Acero, Volumen 1, 2ª. Edición,  
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, (IMCA).  
Limusa Nonega Editores
- 8.- E. Rosenblueth, N. M. Newmark, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica"  
Editorial Diana. 1987.
- 9.- Jack C. Mc Cormac. "Diseño de Estructuras Metálicas"  
Editorial Alfaomega. 1991.
- 10.- Memora del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica  
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica  
Veracruz. 1997.
- 11.- De Buen L. De H. Oscar.  
"Diseño Sísmico de Estructuras de Acero"  
1989. México.
- 12.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Diario Oficial de la Federación,  
2 de Agosto de 1997, México, D.F.
- 13.- Tena C. Arturo, Tapia H. Edgar; "Comparación de los efectos observados en estructuras con marcos  
de acero durante los sismos de México (1985), Northridge (1994) y Kobe (1995), y su impacto en  
las Normas de Diseños para estructuras metálicas del RCDF-2001.  
Guadalajara, Jalisco.  
XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica
- 14.- Hanson, Robert. "Steel Structures Performance"  
University of Michigan  
1989. Michigan, E.E.U.U.
- 15.- Osteraas, J. y Krawinkler H., "The Mexico earthquake of September 19, 1985 behavior of steel  
buildings", Earthquake Spectra. 1989

## BIBLIOGRAFÍA

---

- 16.- 2003, "<http://www.een.org>", página de internet del Earthquake Engineering Research Institute
- 17.- Krawinkler, H., Anderson, J., y Bertero, V., (1988), "Performance evaluation of steel structures in Mexico City", *Earthquake Spectra*, Vol. 5
- 18.- Soto Rodríguez, Héctor. "Estructuras Metálicas"  
2001. México

APÉNDICE A, B y C

APÉNDICE A:

ARCHIVO DE ENTRADA DE DATOS PARA EL SAP2000

A continuación se presenta el archivo de entrada de datos para el Caso 3-A, el cual es el edificio que tiene el contraventeo a lo largo de toda la crujía exterior y esta analizado con el método dinámico:

SYSTEM

DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ LENGTH=m FORCE=Ton PAGE=SECTIONS

JOINT

```

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=6 Y=0 Z=0
3 X=12 Y=0 Z=0
4 X=18 Y=0 Z=0
5 X=0 Y=6 Z=0
6 X=6 Y=6 Z=0
7 X=12 Y=6 Z=0
8 X=18 Y=6 Z=0
9 X=0 Y=12 Z=0
10 X=6 Y=12 Z=0
11 X=12 Y=12 Z=0
12 X=18 Y=12 Z=0
13 X=0 Y=18 Z=0
14 X=6 Y=18 Z=0
15 X=12 Y=18 Z=0
16 X=18 Y=18 Z=0
17 X=0 Y=0 Z=3.5
18 X=2 Y=0 Z=3.5
19 X=4 Y=0 Z=3.5
20 X=6 Y=0 Z=3.5
21 X=12 Y=0 Z=3.5
22 X=14 Y=0 Z=3.5
23 X=16 Y=0 Z=3.5
24 X=18 Y=0 Z=3.5
25 X=6 Y=2 Z=3.5
26 X=12 Y=2 Z=3.5
27 X=6 Y=4 Z=3.5
28 X=12 Y=4 Z=3.5
29 X=0 Y=6 Z=3.5
30 X=2 Y=6 Z=3.5
31 X=4 Y=6 Z=3.5
32 X=6 Y=6 Z=3.5
33 X=12 Y=6 Z=3.5
34 X=14 Y=6 Z=3.5
35 X=16 Y=6 Z=3.5
36 X=18 Y=6 Z=3.5
37 X=0 Y=8 Z=3.5
38 X=6 Y=8 Z=3.5
39 X=12 Y=8 Z=3.5
40 X=18 Y=8 Z=3.5
41 X=0 Y=10 Z=3.5
42 X=6 Y=10 Z=3.5
43 X=12 Y=10 Z=3.5
44 X=18 Y=10 Z=3.5
45 X=0 Y=12 Z=3.5
46 X=2 Y=12 Z=3.5
. . . .
. . . .
. . . .
720 X=6 Y=12 Z=52.5
721 X=12 Y=12 Z=52.5
722 X=14 Y=12 Z=52.5
723 X=16 Y=12 Z=52.5
724 X=18 Y=12 Z=52.5
725 X=6 Y=14 Z=52.5
726 X=12 Y=14 Z=52.5
727 X=6 Y=16 Z=52.5
728 X=12 Y=16 Z=52.5
729 X=0 Y=18 Z=52.5
730 X=2 Y=18 Z=52.5
731 X=4 Y=18 Z=52.5
732 X=6 Y=18 Z=52.5
733 X=12 Y=18 Z=52.5
734 X=14 Y=18 Z=52.5
735 X=16 Y=18 Z=52.5
736 X=18 Y=18 Z=52.5

```

737 X=9 Y=9 Z=3.5  
 738 X=9 Y=9 Z=7  
 739 X=9 Y=9 Z=10.5  
 740 X=9 Y=9 Z=14  
 741 X=9 Y=9 Z=17.5  
 742 X=9 Y=9 Z=21  
 743 X=9 Y=9 Z=24.5  
 744 X=9 Y=9 Z=28  
 745 X=9 Y=9 Z=31.5  
 746 X=9 Y=9 Z=35  
 747 X=9 Y=9 Z=38.5  
 748 X=9 Y=9 Z=42  
 749 X=9 Y=9 Z=45.5  
 750 X=9 Y=9 Z=49  
 751 X=9 Y=9 Z=52.5

RESTRAINT

ADD=1 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=2 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=3 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=4 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=5 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=6 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=7 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=8 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=9 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=10 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=11 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=12 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=13 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=14 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=15 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3  
 ADD=16 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

CONSTRAINT

NAME=N1 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=17  
 ADD=18  
 ADD=19  
 .  
 .  
 .  
 ADD=63  
 ADD=64  
 ADD=737  
 NAME=N2 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=65  
 ADD=66  
 ADD=67  
 ADD=68  
 .  
 .  
 .  
 ADD=111  
 ADD=112  
 ADD=738  
 NAME=N3 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=113  
 ADD=114  
 ADD=115  
 .  
 .  
 .  
 ADD=159  
 ADD=160  
 ADD=739  
 NAME=N4 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=161  
 ADD=162  
 ADD=163  
 .  
 .  
 .  
 ADD=207  
 ADD=208  
 ADD=740  
 NAME=N5 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=209  
 ADD=210  
 ADD=211  
 .  
 .

```

.
ADD=255
ADD=256
ADD=741
NAME=N6 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=257
ADD=258
ADD=259
.
.
ADD=303
ADD=304
ADD=742
NAME=N7 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=305
ADD=306
ADD=307
.
.
ADD=351
ADD=352
ADD=743
NAME=N8 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=353
ADD=354
ADD=355
.
.
ADD=399
ADD=400
ADD=744
NAME=N9 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=401
ADD=402
ADD=403
.
.
ADD=447
ADD=448
ADD=745
NAME=N10 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=449
ADD=450
ADD=451
.
.
ADD=494
ADD=495
ADD=496
ADD=746
NAME=N11 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=497
ADD=498
ADD=499
.
.
ADD=543
ADD=544
ADD=747
NAME=N12 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=545
ADD=546
ADD=547
.
.
ADD=591
ADD=592
ADD=748
NAME=N13 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0
ADD=593
ADD=594
ADD=595
.
.

```



APÉNDICE A

.  
 ADD=639  
 ADD=640  
 ADD=749  
 NAME=N14 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=641  
 ADD=642  
 ADD=643  
 .  
 .  
 .  
 ADD=687  
 ADD=688  
 ADD=750  
 NAME=N15 TYPE=DIAPH AXIS=Z CSYS=0  
 ADD=689  
 ADD=690  
 ADD=691  
 .  
 .  
 .  
 ADD=735  
 ADD=736  
 ADD=751

PATTERN  
NAME=DEFAULT

MASS  
 ADD=737 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=738 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=739 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=740 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=741 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=742 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=743 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=744 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=745 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=746 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=747 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=748 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=749 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=750 U1=22.32 U2=22.32 R3=1155.06  
 ADD=751 U1=19 U2=19 R3=1026

MATERIAL  
 NAME=STEEL IDES=S M=.7981 W=7.8334  
 T=0 E=2.039E+07 U=.3 A=.0000117 FY=35150  
 NAME=CONC IDES=C M=.2448012 W=2.402616  
 T=0 E=2531051 U=.2 A=.0000099  
 NAME=OTHER IDES=N M=.2448012 W=2.402616  
 T=0 E=2531051 U=.2 A=.0000099

FRAME SECTION  
 NAME=O3030X19 MAT=STEEL SH=B T=.3, .3, .01905, .01905 A=2.140839E-02 J=4.224566E-04 I=2.829326E-04, 2.829326E-04 AS=.01143, .01143  
 NAME=O3015X25 MAT=STEEL SH=B T=.3, .15, .0254, .0254 A=2.027936E-02 J=1.48974E-04 I=2.095694E-04, 6.410276E-05 AS=.01524, .00762  
 NAME=O5050X25 MAT=STEEL SH=B T=.5, .5, .0254, .0254 A=4.821936E-02 J=2.715294E-03 I=1.815381E-03, 1.815381E-03 AS=.0254, .0254  
 NAME=O4040X25 MAT=STEEL SH=B T=.4, .4, .0254, .0254 A=3.805936E-02 J=1.335171E-03 I=8.942067E-04, 8.942067E-04 AS=.02032, .02032  
 NAME=O3520X25 MAT=STEEL SH=B T=.35, .2, .0254, .0254 A=2.535936E-02 J=3.268697E-04 I=3.815618E-04, 1.505226E-04 AS=.01778, .01016  
 NAME=O3515X25 MAT=STEEL SH=B T=.35, .15, .0254, .0254 A=2.281936E-02 J=1.849938E-04 I=3.145183E-04, 7.409779E-05 AS=.01778, .00762  
 NAME=W14X34 MAT=STEEL A=.0064516 J=2.372519E-07 I=1.415187E-04, 9.698192E-06 AS=2.570511E-03, 3.299993E-03 S=7.970818E-04, 1.132153E-04 Z=8.947336E-04, 1.737029E-04 R=.1481062, 3.877142E-02 T=.355092, .171323, .011557, .007239, .171323, .011557 SHN=W14X34 DSG=W  
 NAME=W16X36 MAT=STEEL A=6.838696E-03 J=2.24765E-07 I=1.864717E-04, 1.019767E-05 AS=3.01851E-03, 3.229606E-03 S=9.257761E-04, 1.149558E-04 Z=1.048772E-03, 1.769803E-04 R=.1651276, 3.861569E-02 T=.402844, .177419, .010922, .007493, .177419, .010922 SHN=W16X36 DSG=W  
 NAME=W16X40 MAT=STEEL A=7.612888E-03 J=3.288228E-07 I=2.156079E-04, 1.202909E-05 AS=3.150381E-03, 3.798379E-03 S=.0010604, 1.35407E-04 Z=1.194617E-03, 2.081157E-04 R=.1682897, 3.975041E-02 T=.406654, .177673, .012827, .007747, .177673, .012827 SHN=W16X40 DSG=W  
 NAME=W16X45 MAT=STEEL A=8.580628E-03 J=4.620169E-07 I=2.439116E-04, 1.365239E-05 AS=3.590251E-03, 4.273927E-03 S=1.190678E-03, 1.528062E-04 Z=1.348655E-03, 2.376124E-04 R=.1685997, 3.988823E-02 T=.409702, .178689, .014351, .008763, .178689, .014351 SHN=W16X45 DSG=W  
 NAME=W14X26 MAT=STEEL A=4.961281E-03 J=1.498433E-07 I=1.019767E-04, 3.708622E-06 AS=2.288447E-03, 2.26935E-03 S=5.772582E-04, 5.811293E-05 Z=6.5876E-04, 9.078434E-05 R=.1433685, 2.734069E-02 T=.353314, .127635, .010668, .006477, .127635, .010668 SHN=W14X26 DSG=W

APÉNDICE A

FRAME

```

1 J=1,17 SEC=05050X25 NSEG=2 ANG=0
2 J=17,65 SEC=05050X25 NSEG=2 ANG=0
3 J=65,113 SEC=05050X25 NSEG=2 ANG=0
4 J=113,161 SEC=05050X25 NSEG=2 ANG=0
5 J=161,209 SEC=05050X25 NSEG=2 ANG=0
6 J=209,257 SEC=04040X25 NSEG=2 ANG=0
.
.
.
.
.
.
237 J=544,592 SEC=03030X19 NSEG=2 ANG=0
238 J=592,640 SEC=03030X19 NSEG=2 ANG=0
239 J=640,688 SEC=03030X19 NSEG=2 ANG=0
240 J=688,736 SEC=03030X19 NSEG=2 ANG=0
241 J=17,18 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0 IOFF=.25 RIGID=0
242 J=18,19 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0
243 J=19,20 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0 JOFF=.25 RIGID=0
244 J=21,22 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0 IOFF=.25 RIGID=0
245 J=22,23 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0
246 J=23,24 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0 JOFF=.25 RIGID=0
247 J=29,30 SEC=W16X36 NSEG=4 ANG=0 IOFF=.25 RIGID=0
.
.
.
.
.
.
1085 J=41,42 SEC=W14X34 NSEG=4 ANG=0 IREL=R2,R3 JREL=R1,R2,R3
1086 J=43,44 SEC=W14X34 NSEG=4 ANG=0 IREL=R2,R3 JREL=R1,R2,R3
1087 J=53,54 SEC=W14X34 NSEG=4 ANG=0 IREL=R2,R3 JREL=R1,R2,R3
1088 J=55,56 SEC=W14X34 NSEG=4 ANG=0 IREL=R2,R3 JREL=R1,R2,R3
1089 J=73,74 SEC=W14X34 NSEG=4 ANG=0 IREL=R2,R3 JREL=R1,R2,R3
.
.
.
.
.
.
1437 J=448,484 SEC=03515X25 NSEG=2 ANG=0
1438 J=484,516 SEC=03015X25 NSEG=2 ANG=0
1439 J=516,552 SEC=03015X25 NSEG=2 ANG=0
1440 J=592,628 SEC=03015X25 NSEG=2 ANG=0
1441 J=628,660 SEC=03015X25 NSEG=2 ANG=0
1442 J=660,696 SEC=03015X25 NSEG=2 ANG=0

```

LOAD

```

NAME=CM SW=1 CSYS=0
TYPE=DISTRIBUTED SPAN
ADD=961 RD=0,1 UZ=-.7,-.7
ADD=964 RD=0,1 UZ=-.7,-.7
ADD=1021 RD=0,1 UZ=-.7,-.7
ADD=1022 RD=0,1 UZ=-.7,-.7
ADD=1023 RD=0,1 UZ=-.7,-.7
ADD=1024 RD=0,1 UZ=-.7,-.7
.
.
.
.
.
.
ADD=948 RD=0,1 UZ=-1.5,-1.5
ADD=949 RD=0,1 UZ=-1.5,-1.5
ADD=952 RD=0,1 UZ=-1.5,-1.5
ADD=953 RD=0,1 UZ=-1.5,-1.5
ADD=1018 RD=0,1 UZ=-1.5,-1.5
ADD=1019 RD=0,1 UZ=-1.5,-1.5
NAME=CVM SW=1 CSYS=0
TYPE=DISTRIBUTED SPAN
ADD=961 RD=0,1 UZ=-.25,-.25
ADD=964 RD=0,1 UZ=-.25,-.25
ADD=1021 RD=0,1 UZ=-.25,-.25
ADD=1022 RD=0,1 UZ=-.25,-.25
ADD=1023 RD=0,1 UZ=-.25,-.25
ADD=1024 RD=0,1 UZ=-.25,-.25
ADD=241 RD=0,1 UZ=-.13,-.13
.
.
.
.
.
.
ADD=945 RD=0,1 UZ=-.1,-.1
ADD=948 RD=0,1 UZ=-.1,-.1
ADD=949 RD=0,1 UZ=-.1,-.1
ADD=952 RD=0,1 UZ=-.1,-.1
ADD=953 RD=0,1 UZ=-.1,-.1
NAME=CVI SW=1 CSYS=0
TYPE=DISTRIBUTED SPAN
ADD=961 RD=0,1 UZ=-.18,-.18
ADD=962 RD=0,1 UZ=-.18,-.18
ADD=1022 RD=0,1 UZ=-.18,-.18
.
.
.
.
.
.

```

ADD=957 RD=0,1 UZ=-.11,-.11  
 ADD=958 RD=0,1 UZ=-.11,-.11  
 ADD=959 RD=0,1 UZ=-.11,-.11  
 ADD=960 RD=0,1 UZ=-.11,-.11

NAME= SXEST SW=1 CSYS=0

TYPE=FORCE

ADD=17 UX=1.03  
 ADD=65 UX=2.1  
 ADD=113 UX=3.08  
 ADD=161 UX=4.1  
 ADD=209 UX=5.13

.  
 .  
 .

ADD=477 UX=20.53  
 ADD=525 UX=22.6  
 ADD=573 UX=24.6  
 ADD=621 UX=26.67  
 ADD=669 UX=28.73  
 ADD=717 UX=32.8

NAME= SYEST SW=1 CSYS=0

TYPE=FORCE

ADD=17 UY=1.03  
 ADD=65 UY=2.1  
 ADD=113 UY=3.08  
 ADD=161 UY=4.1  
 ADD=209 UY=5.13

.  
 .  
 .

ADD=453 UY=20.53  
 ADD=501 UY=22.6  
 ADD=549 UY=24.6  
 ADD=597 UY=26.67  
 ADD=645 UY=28.73  
 ADD=693 UY=32.8

PDELTA

ITMAX=4 TOLD=.001 TOLP=.001

LOAD=CM SF=.75  
 LOAD=CVI SF=.75

MODE

TYPE=EIGEN N=15 TOL=.00001

FUNCTION

NAME=ESPIIIB NPL=1 PRINT=Y

0 .11  
 .85 .25  
 3 .25  
 3.5 .1837  
 4 .1406  
 4.5 .1111  
 5 .09  
 5.5 .0744  
 6 .0625  
 7 .0459  
 8 .0352  
 9 .0278  
 10 .0225  
 11 .0186  
 12 .0156  
 13 .0133  
 14 .0115  
 15 .01  
 16 .0088  
 17 .0078  
 18 .0069  
 19 .0062

SPEC

NAME=SISMOX MODC=CQC ANG=0 DAMP=.05 DIRF=1  
 ACC=U1 FUNC=ESPIIIB SF=9.81  
 ACC=U2 FUNC=ESPIIIB SF=2.943  
 NAME=SISMOY MODC=CQC ANG=0 DAMP=.05 DIRF=1  
 ACC=U1 FUNC=ESPIIIB SF=2.943  
 ACC=U2 FUNC=ESPIIIB SF=9.81

COMBO

NAME=COMB1  
 LOAD=CM SF=1  
 LOAD=CVM SF=1

```
NAME=COMB4
LOAD=CVM SF=.75
SPEC=SISMOX SF=.75
LOAD=CM SF=.75
NAME=COMB5
LOAD=CM SF=.75
LOAD=CVM SF=.75
SPEC=SISMOY SF=.75

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

En el archivo de datos de entrada anterior se borraron algunas de sus partes debido a lo largo que hubiera sido representar todos los nodos, elementos, sistemas de piso, carga muerta, carga viva máxima, carga viva instantánea y carga por sismo estática. El archivo de entrada para SAP2000 es un ejemplo de cómo se debe de armar.

APÉNDICE B:

ARCHIVO DE SALIDA DE DATOS DEL PROGRAMA SAP 2000

A continuación se presenta el archivo de salida de datos para el Caso 3-A, el cual es el edificio que tiene el contraventeo a lo largo de toda la cruja exterior y esta analizado con el método dinámico:

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS					
COMBO	TYPE	CASE	FACTOR	TYPE	TITLE
COMB1	ADD				COMB1
		CM	1.0000	STATIC (DEAD)	
		CVM	1.0000	STATIC (LIVE)	
COMB4	ADD				COMB4
		CVM	0.7500	STATIC (LIVE)	
		SISMOX	0.7500	SPECTRA	
		CM	0.7500	STATIC (DEAD)	
COMB5	ADD				COMB5
		CM	0.7500	STATIC (DEAD)	
		CVM	0.7500	STATIC (LIVE)	
		SISMOY	0.7500	SPECTRA	

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
737	COMB5 MAX	5.615E-04	1.872E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
737	COMB5 MIN	-5.614E-04	-1.871E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
738	COMB5 MAX	1.382E-03	4.606E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
738	COMB5 MIN	-1.382E-03	-4.607E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
739	COMB5 MAX	2.444E-03	8.148E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
739	COMB5 MIN	-2.445E-03	-8.148E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
740	COMB5 MAX	3.465E-03	0.0116	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
740	COMB5 MIN	-3.468E-03	-0.0116	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
741	COMB5 MAX	4.397E-03	0.0147	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
741	COMB5 MIN	-4.400E-03	-0.0147	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
742	COMB5 MAX	5.697E-03	0.0190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
742	COMB5 MIN	-5.702E-03	-0.0190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
743	COMB5 MAX	6.941E-03	0.0231	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
743	COMB5 MIN	-6.947E-03	-0.0231	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
744	COMB5 MAX	7.952E-03	0.0265	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
744	COMB5 MIN	-7.961E-03	-0.0265	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
745	COMB5 MAX	9.241E-03	0.0308	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
745	COMB5 MIN	-9.253E-03	-0.0308	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
746	COMB5 MAX	0.0105	0.0349	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
746	COMB5 MIN	-0.0105	-0.0349	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
747	COMB5 MAX	0.0114	0.0381	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
747	COMB5 MIN	-0.0114	-0.0381	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
748	COMB5 MAX	0.0126	0.0421	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
748	COMB5 MIN	-0.0126	-0.0421	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
749	COMB5 MAX	0.0137	0.0457	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
749	COMB5 MIN	-0.0137	-0.0457	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
750	COMB5 MAX	0.0144	0.0482	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
750	COMB5 MIN	-0.0145	-0.0482	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
751	COMB5 MAX	0.0153	0.0511	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
751	COMB5 MIN	-0.0153	-0.0511	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

JOINT REACTIONS

JOINT	LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	COMB1	36.0794	35.2109	318.4699	1.4986	-0.6789	-5.569E-04
1	COMB4 MAX	148.8335	80.6802	675.1999	6.6187	16.2406	0.2793
1	COMB4 MIN	-94.7143	-27.8638	-197.4950	-4.3708	-17.2589	-0.2801
1	COMB5 MAX	81.3340	148.1775	675.2011	17.8735	4.9855	0.2793
1	COMB5 MIN	-27.2148	-95.3612	-197.4962	-15.6256	-6.0038	-0.2801
2	COMB1	-0.5654	1.9288	301.6267	-2.0517	-0.6020	-3.328E-05
2	COMB4 MAX	5.9505	3.0235	337.7480	3.5479	17.6944	-2.053E-05
2	COMB4 MIN	-6.7985	-0.1302	114.6920	-6.6255	-18.5974	-2.938E-05
2	COMB5 MAX	1.6755	6.6575	414.3819	15.3685	5.1914	-2.090E-05
2	COMB5 MIN	-2.5236	-3.7642	38.0581	-18.4461	-6.0944	-2.902E-05
3	COMB1	0.5624	1.9283	301.4749	-2.0510	0.5978	-3.328E-05
3	COMB4 MAX	6.7963	3.0230	337.6340	3.5484	18.5942	-2.053E-05
3	COMB4 MIN	-5.9527	-0.1306	114.5783	-6.6248	-17.6975	-2.938E-05
3	COMB5 MAX	2.5214	6.6571	414.2681	15.3691	6.0913	-2.090E-05
3	COMB5 MIN	-1.6777	-3.7646	37.9442	-18.4455	-5.1946	-2.902E-05
4	COMB1	-36.0749	35.1806	318.1993	1.5006	0.6740	5.877E-04
4	COMB4 MAX	94.7177	80.6580	674.9968	6.6201	17.2552	0.2801
4	COMB4 MIN	-148.8301	-27.8870	-197.6979	-4.3692	-16.2443	-0.2793
4	COMB5 MAX	27.2183	148.1550	674.9981	17.8750	6.0001	0.2802
4	COMB5 MIN	-81.3306	-95.3841	-197.6992	-15.6241	-4.9891	-0.2793
5	COMB1	1.9438	1.2571	302.3716	-1.3373	2.0676	-3.328E-05
5	COMB4 MAX	6.6683	3.0426	414.9296	4.6402	18.4580	-2.053E-05
5	COMB4 MIN	-3.7526	-1.1570	38.6278	-6.6461	-15.3567	-2.938E-05

APÉNDICE B

5	COMB5	MAX	3.0345	7.3173	338.2883	17.1427	6.6373	-2.090E-05
5	COMB5	MIN	-0.1189	-5.4316	115.2691	-19.1487	-3.5360	-2.902E-05
6	COMB1		-0.9590	0.1670	511.8899	-0.1778	-1.0229	-3.328E-05
6	COMB4	MAX	4.7895	1.7916	398.9063	5.0642	16.5095	-2.053E-05
6	COMB4	MIN	-6.2280	-1.5411	368.9286	-5.3309	-18.0438	-2.938E-05
6	COMB5	MAX	0.9471	5.6341	398.9008	17.1431	4.4304	-2.090E-05
6	COMB5	MIN	-2.3856	-5.3835	368.9341	-17.4098	-5.9648	-2.902E-05
7	COMB1		0.9572	0.1663	511.7975	-0.1768	1.0202	-3.328E-05
7	COMB4	MAX	6.2266	1.7910	398.8369	5.0649	18.0418	-2.053E-05
7	COMB4	MIN	-4.7909	-1.5416	368.8594	-5.3301	-16.5114	-2.938E-05
7	COMB5	MAX	2.3842	5.6335	398.8315	17.1438	5.9628	-2.090E-05
7	COMB5	MIN	-0.9484	-5.3841	368.8649	-17.4090	-4.4324	-2.902E-05
8	COMB1		-1.9456	1.2551	302.1705	-1.3345	-2.0702	-3.328E-05
8	COMB4	MAX	3.7513	3.0412	414.7788	4.6423	15.3547	-2.053E-05
8	COMB4	MIN	-6.6696	-1.1586	38.4769	-6.6441	-18.4599	-2.938E-05
8	COMB5	MAX	0.1175	7.3158	338.1375	17.1449	3.5340	-2.090E-05
8	COMB5	MIN	-3.0359	-5.4332	115.1182	-19.1467	-6.6392	-2.902E-05
9	COMB1		1.9443	-1.2579	302.3191	1.3383	2.0683	-3.328E-05
9	COMB4	MAX	6.6687	1.1565	414.8903	6.6470	18.4586	-2.053E-05
9	COMB4	MIN	-3.7522	-3.0433	38.5884	-4.6395	-15.3561	-2.938E-05
9	COMB5	MAX	3.0349	5.4311	338.2489	19.1495	6.6379	-2.090E-05
9	COMB5	MIN	-0.1185	-7.3179	115.2297	-17.1421	-3.5354	-2.902E-05
10	COMB1		-0.9587	-0.1689	511.8320	0.1804	-1.0223	-3.328E-05
10	COMB4	MAX	4.7897	1.5396	398.8628	5.3327	16.5099	-2.053E-05
10	COMB4	MIN	-6.2278	-1.7930	368.8852	-5.0622	-18.0434	-2.938E-05
10	COMB5	MAX	0.9473	5.3821	398.8573	17.4117	4.4308	-2.090E-05
10	COMB5	MIN	-2.3853	-5.6355	368.8907	-17.1411	-5.9643	-2.902E-05
11	COMB1		0.9577	-0.1694	511.0334	0.1811	1.0210	-3.328E-05
11	COMB4	MAX	6.2270	1.5393	398.2638	5.3334	18.0423	-2.053E-05
11	COMB4	MIN	-4.7905	-1.7934	368.2863	-5.0617	-16.5109	-2.938E-05
11	COMB5	MAX	2.3846	5.3817	398.2583	17.4123	5.9633	-2.090E-05
11	COMB5	MIN	-0.9481	-5.6359	368.2917	-17.1406	-4.4319	-2.902E-05
12	COMB1		-1.9449	-1.2592	301.9340	1.3403	-2.0692	-3.328E-05
12	COMB4	MAX	3.7518	1.1554	414.6013	6.6484	15.3554	-2.053E-05
12	COMB4	MIN	-6.6691	-3.0442	38.2998	-4.6380	-18.4592	-2.938E-05
12	COMB5	MAX	0.1181	5.4301	337.9601	19.1510	3.5347	-2.090E-05
12	COMB5	MIN	-3.0354	-7.3189	114.9409	-17.1405	-6.6386	-2.902E-05
13	COMB1		36.0688	-35.2071	318.3824	-1.4974	-0.6760	4.543E-04
13	COMB4	MAX	148.8254	27.8673	675.1343	4.3716	16.2427	0.2800
13	COMB4	MIN	-94.7222	-80.6779	-197.5607	-6.6177	-17.2567	-0.2794
13	COMB5	MAX	81.3261	95.3642	675.1354	15.6265	4.9876	0.2801
13	COMB5	MIN	-27.2229	-148.1748	-197.5618	-17.8726	-6.0016	-0.2794
14	COMB1		-0.5638	-1.9307	301.4718	2.0543	-0.5998	-3.328E-05
14	COMB4	MAX	5.9517	0.1288	337.6319	6.6273	17.6960	-2.053E-05
14	COMB4	MIN	-6.7974	-3.0248	114.5759	-3.5459	-18.5957	-2.938E-05
14	COMB5	MAX	1.6767	3.7628	414.2659	18.4480	5.1931	-2.090E-05
14	COMB5	MIN	-2.5224	-6.6589	37.9418	-15.3666	-6.0927	-2.902E-05
15	COMB1		0.5642	-1.9310	301.4554	2.0548	0.6003	-3.328E-05
15	COMB4	MAX	6.7976	0.1286	337.6195	6.6278	18.5960	-2.053E-05
15	COMB4	MIN	-5.9514	-3.0251	114.5636	-3.5456	-17.6956	-2.938E-05
15	COMB5	MAX	2.5227	3.7626	414.2533	18.4484	6.0931	-2.090E-05
15	COMB5	MIN	-1.6764	-6.6591	37.9297	-15.3662	-5.1927	-2.902E-05
16	COMB1		-36.0655	-35.1699	318.0671	-1.4938	0.6764	-5.170E-04
16	COMB4	MAX	94.7246	27.8946	674.8977	4.3744	17.2570	0.2793
16	COMB4	MIN	-148.8229	-80.6495	-197.7970	-6.6151	-16.2424	-0.2801
16	COMB5	MAX	27.2251	95.3920	674.8989	15.6292	6.0020	0.2793
16	COMB5	MIN	-81.3234	-148.1469	-197.7983	-17.8699	-4.9873	-0.2801

FRAME		ELEMENT		FORCES						
FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3		
1	COMB1									
		0.00	-274.86	-1.57	-5.530E-01	3.328E-05	-5.881E-01	-1.67		
		1.75	-273.54	-1.57	-5.530E-01	3.328E-05	3.827E-01	1.09		
		3.50	-272.22	-1.57	-5.530E-01	3.328E-05	1.35	3.82		
1	COMB4	MAX								
		0.00	131.31	4.06	1.20	2.938E-05	4.68	15.68		
		1.75	132.30	4.06	1.20	2.938E-05	2.62	8.48		
		3.50	133.29	4.06	1.20	2.938E-05	1.65	4.64		
1	COMB4	MIN								
		0.00	-543.60	-6.41	-2.03	2.053E-05	-5.56	-18.18		
		1.75	-542.61	-6.41	-2.03	2.053E-05	-2.04	-6.85		
		3.50	-541.62	-6.41	-2.03	2.053E-05	3.754E-01	1.09		
1	COMB5	MAX								
		0.00	131.31	4.357E-01	4.82	2.902E-05	16.48	3.87		
		1.75	132.30	4.357E-01	4.82	2.902E-05	7.95	3.14		
		3.50	133.29	4.357E-01	4.82	2.902E-05	2.79	3.50		
1	COMB5	MIN								
		0.00	-543.60	-2.79	-5.65	2.090E-05	-17.37	-6.37		
		1.75	-542.61	-2.79	-5.65	2.090E-05	-7.38	-1.51		
		3.50	-541.62	-2.79	-5.65	2.090E-05	-7.678E-01	2.23		
2	COMB1									
		0.00	-261.89	-2.69	-8.824E-01	-1.425E-04	-1.70	-5.02		

APÉNDICE B

	1.75	-260.57	-2.69	-8.824E-01	-1.425E-04	-1.558E-01	-3.149E-01
	3.50	-259.25	-2.69	-8.824E-01	-1.425E-04	1.39	4.39
2	COMB4 MAX						
	0.00	140.24	-1.04	-3.469E-01	-1.027E-04	-1.05	-3.28
	1.75	141.23	-1.04	-3.469E-01	-1.027E-04	4.928E-01	1.66
	3.50	142.22	-1.04	-3.469E-01	-1.027E-04	2.04	6.59
2	COMB4 MIN						
	0.00	-533.08	-2.99	-9.768E-01	-1.110E-04	-1.50	-4.25
	1.75	-532.08	-2.99	-9.768E-01	-1.110E-04	-7.265E-01	-2.13
	3.50	-531.09	-2.99	-9.768E-01	-1.110E-04	4.905E-02	-7.103E-03
2	COMB5 MAX						
	0.00	140.24	-1.70	3.136E-01	-1.040E-04	-7.909E-01	-3.54
	1.75	141.23	-1.70	3.136E-01	-1.040E-04	1.77	3.736E-01
	3.50	142.22	-1.70	3.136E-01	-1.040E-04	4.34	4.29
2	COMB5 MIN						
	0.00	-533.08	-2.33	-1.64	-1.098E-04	-1.76	-3.99
	1.75	-532.09	-2.33	-1.64	-1.098E-04	-2.01	-8.460E-01
	3.50	-531.10	-2.33	-1.64	-1.098E-04	-2.26	2.30
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
240	COMB1						
	0.00	-19.82	2.86	9.878E-01	2.087E-04	1.59	4.57
	1.75	-19.23	2.86	9.878E-01	2.087E-04	-1.421E-01	-4.371E-01
	3.50	-18.64	2.86	9.878E-01	2.087E-04	-1.87	-5.44
240	COMB4 MAX						
	0.00	-10.81	2.42	1.01	1.582E-04	1.63	4.04
	1.75	-10.37	2.42	1.01	1.582E-04	-9.089E-04	-1.803E-01
	3.50	-9.93	2.42	1.01	1.582E-04	-9.037E-01	-3.67
240	COMB4 MIN						
	0.00	-18.92	1.87	4.764E-01	1.548E-04	7.510E-01	2.81
	1.75	-18.48	1.87	4.764E-01	1.548E-04	-2.122E-01	-4.754E-01
	3.50	-18.04	1.87	4.764E-01	1.548E-04	-1.90	-4.48
240	COMB5 MAX						
	0.00	-10.81	2.40	1.02	1.575E-04	1.80	3.86
	1.75	-10.37	2.40	1.02	1.575E-04	4.200E-02	-2.233E-01
	3.50	-9.93	2.40	1.02	1.575E-04	-9.997E-01	-3.59
240	COMB5 MIN						
	0.00	-18.92	1.88	4.636E-01	1.555E-04	5.805E-01	2.99
	1.75	-18.48	1.88	4.636E-01	1.555E-04	-2.551E-01	-4.324E-01
	3.50	-18.04	1.88	4.636E-01	1.555E-04	-1.81	-4.57
241	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-7.04	0.00	-2.638E-05	0.00	-7.06
	6.9E-01	0.00	-6.76	0.00	-2.638E-05	0.00	-4.04
	1.13	0.00	-6.48	0.00	-2.638E-05	0.00	-1.14
	1.56	0.00	-6.19	0.00	-2.638E-05	0.00	1.63
	2.00	0.00	-5.91	0.00	-2.638E-05	0.00	4.28
241	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-4.58	0.00	-1.917E-05	0.00	-3.31
	6.9E-01	0.00	-4.36	0.00	-1.917E-05	0.00	-1.35
	1.13	0.00	-4.15	0.00	-1.917E-05	0.00	5.104E-01
	1.56	0.00	-3.94	0.00	-1.917E-05	0.00	2.28
	2.00	0.00	-3.73	0.00	-1.917E-05	0.00	3.96
241	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-5.99	0.00	-2.041E-05	0.00	-7.28
	6.9E-01	0.00	-5.78	0.00	-2.041E-05	0.00	-4.70
	1.13	0.00	-5.56	0.00	-2.041E-05	0.00	-2.22
	1.56	0.00	-5.35	0.00	-2.041E-05	0.00	1.654E-01
	2.00	0.00	-5.14	0.00	-2.041E-05	0.00	2.46
241	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-5.01	0.00	-1.951E-05	0.00	-4.53
	6.9E-01	0.00	-4.79	0.00	-1.951E-05	0.00	-2.39
	1.13	0.00	-4.58	0.00	-1.951E-05	0.00	-3.355E-01
	1.56	0.00	-4.37	0.00	-1.951E-05	0.00	1.62
	2.00	0.00	-4.16	0.00	-1.951E-05	0.00	3.49
241	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-5.56	0.00	-2.006E-05	0.00	-6.05
	6.9E-01	0.00	-5.34	0.00	-2.006E-05	0.00	-3.67
	1.13	0.00	-5.13	0.00	-2.006E-05	0.00	-1.38
	1.56	0.00	-4.92	0.00	-2.006E-05	0.00	8.226E-01
	2.00	0.00	-4.71	0.00	-2.006E-05	0.00	2.93
242	COMB1						
	0.00	0.00	-6.268E-01	0.00	-2.638E-05	0.00	4.28
	5.0E-01	0.00	-3.033E-01	0.00	-2.638E-05	0.00	4.51
	1.00	0.00	2.032E-02	0.00	-2.638E-05	0.00	4.58
	1.50	0.00	3.439E-01	0.00	-2.638E-05	0.00	4.49
	2.00	0.00	6.675E-01	0.00	-2.638E-05	0.00	4.24

APÉNDICE B

242	COMB4 MAX						
	0.00	0.00	2.360E-01	0.00	-1.917E-05	0.00	3.96
	5.0E-01	0.00	4.787E-01	0.00	-1.917E-05	0.00	3.78
	1.00	0.00	7.213E-01	0.00	-1.917E-05	0.00	3.48
	1.50	0.00	9.640E-01	0.00	-1.917E-05	0.00	3.68
	2.00	0.00	1.21	0.00	-1.917E-05	0.00	3.84
242	COMB4 MIN						
	0.00	0.00	-1.18	0.00	-2.041E-05	0.00	2.46
	5.0E-01	0.00	-9.335E-01	0.00	-2.041E-05	0.00	2.99
	1.00	0.00	-6.909E-01	0.00	-2.041E-05	0.00	3.39
	1.50	0.00	-4.482E-01	0.00	-2.041E-05	0.00	3.06
	2.00	0.00	-2.055E-01	0.00	-2.041E-05	0.00	2.51
242	COMB5 MAX						
	0.00	0.00	-1.942E-01	0.00	-1.951E-05	0.00	3.49
	5.0E-01	0.00	4.850E-02	0.00	-1.951E-05	0.00	3.52
	1.00	0.00	2.912E-01	0.00	-1.951E-05	0.00	3.46
	1.50	0.00	5.339E-01	0.00	-1.951E-05	0.00	3.50
	2.00	0.00	7.765E-01	0.00	-1.951E-05	0.00	3.45
242	COMB5 MIN						
	0.00	0.00	-7.461E-01	0.00	-2.006E-05	0.00	2.93
	5.0E-01	0.00	-5.034E-01	0.00	-2.006E-05	0.00	3.24
	1.00	0.00	-2.607E-01	0.00	-2.006E-05	0.00	3.41
	1.50	0.00	-1.802E-02	0.00	-2.006E-05	0.00	3.23
	2.00	0.00	2.247E-01	0.00	-2.006E-05	0.00	2.91
243	COMB1						
	0.00	0.00	5.95	0.00	-2.638E-05	0.00	4.24
	4.4E-01	0.00	6.23	0.00	-2.638E-05	0.00	1.57
	8.8E-01	0.00	6.52	0.00	-2.638E-05	0.00	-1.22
	1.31	0.00	6.80	0.00	-2.638E-05	0.00	-4.13
	1.75	0.00	7.08	0.00	-2.638E-05	0.00	-7.17
243	COMB4 MAX						
	0.00	0.00	5.17	0.00	-1.917E-05	0.00	3.84
	4.4E-01	0.00	5.38	0.00	-1.917E-05	0.00	2.15
	8.8E-01	0.00	5.59	0.00	-1.917E-05	0.00	3.681E-01
	1.31	0.00	5.81	0.00	-1.917E-05	0.00	-1.51
	1.75	0.00	6.02	0.00	-1.917E-05	0.00	-3.48
243	COMB4 MIN						
	0.00	0.00	3.76	0.00	-2.041E-05	0.00	2.51
	4.4E-01	0.00	3.97	0.00	-2.041E-05	0.00	2.064E-01
	8.8E-01	0.00	4.18	0.00	-2.041E-05	0.00	-2.19
	1.31	0.00	4.39	0.00	-2.041E-05	0.00	-4.69
	1.75	0.00	4.61	0.00	-2.041E-05	0.00	-7.27
243	COMB5 MAX						
	0.00	0.00	4.74	0.00	-1.951E-05	0.00	3.45
	4.4E-01	0.00	4.95	0.00	-1.951E-05	0.00	1.57
	8.8E-01	0.00	5.16	0.00	-1.951E-05	0.00	-3.990E-01
	1.31	0.00	5.38	0.00	-1.951E-05	0.00	-2.46
	1.75	0.00	5.59	0.00	-1.951E-05	0.00	-4.62
243	COMB5 MIN						
	0.00	0.00	4.19	0.00	-2.006E-05	0.00	2.91
	4.4E-01	0.00	4.40	0.00	-2.006E-05	0.00	7.858E-01
	8.8E-01	0.00	4.61	0.00	-2.006E-05	0.00	-1.43
	1.31	0.00	4.82	0.00	-2.006E-05	0.00	-3.73
	1.75	0.00	5.04	0.00	-2.006E-05	0.00	-6.13
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
595	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-5.40	0.00	5.497E-04	0.00	-4.38
	6.9E-01	0.00	-5.14	0.00	5.497E-04	0.00	-2.08
	1.13	0.00	-4.88	0.00	5.497E-04	0.00	1.162E-01
	1.56	0.00	-4.62	0.00	5.497E-04	0.00	2.19
	2.00	0.00	-4.36	0.00	5.497E-04	0.00	4.16
595	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-3.97	0.00	4.288E-04	0.00	-2.99
	6.9E-01	0.00	-3.77	0.00	4.288E-04	0.00	-1.30
	1.13	0.00	-3.58	0.00	4.288E-04	0.00	3.072E-01
	1.56	0.00	-3.38	0.00	4.288E-04	0.00	1.83
	2.00	0.00	-3.19	0.00	4.288E-04	0.00	3.27
595	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-4.14	0.00	3.958E-04	0.00	-3.58
	6.9E-01	0.00	-3.94	0.00	3.958E-04	0.00	-1.81
	1.13	0.00	-3.75	0.00	3.958E-04	0.00	-1.328E-01
	1.56	0.00	-3.55	0.00	3.958E-04	0.00	1.46
	2.00	0.00	-3.35	0.00	3.958E-04	0.00	2.97
595	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-3.94	0.00	4.441E-04	0.00	-2.96
	6.9E-01	0.00	-3.74	0.00	4.441E-04	0.00	-1.28
	1.13	0.00	-3.55	0.00	4.441E-04	0.00	3.159E-01
	1.56	0.00	-3.35	0.00	4.441E-04	0.00	1.82
	2.00	0.00	-3.16	0.00	4.441E-04	0.00	3.25
595	COMB5 MIN						



APÉNDICE B

	2.5E-01	0.00	-4.17	0.00	3.805E-04	0.00	-3.62
	6.9E-01	0.00	-3.97	0.00	3.805E-04	0.00	-1.84
	1.13	0.00	-3.78	0.00	3.805E-04	0.00	-1.415E-01
	1.56	0.00	-3.58	0.00	3.805E-04	0.00	1.47
	2.00	0.00	-3.39	0.00	3.805E-04	0.00	2.99
596	COMB1						
	0.00	0.00	-4.974E-01	0.00	5.497E-04	0.00	4.16
	5.0E-01	0.00	-2.002E-01	0.00	5.497E-04	0.00	4.33
	1.00	0.00	9.700E-02	0.00	5.497E-04	0.00	4.36
	1.50	0.00	3.942E-01	0.00	5.497E-04	0.00	4.24
	2.00	0.00	6.914E-01	0.00	5.497E-04	0.00	3.97
596	COMB4 MAX						
	0.00	0.00	-2.936E-01	0.00	4.288E-04	0.00	3.27
	5.0E-01	0.00	-7.070E-02	0.00	4.288E-04	0.00	3.36
	1.00	0.00	1.522E-01	0.00	4.288E-04	0.00	3.35
	1.50	0.00	3.751E-01	0.00	4.288E-04	0.00	3.25
	2.00	0.00	5.980E-01	0.00	4.288E-04	0.00	3.04
596	COMB4 MIN						
	0.00	0.00	-4.525E-01	0.00	3.958E-04	0.00	2.97
	5.0E-01	0.00	-2.296E-01	0.00	3.958E-04	0.00	3.14
	1.00	0.00	-6.715E-03	0.00	3.958E-04	0.00	3.19
	1.50	0.00	2.162E-01	0.00	3.958E-04	0.00	3.11
	2.00	0.00	4.391E-01	0.00	3.958E-04	0.00	2.91
596	COMB5 MAX						
	0.00	0.00	-2.520E-01	0.00	4.441E-04	0.00	3.25
	5.0E-01	0.00	-2.909E-02	0.00	4.441E-04	0.00	3.32
	1.00	0.00	1.938E-01	0.00	4.441E-04	0.00	3.31
	1.50	0.00	4.167E-01	0.00	4.441E-04	0.00	3.26
	2.00	0.00	6.396E-01	0.00	4.441E-04	0.00	3.10
596	COMB5 MIN						
	0.00	0.00	-4.942E-01	0.00	3.805E-04	0.00	2.99
	5.0E-01	0.00	-2.712E-01	0.00	3.805E-04	0.00	3.18
	1.00	0.00	-4.833E-02	0.00	3.805E-04	0.00	3.23
	1.50	0.00	1.746E-01	0.00	3.805E-04	0.00	3.09
	2.00	0.00	3.975E-01	0.00	3.805E-04	0.00	2.84
597	COMB1						
	0.00	0.00	4.55	0.00	5.497E-04	0.00	3.97
	4.4E-01	0.00	4.81	0.00	5.497E-04	0.00	1.92
	8.8E-01	0.00	5.07	0.00	5.497E-04	0.00	-2.475E-01
	1.31	0.00	5.33	0.00	5.497E-04	0.00	-2.52
	1.75	0.00	5.59	0.00	5.497E-04	0.00	-4.92
597	COMB4 MAX						
	0.00	0.00	3.49	0.00	4.288E-04	0.00	3.04
	4.4E-01	0.00	3.69	0.00	4.288E-04	0.00	1.51
	8.8E-01	0.00	3.88	0.00	4.288E-04	0.00	-9.309E-02
	1.31	0.00	4.08	0.00	4.288E-04	0.00	-1.77
	1.75	0.00	4.27	0.00	4.288E-04	0.00	-3.53
597	COMB4 MIN						
	0.00	0.00	3.34	0.00	3.958E-04	0.00	2.91
	4.4E-01	0.00	3.53	0.00	3.958E-04	0.00	1.36
	8.8E-01	0.00	3.73	0.00	3.958E-04	0.00	-2.781E-01
	1.31	0.00	3.92	0.00	3.958E-04	0.00	-2.01
	1.75	0.00	4.12	0.00	3.958E-04	0.00	-3.84
597	COMB5 MAX						
	0.00	0.00	3.54	0.00	4.441E-04	0.00	3.10
	4.4E-01	0.00	3.74	0.00	4.441E-04	0.00	1.61
	8.8E-01	0.00	3.93	0.00	4.441E-04	0.00	4.371E-02
	1.31	0.00	4.13	0.00	4.441E-04	0.00	-1.61
	1.75	0.00	4.32	0.00	4.441E-04	0.00	-3.35
597	COMB5 MIN						
	0.00	0.00	3.29	0.00	3.805E-04	0.00	2.84
	4.4E-01	0.00	3.48	0.00	3.805E-04	0.00	1.26
	8.8E-01	0.00	3.68	0.00	3.805E-04	0.00	-4.149E-01
	1.31	0.00	3.87	0.00	3.805E-04	0.00	-2.18
	1.75	0.00	4.07	0.00	3.805E-04	0.00	-4.03
598	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-5.59	0.00	-5.486E-04	0.00	-4.91
	6.9E-01	0.00	-5.33	0.00	-5.486E-04	0.00	-2.52
	1.13	0.00	-5.07	0.00	-5.486E-04	0.00	-2.462E-01
	1.56	0.00	-4.81	0.00	-5.486E-04	0.00	1.92
	2.00	0.00	-4.55	0.00	-5.486E-04	0.00	3.97
598	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-4.12	0.00	-3.950E-04	0.00	-3.53
	6.9E-01	0.00	-3.92	0.00	-3.950E-04	0.00	-1.77
	1.13	0.00	-3.73	0.00	-3.950E-04	0.00	-9.215E-02
	1.56	0.00	-3.53	0.00	-3.950E-04	0.00	1.51
	2.00	0.00	-3.34	0.00	-3.950E-04	0.00	3.04
598	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-4.27	0.00	-4.280E-04	0.00	-3.84
	6.9E-01	0.00	-4.08	0.00	-4.280E-04	0.00	-2.01
	1.13	0.00	-3.88	0.00	-4.280E-04	0.00	-2.772E-01
	1.56	0.00	-3.69	0.00	-4.280E-04	0.00	1.36

APÉNDICE B

	2.00	0.00	-3.49	0.00	-4.280E-04	0.00	2.91
598	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-4.07	0.00	-3.797E-04	0.00	-3.35
	6.9E-01	0.00	-3.87	0.00	-3.797E-04	0.00	-1.61
	1.13	0.00	-3.68	0.00	-3.797E-04	0.00	4.465E-02
	1.56	0.00	-3.48	0.00	-3.797E-04	0.00	1.62
	2.00	0.00	-3.29	0.00	-3.797E-04	0.00	3.11
598	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-4.32	0.00	-4.433E-04	0.00	-4.02
	6.9E-01	0.00	-4.13	0.00	-4.433E-04	0.00	-2.18
	1.13	0.00	-3.93	0.00	-4.433E-04	0.00	-4.140E-01
	1.56	0.00	-3.74	0.00	-4.433E-04	0.00	1.26
	2.00	0.00	-3.54	0.00	-4.433E-04	0.00	2.84
599	COMB1						
	0.00	0.00	-6.914E-01	0.00	-5.486E-04	0.00	3.97
	5.0E-01	0.00	-3.942E-01	0.00	-5.486E-04	0.00	4.24
	1.00	0.00	-9.694E-02	0.00	-5.486E-04	0.00	4.36
	1.50	0.00	2.003E-01	0.00	-5.486E-04	0.00	4.33
	2.00	0.00	4.975E-01	0.00	-5.486E-04	0.00	4.16
599	COMB4 MAX						
	0.00	0.00	-4.391E-01	0.00	-3.950E-04	0.00	3.04
	5.0E-01	0.00	-2.162E-01	0.00	-3.950E-04	0.00	3.25
	1.00	0.00	6.759E-03	0.00	-3.950E-04	0.00	3.35
	1.50	0.00	2.297E-01	0.00	-3.950E-04	0.00	3.36
	2.00	0.00	4.526E-01	0.00	-3.950E-04	0.00	3.27
599	COMB4 MIN						
	0.00	0.00	-5.980E-01	0.00	-4.280E-04	0.00	2.91
	5.0E-01	0.00	-3.751E-01	0.00	-4.280E-04	0.00	3.11
	1.00	0.00	-1.522E-01	0.00	-4.280E-04	0.00	3.19
	1.50	0.00	7.075E-02	0.00	-4.280E-04	0.00	3.14
	2.00	0.00	2.937E-01	0.00	-4.280E-04	0.00	2.97
599	COMB5 MAX						
	0.00	0.00	-3.974E-01	0.00	-3.797E-04	0.00	3.11
	5.0E-01	0.00	-1.745E-01	0.00	-3.797E-04	0.00	3.26
	1.00	0.00	4.837E-02	0.00	-3.797E-04	0.00	3.31
	1.50	0.00	2.713E-01	0.00	-3.797E-04	0.00	3.32
	2.00	0.00	4.942E-01	0.00	-3.797E-04	0.00	3.25
599	COMB5 MIN						
	0.00	0.00	-6.396E-01	0.00	-4.433E-04	0.00	2.84
	5.0E-01	0.00	-4.167E-01	0.00	-4.433E-04	0.00	3.10
	1.00	0.00	-1.938E-01	0.00	-4.433E-04	0.00	3.23
	1.50	0.00	2.913E-02	0.00	-4.433E-04	0.00	3.18
	2.00	0.00	2.520E-01	0.00	-4.433E-04	0.00	2.99
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
962	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-4.78	0.00	0.00	0.00	-4.04
	1.63	0.00	-2.39	0.00	0.00	0.00	8.843E-01
	3.00	0.00	3.207E-05	0.00	0.00	0.00	2.53
	4.38	0.00	2.39	0.00	0.00	0.00	8.842E-01
	5.75	0.00	4.78	0.00	0.00	0.00	-4.04
962	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-2.76	0.00	0.00	0.00	-7.684E-01
	1.63	0.00	-9.686E-01	0.00	0.00	0.00	1.79
	3.00	0.00	8.228E-01	0.00	0.00	0.00	1.90
	4.38	0.00	2.61	0.00	0.00	0.00	1.79
	5.75	0.00	4.41	0.00	0.00	0.00	-7.686E-01
962	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	-5.29
	1.63	0.00	-2.61	0.00	0.00	0.00	-4.685E-01
	3.00	0.00	-8.228E-01	0.00	0.00	0.00	1.89
	4.38	0.00	9.686E-01	0.00	0.00	0.00	-4.686E-01
	5.75	0.00	2.76	0.00	0.00	0.00	-5.29
962	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-3.34	0.00	0.00	0.00	-2.35
	1.63	0.00	-1.54	0.00	0.00	0.00	1.00
	3.00	0.00	2.469E-01	0.00	0.00	0.00	1.90
	4.38	0.00	2.04	0.00	0.00	0.00	1.00
	5.75	0.00	3.83	0.00	0.00	0.00	-2.35
962	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-3.83	0.00	0.00	0.00	-3.71
	1.63	0.00	-2.04	0.00	0.00	0.00	3.226E-01
	3.00	0.00	-2.468E-01	0.00	0.00	0.00	1.89
	4.38	0.00	1.54	0.00	0.00	0.00	3.225E-01
	5.75	0.00	3.34	0.00	0.00	0.00	-3.71
963	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-4.78	0.00	0.00	0.00	-4.04
	1.63	0.00	-2.39	0.00	0.00	0.00	8.850E-01
	3.00	0.00	5.465E-04	0.00	0.00	0.00	2.53
	4.38	0.00	2.39	0.00	0.00	0.00	8.835E-01

APÉNDICE B

	5.75	0.00	4.78	0.00	0.00	0.00	-4.04
963	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-2.76	0.00	0.00	0.00	-7.674E-01
	1.63	0.00	-9.682E-01	0.00	0.00	0.00	1.80
	3.00	0.00	8.232E-01	0.00	0.00	0.00	1.90
	4.38	0.00	2.61	0.00	0.00	0.00	1.79
	5.75	0.00	4.41	0.00	0.00	0.00	-7.696E-01
963	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	-5.29
	1.63	0.00	-2.61	0.00	0.00	0.00	-4.680E-01
	3.00	0.00	-8.224E-01	0.00	0.00	0.00	1.89
	4.38	0.00	9.690E-01	0.00	0.00	0.00	-4.691E-01
	5.75	0.00	2.76	0.00	0.00	0.00	-5.30
963	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-3.34	0.00	0.00	0.00	-2.35
	1.63	0.00	-1.54	0.00	0.00	0.00	1.00
	3.00	0.00	2.473E-01	0.00	0.00	0.00	1.90
	4.38	0.00	2.04	0.00	0.00	0.00	1.00
	5.75	0.00	3.83	0.00	0.00	0.00	-2.35
963	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-3.83	0.00	0.00	0.00	-3.71
	1.63	0.00	-2.04	0.00	0.00	0.00	3.231E-01
	3.00	0.00	-2.464E-01	0.00	0.00	0.00	1.89
	4.38	0.00	1.54	0.00	0.00	0.00	3.220E-01
	5.75	0.00	3.34	0.00	0.00	0.00	-3.71
964	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-2.91	0.00	0.00	0.00	-2.46
	1.63	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	5.398E-01
	3.00	0.00	2.048E-05	0.00	0.00	0.00	1.54
	4.38	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	5.397E-01
	5.75	0.00	2.91	0.00	0.00	0.00	-2.46
964	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.48	0.00	0.00	0.00	7.685E-02
	1.63	0.00	-3.937E-01	0.00	0.00	0.00	1.37
	3.00	0.00	6.965E-01	0.00	0.00	0.00	1.16
	4.38	0.00	1.79	0.00	0.00	0.00	1.37
	5.75	0.00	2.88	0.00	0.00	0.00	7.677E-02
964	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.88	0.00	0.00	0.00	-3.76
	1.63	0.00	-1.79	0.00	0.00	0.00	-5.580E-01
	3.00	0.00	-6.965E-01	0.00	0.00	0.00	1.15
	4.38	0.00	3.937E-01	0.00	0.00	0.00	-5.580E-01
	5.75	0.00	1.48	0.00	0.00	0.00	-3.76
964	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.97	0.00	0.00	0.00	-1.25
	1.63	0.00	-8.812E-01	0.00	0.00	0.00	7.091E-01
	3.00	0.00	2.090E-01	0.00	0.00	0.00	1.17
	4.38	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	7.091E-01
	5.75	0.00	2.39	0.00	0.00	0.00	-1.25
964	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.39	0.00	0.00	0.00	-2.44
	1.63	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	1.005E-01
	3.00	0.00	-2.089E-01	0.00	0.00	0.00	1.14
	4.38	0.00	8.812E-01	0.00	0.00	0.00	1.005E-01
	5.75	0.00	1.97	0.00	0.00	0.00	-2.44
965	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-2.91	0.00	0.00	0.00	-2.50
	1.63	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	4.983E-01
	3.00	0.00	2.243E-05	0.00	0.00	0.00	1.50
	4.38	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	4.982E-01
	5.75	0.00	2.91	0.00	0.00	0.00	-2.50
965	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.37	0.00	0.00	0.00	3.533E-01
	1.63	0.00	-2.835E-01	0.00	0.00	0.00	1.49
	3.00	0.00	8.066E-01	0.00	0.00	0.00	1.13
	4.38	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	1.49
	5.75	0.00	2.99	0.00	0.00	0.00	3.533E-01
965	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.99	0.00	0.00	0.00	-4.10
	1.63	0.00	-1.90	0.00	0.00	0.00	-7.453E-01
	3.00	0.00	-8.066E-01	0.00	0.00	0.00	1.11
	4.38	0.00	2.836E-01	0.00	0.00	0.00	-7.453E-01
	5.75	0.00	1.37	0.00	0.00	0.00	-4.10
965	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.94	0.00	0.00	0.00	-1.18
	1.63	0.00	-8.482E-01	0.00	0.00	0.00	7.395E-01
	3.00	0.00	2.420E-01	0.00	0.00	0.00	1.16
	4.38	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	7.394E-01
	5.75	0.00	2.42	0.00	0.00	0.00	-1.18
965	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.42	0.00	0.00	0.00	-2.57
	1.63	0.00	-1.33	0.00	0.00	0.00	7.939E-03

APÉNDICE B

	3.00	0.00	-2.420E-01	0.00	0.00	0.00	1.09
	4.38	0.00	8.482E-01	0.00	0.00	0.00	7.896E-03
	5.75	0.00	1.94	0.00	0.00	0.00	-2.57
	.	.	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.	.	.
1022	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-2.86	0.00	-7.187E-06	0.00	-2.30
	1.63	0.00	-1.40	0.00	-7.187E-06	0.00	6.278E-01
	3.00	0.00	5.132E-02	0.00	-7.187E-06	0.00	1.56
	4.38	0.00	1.50	0.00	-7.187E-06	0.00	4.867E-01
	5.75	0.00	2.96	0.00	-7.187E-06	0.00	-2.58
1022	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.87	0.00	-5.114E-06	0.00	-9.629E-01
	1.63	0.00	-7.759E-01	0.00	-5.114E-06	0.00	8.534E-01
	3.00	0.00	3.143E-01	0.00	-5.114E-06	0.00	1.19
	4.38	0.00	1.40	0.00	-5.114E-06	0.00	7.410E-01
	5.75	0.00	2.49	0.00	-5.114E-06	0.00	-1.18
1022	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.42	0.00	-5.667E-06	0.00	-2.49
	1.63	0.00	-1.33	0.00	-5.667E-06	0.00	8.831E-02
	3.00	0.00	-2.373E-01	0.00	-5.667E-06	0.00	1.14
	4.38	0.00	8.528E-01	0.00	-5.667E-06	0.00	-1.092E-02
	5.75	0.00	1.94	0.00	-5.667E-06	0.00	-2.69
1022	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.44	0.00	-4.771E-06	0.00	2.590E-01
	1.63	0.00	-3.458E-01	0.00	-4.771E-06	0.00	1.48
	3.00	0.00	7.444E-01	0.00	-4.771E-06	0.00	1.22
	4.38	0.00	1.83	0.00	-4.771E-06	0.00	1.29
	5.75	0.00	2.92	0.00	-4.771E-06	0.00	-3.765E-02
1022	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.85	0.00	-6.010E-06	0.00	-3.71
	1.63	0.00	-1.76	0.00	-6.010E-06	0.00	-5.422E-01
	3.00	0.00	-6.674E-01	0.00	-6.010E-06	0.00	1.12
	4.38	0.00	4.228E-01	0.00	-6.010E-06	0.00	-5.631E-01
	5.75	0.00	1.51	0.00	-6.010E-06	0.00	-3.84
1023	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-2.96	0.00	-7.187E-06	0.00	-2.58
	1.63	0.00	-1.51	0.00	-7.187E-06	0.00	4.865E-01
	3.00	0.00	-5.145E-02	0.00	-7.187E-06	0.00	1.56
	4.38	0.00	1.40	0.00	-7.187E-06	0.00	6.280E-01
	5.75	0.00	2.86	0.00	-7.187E-06	0.00	-2.30
1023	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.94	0.00	-5.114E-06	0.00	-1.18
	1.63	0.00	-8.529E-01	0.00	-5.114E-06	0.00	7.408E-01
	3.00	0.00	2.372E-01	0.00	-5.114E-06	0.00	1.19
	4.38	0.00	1.33	0.00	-5.114E-06	0.00	8.536E-01
	5.75	0.00	2.42	0.00	-5.114E-06	0.00	-9.626E-01
1023	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.49	0.00	-5.667E-06	0.00	-2.69
	1.63	0.00	-1.40	0.00	-5.667E-06	0.00	-1.108E-02
	3.00	0.00	-3.144E-01	0.00	-5.667E-06	0.00	1.14
	4.38	0.00	7.758E-01	0.00	-5.667E-06	0.00	8.844E-02
	5.75	0.00	1.87	0.00	-5.667E-06	0.00	-2.49
1023	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.51	0.00	-4.771E-06	0.00	-3.795E-02
	1.63	0.00	-4.229E-01	0.00	-4.771E-06	0.00	1.29
	3.00	0.00	6.673E-01	0.00	-4.771E-06	0.00	1.22
	4.38	0.00	1.76	0.00	-4.771E-06	0.00	1.48
	5.75	0.00	2.85	0.00	-4.771E-06	0.00	2.593E-01
1023	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.92	0.00	-6.010E-06	0.00	-3.84
	1.63	0.00	-1.83	0.00	-6.010E-06	0.00	-5.632E-01
	3.00	0.00	-7.445E-01	0.00	-6.010E-06	0.00	1.12
	4.38	0.00	3.457E-01	0.00	-6.010E-06	0.00	-5.421E-01
	5.75	0.00	1.44	0.00	-6.010E-06	0.00	-3.71
1024	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-2.96	0.00	7.194E-06	0.00	-2.58
	1.63	0.00	-1.51	0.00	7.194E-06	0.00	4.864E-01
	3.00	0.00	-5.157E-02	0.00	7.194E-06	0.00	1.56
	4.38	0.00	1.40	0.00	7.194E-06	0.00	6.282E-01
	5.75	0.00	2.86	0.00	7.194E-06	0.00	-2.30
1024	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.94	0.00	5.672E-06	0.00	-1.18
	1.63	0.00	-8.530E-01	0.00	5.672E-06	0.00	7.407E-01
	3.00	0.00	2.372E-01	0.00	5.672E-06	0.00	1.19
	4.38	0.00	1.33	0.00	5.672E-06	0.00	8.537E-01
	5.75	0.00	2.42	0.00	5.672E-06	0.00	-9.623E-01
1024	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.49	0.00	5.119E-06	0.00	-2.69
	1.63	0.00	-1.40	0.00	5.119E-06	0.00	-1.119E-02
	3.00	0.00	-3.145E-01	0.00	5.119E-06	0.00	1.14

APÉNDICE B

	4.38	0.00	7.757E-01	0.00	5.119E-06	0.00	8.856E-02
	5.75	0.00	1.87	0.00	5.119E-06	0.00	-2.49
1024	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.51	0.00	6.015E-06	0.00	-3.817E-02
	1.63	0.00	-4.230E-01	0.00	6.015E-06	0.00	1.29
	3.00	0.00	6.672E-01	0.00	6.015E-06	0.00	1.22
	4.38	0.00	1.76	0.00	6.015E-06	0.00	1.48
	5.75	0.00	2.85	0.00	6.015E-06	0.00	2.595E-01
1024	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.92	0.00	4.776E-06	0.00	-3.84
	1.63	0.00	-1.83	0.00	4.776E-06	0.00	-5.633E-01
	3.00	0.00	-7.446E-01	0.00	4.776E-06	0.00	1.12
	4.38	0.00	3.456E-01	0.00	4.776E-06	0.00	-5.420E-01
	5.75	0.00	1.44	0.00	4.776E-06	0.00	-3.71
1025	COMB1						
	2.5E-01	0.00	-2.91	0.00	8.822E-06	0.00	-2.42
	1.63	0.00	-1.46	0.00	8.822E-06	0.00	5.792E-01
	3.00	0.00	-3.057E-03	0.00	8.822E-06	0.00	1.58
	4.38	0.00	1.45	0.00	8.822E-06	0.00	5.876E-01
	5.75	0.00	2.90	0.00	8.822E-06	0.00	-2.41
1025	COMB4 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.85	0.00	1.184E-05	0.00	-8.695E-01
	1.63	0.00	-7.609E-01	0.00	1.184E-05	0.00	9.262E-01
	3.00	0.00	3.293E-01	0.00	1.184E-05	0.00	1.22
	4.38	0.00	1.42	0.00	1.184E-05	0.00	8.609E-01
	5.75	0.00	2.51	0.00	1.184E-05	0.00	-9.285E-01
1025	COMB4 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.51	0.00	1.397E-06	0.00	-2.76
	1.63	0.00	-1.42	0.00	1.397E-06	0.00	-5.736E-02
	3.00	0.00	-3.339E-01	0.00	1.397E-06	0.00	1.15
	4.38	0.00	7.563E-01	0.00	1.397E-06	0.00	2.060E-02
	5.75	0.00	1.85	0.00	1.397E-06	0.00	-2.68
1025	COMB5 MAX						
	2.5E-01	0.00	-1.42	0.00	9.005E-06	0.00	3.418E-01
	1.63	0.00	-3.316E-01	0.00	9.005E-06	0.00	1.55
	3.00	0.00	7.585E-01	0.00	9.005E-06	0.00	1.25
	4.38	0.00	1.85	0.00	9.005E-06	0.00	1.42
	5.75	0.00	2.94	0.00	9.005E-06	0.00	2.208E-01
1025	COMB5 MIN						
	2.5E-01	0.00	-2.94	0.00	4.228E-06	0.00	-3.98
	1.63	0.00	-1.85	0.00	4.228E-06	0.00	-6.785E-01
	3.00	0.00	-7.631E-01	0.00	4.228E-06	0.00	1.12
	4.38	0.00	3.271E-01	0.00	4.228E-06	0.00	-5.386E-01
	5.75	0.00	1.42	0.00	4.228E-06	0.00	-3.83
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
1081	COMB1						
	0.00	0.00	-5.28	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	-2.64	0.00	0.00	0.00	5.94
	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.92
	4.50	0.00	2.64	0.00	0.00	0.00	5.94
	6.00	0.00	5.28	0.00	0.00	0.00	0.00
1081	COMB4 MAX						
	0.00	0.00	-3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	-1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94
	4.50	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	6.00	0.00	3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
1081	COMB4 MIN						
	0.00	0.00	-3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	-1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94
	4.50	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	6.00	0.00	3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
1081	COMB5 MAX						
	0.00	0.00	-3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	-1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94
	4.50	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	6.00	0.00	3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
1081	COMB5 MIN						
	0.00	0.00	-3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	-1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94
	4.50	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.46
	6.00	0.00	3.96	0.00	0.00	0.00	0.00
1082	COMB1						
	0.00	0.00	-5.28	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	0.00	-2.64	0.00	0.00	0.00	5.94
	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.92
	4.50	0.00	2.64	0.00	0.00	0.00	5.94





APÉNDICE B

		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1321	COMB5	MAX						
		0.00	0.00	-2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1321	COMB5	MIN						
		0.00	0.00	-2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1322	COMB1							
		0.00	0.00	-3.86	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.93	0.00	0.00	0.00	4.35
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.79
		4.50	0.00	1.93	0.00	0.00	0.00	4.35
		6.00	0.00	3.86	0.00	0.00	0.00	0.00
1322	COMB4	MAX						
		0.00	0.00	-2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1322	COMB4	MIN						
		0.00	0.00	-2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1322	COMB5	MAX						
		0.00	0.00	-2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1322	COMB5	MIN						
		0.00	0.00	-2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.50	0.00	-1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
		4.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	3.26
		6.00	0.00	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1323	COMB1							
		0.00	-40.79	-1.48	2.380E-02	-4.013E-02	5.568E-02	-2.34
		3.47	-40.09	-2.842E-01	2.380E-02	-4.013E-02	-2.856E-02	7.315E-01
		6.95	-39.40	9.077E-01	2.380E-02	-4.013E-02	-1.097E-01	-3.388E-01
1323	COMB4	MAX						
		0.00	104.56	-6.546E-01	3.543E-02	3.928E-02	1.570E-01	-9.043E-01
		3.47	105.08	2.393E-01	3.543E-02	3.928E-02	2.795E-02	1.29
		6.95	105.60	1.13	3.543E-02	3.928E-02	-5.935E-02	2.02
1323	COMB4	MIN						
		0.00	-165.74	-1.56	2.755E-04	-9.948E-02	-7.350E-02	-2.61
		3.47	-165.22	-6.657E-01	2.755E-04	-9.948E-02	-7.078E-02	-1.894E-01
		6.95	-164.70	2.283E-01	2.755E-04	-9.948E-02	-1.051E-01	-2.53
1323	COMB5	MAX						
		0.00	30.61	-8.546E-01	7.588E-02	2.002E-01	4.247E-01	-1.07
		3.47	31.13	3.930E-02	7.588E-02	2.002E-01	1.425E-01	7.838E-01
		6.95	31.65	9.332E-01	7.588E-02	2.002E-01	-8.500E-03	8.274E-01
1323	COMB5	MIN						
		0.00	-91.79	-1.36	-4.018E-02	-2.604E-01	-3.411E-01	-2.44
		3.47	-91.27	-4.657E-01	-4.018E-02	-2.604E-01	-1.853E-01	3.134E-01
		6.95	-90.75	4.283E-01	-4.018E-02	-2.604E-01	-1.560E-01	-1.34
1324	COMB1							
		0.00	-37.63	-1.39	4.320E-02	7.530E-03	1.552E-01	-2.20
		3.47	-36.94	-1.987E-01	4.320E-02	7.530E-03	5.362E-03	5.702E-01
		6.95	-36.24	9.932E-01	4.320E-02	7.530E-03	-1.450E-01	-7.961E-01
1324	COMB4	MAX						
		0.00	132.15	-1.459E-01	3.774E-02	2.181E-02	1.195E-01	1.29
		3.47	132.67	7.481E-01	3.774E-02	2.181E-02	1.551E-02	6.033E-01
		6.95	133.20	1.64	3.774E-02	2.181E-02	-9.004E-02	2.65
1324	COMB4	MIN						
		0.00	-188.60	-1.94	2.707E-02	-1.052E-02	1.132E-01	-4.58
		3.47	-188.08	-1.05	2.707E-02	-1.052E-02	-7.465E-03	2.519E-01
		6.95	-187.56	-1.521E-01	2.707E-02	-1.052E-02	-1.274E-01	-3.85
1324	COMB5	MAX						
		0.00	40.45	-6.800E-01	4.980E-02	5.700E-02	1.266E-01	-4.237E-01
		3.47	40.98	2.139E-01	4.980E-02	5.700E-02	4.050E-02	4.933E-01
		6.95	41.50	1.11	4.980E-02	5.700E-02	-4.951E-02	6.978E-01
1324	COMB5	MIN						



APÉNDICE B

		0.00	-96.91	-1.41	1.501E-02	-4.570E-02	1.061E-01	-2.87
		3.47	-96.38	-5.119E-01	1.501E-02	-4.570E-02	-3.246E-02	3.619E-01
		6.95	-95.86	3.820E-01	1.501E-02	-4.570E-02	-1.680E-01	-1.89
1325	COMB1							
		0.00	-27.98	-1.41	3.095E-02	1.312E-02	1.164E-01	-1.92
		3.47	-27.29	-2.137E-01	3.095E-02	1.312E-02	9.273E-03	8.974E-01
		6.95	-26.59	9.782E-01	3.095E-02	1.312E-02	-9.858E-02	-4.274E-01
1325	COMB4 MAX							
		0.00	135.53	-3.404E-01	3.690E-02	2.409E-02	1.444E-01	8.425E-01
		3.47	136.05	5.535E-01	3.690E-02	2.409E-02	1.703E-02	8.395E-01
		6.95	136.58	1.45	3.690E-02	2.409E-02	-1.517E-02	2.29
1325	COMB4 MIN							
		0.00	-177.51	-1.77	9.529E-03	-4.403E-03	3.024E-02	-3.73
		3.47	-176.98	-8.740E-01	9.529E-03	-4.403E-03	-3.121E-03	5.065E-01
		6.95	-176.46	1.995E-02	9.529E-03	-4.403E-03	-1.327E-01	-2.93
1325	COMB5 MAX							
		0.00	79.19	-5.520E-01	5.330E-02	3.440E-02	2.392E-01	2.545E-01
		3.47	79.71	3.420E-01	5.330E-02	3.440E-02	2.433E-02	7.246E-01
		6.95	80.23	1.24	5.330E-02	3.440E-02	5.238E-02	1.47
1325	COMB5 MIN							
		0.00	-121.16	-1.56	-6.869E-03	-1.472E-02	-6.460E-02	-3.14
		3.47	-120.64	-6.624E-01	-6.869E-03	-1.472E-02	-1.042E-02	6.215E-01
		6.95	-120.12	2.315E-01	-6.869E-03	-1.472E-02	-2.002E-01	-2.12
1326	COMB1							
		0.00	-38.78	-1.35	3.175E-02	-1.466E-02	1.004E-01	-1.77
		3.47	-38.09	-1.539E-01	3.175E-02	-1.466E-02	-1.044E-02	8.507E-01
		6.95	-37.39	1.04	3.175E-02	-1.466E-02	-1.201E-01	-6.760E-01
1326	COMB4 MAX							
		0.00	117.29	-2.732E-01	3.238E-02	2.630E-03	1.193E-01	1.33
		3.47	117.81	6.208E-01	3.238E-02	2.630E-03	1.857E-03	8.070E-01
		6.95	118.34	1.51	3.238E-02	2.630E-03	-4.704E-02	1.85
1326	COMB4 MIN							
		0.00	-175.47	-1.75	1.523E-02	-2.463E-02	3.120E-02	-3.99
		3.47	-174.95	-8.516E-01	1.523E-02	-2.463E-02	-1.752E-02	4.690E-01
		6.95	-174.43	4.228E-02	1.523E-02	-2.463E-02	-1.332E-01	-2.87
1326	COMB5 MAX							
		0.00	32.01	-7.058E-01	3.614E-02	1.276E-02	1.511E-01	-2.582E-01
		3.47	32.53	1.981E-01	3.614E-02	1.276E-02	9.060E-03	7.120E-01
		6.95	33.05	1.08	3.614E-02	1.276E-02	1.160E-02	5.163E-01
1326	COMB5 MIN							
		0.00	-90.18	-1.31	1.147E-02	-3.476E-02	-5.951E-04	-2.40
		3.47	-89.66	-4.190E-01	1.147E-02	-3.476E-02	-2.472E-02	5.640E-01
		6.95	-89.14	4.749E-01	1.147E-02	-3.476E-02	-1.918E-01	-1.53
1327	COMB1							
		0.00	-29.08	-1.31	5.125E-02	-1.786E-02	1.659E-01	-1.93
		3.47	-28.38	-1.193E-01	5.125E-02	-1.786E-02	-1.260E-02	5.599E-01
		6.95	-27.69	1.07	5.125E-02	-1.786E-02	-1.901E-01	-1.09
1327	COMB4 MAX							
		0.00	128.47	-1.155E-01	4.566E-02	-1.331E-03	1.333E-01	1.45
		3.47	128.99	7.784E-01	4.566E-02	-1.331E-03	-9.120E-04	5.375E-01
		6.95	129.52	1.67	4.566E-02	-1.331E-03	-1.189E-01	2.26
1327	COMB4 MIN							
		0.00	-172.09	-1.85	3.122E-02	-2.546E-02	1.156E-01	-4.35
		3.47	-171.57	-9.573E-01	3.122E-02	-2.546E-02	-1.799E-02	3.023E-01
		6.95	-171.05	-6.342E-02	3.122E-02	-2.546E-02	-1.663E-01	-3.89
1327	COMB5 MAX							
		0.00	39.07	-6.498E-01	6.145E-02	1.928E-02	1.525E-01	-2.842E-01
		3.47	39.59	2.441E-01	6.145E-02	1.928E-02	1.367E-02	4.904E-01
		6.95	40.11	1.14	6.145E-02	1.928E-02	-7.252E-02	3.304E-01
1327	COMB5 MIN							
		0.00	-82.68	-1.32	1.543E-02	-4.607E-02	9.643E-02	-2.61
		3.47	-82.16	-4.230E-01	1.543E-02	-4.607E-02	-3.257E-02	3.494E-01
		6.95	-81.64	4.709E-01	1.543E-02	-4.607E-02	-2.127E-01	-1.96
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.
1440	COMB1							
		0.00	-24.37	-8.292E-01	-1.020E-01	4.601E-02	-3.257E-01	-6.963E-01
		3.47	-23.81	1.239E-01	-1.020E-01	4.601E-02	3.076E-02	5.338E-01
		6.95	-23.26	1.08	-1.020E-01	4.601E-02	3.825E-01	-1.55
1440	COMB4 MAX							
		0.00	21.56	-5.463E-01	-6.683E-02	6.296E-02	-1.956E-01	-2.364E-01
		3.47	21.98	1.686E-01	-6.683E-02	6.296E-02	4.212E-02	4.764E-01
		6.95	22.39	8.834E-01	-6.683E-02	6.296E-02	3.669E-01	-9.299E-01
1440	COMB4 MIN							
		0.00	-58.12	-6.976E-01	-8.612E-02	6.056E-03	-2.929E-01	-8.081E-01
		3.47	-57.70	1.728E-02	-8.612E-02	6.056E-03	4.017E-03	3.244E-01
		6.95	-57.28	7.321E-01	-8.612E-02	6.056E-03	2.069E-01	-1.39
1440	COMB5 MAX							
		0.00	39.40	-5.336E-01	-6.629E-02	4.743E-02	-2.016E-01	-9.306E-02
		3.47	39.82	1.813E-01	-6.629E-02	4.743E-02	3.172E-02	5.887E-01
		6.95	40.23	8.961E-01	-6.629E-02	4.743E-02	3.335E-01	-1.05

APÉNDICE B

1440	COMB5	MIN						
		0.00	-75.95	-7.103E-01	-8.667E-02	2.158E-02	-2.869E-01	-9.515E-01
		3.47	-75.54	4.556E-03	-8.667E-02	2.158E-02	1.441E-02	2.121E-01
		6.95	-75.12	7.194E-01	-8.667E-02	2.158E-02	2.403E-01	-1.27
1441	COMB1							
		0.00	-8.65	-9.708E-01	-1.188E-01	-1.716E-02	-4.237E-01	-9.107E-01
		3.47	-8.10	-1.769E-02	-1.188E-01	-1.716E-02	-1.120E-02	8.088E-01
		6.95	-7.54	9.354E-01	-1.188E-01	-1.716E-02	4.019E-01	-7.863E-01
1441	COMB4	MAX						
		0.00	6.89	-6.643E-01	-7.197E-02	4.460E-03	-2.542E-01	-4.177E-01
		3.47	7.31	5.057E-02	-7.197E-02	4.460E-03	3.010E-03	6.537E-01
		6.95	7.73	7.654E-01	-7.197E-02	4.460E-03	3.459E-01	-4.179E-01
1441	COMB4	MIN						
		0.00	-19.87	-7.920E-01	-1.063E-01	-3.020E-02	-3.813E-01	-9.483E-01
		3.47	-19.46	-7.711E-02	-1.063E-01	-3.020E-02	-1.981E-02	5.594E-01
		6.95	-19.04	6.377E-01	-1.063E-01	-3.020E-02	2.569E-01	-7.616E-01
1441	COMB5	MAX						
		0.00	31.35	-5.510E-01	-8.371E-02	6.201E-04	-2.924E-01	-3.573E-02
		3.47	31.76	1.638E-01	-8.371E-02	6.201E-04	4.821E-04	6.502E-01
		6.95	32.18	8.787E-01	-8.371E-02	6.201E-04	3.191E-01	-2.886E-02
1441	COMB5	MIN						
		0.00	-44.33	-9.052E-01	-9.456E-02	-2.636E-02	-3.431E-01	-1.33
		3.47	-43.91	-1.904E-01	-9.456E-02	-2.636E-02	-1.728E-02	5.630E-01
		6.95	-43.49	5.245E-01	-9.456E-02	-2.636E-02	2.837E-01	-1.15
1442	COMB1							
		0.00	9.09	-1.13	-1.098E-01	-5.703E-04	-3.819E-01	-1.70
		3.47	9.64	-1.781E-01	-1.098E-01	-5.703E-04	-4.158E-04	5.786E-01
		6.95	10.20	7.750E-01	-1.098E-01	-5.703E-04	3.811E-01	-4.568E-01
1442	COMB4	MAX						
		0.00	31.66	-8.002E-01	-7.132E-02	1.021E-02	-2.526E-01	-1.07
		3.47	32.08	-8.539E-02	-7.132E-02	1.021E-02	6.555E-03	4.748E-01
		6.95	32.49	6.295E-01	-7.132E-02	1.021E-02	3.093E-01	-1.919E-01
1442	COMB4	MIN						
		0.00	-18.03	-8.966E-01	-9.343E-02	-1.106E-02	-3.203E-01	-1.47
		3.47	-17.61	-1.818E-01	-9.343E-02	-1.106E-02	-7.179E-03	3.931E-01
		6.95	-17.19	5.331E-01	-9.343E-02	-1.106E-02	2.623E-01	-4.933E-01
1442	COMB5	MAX						
		0.00	27.87	-8.217E-01	-7.265E-02	6.383E-03	-2.564E-01	-1.12
		3.47	28.29	-1.069E-01	-7.265E-02	6.383E-03	4.086E-03	5.153E-01
		6.95	28.70	6.080E-01	-7.265E-02	6.383E-03	3.175E-01	-2.439E-01
1442	COMB5	MIN						
		0.00	-14.24	-8.751E-01	-9.211E-02	-7.238E-03	-3.165E-01	-1.43
		3.47	-13.82	-1.603E-01	-9.211E-02	-7.238E-03	-4.709E-03	3.526E-01
		6.95	-13.40	5.546E-01	-9.211E-02	-7.238E-03	2.541E-01	-4.413E-01

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

VIGAS:

in lb/ft	cm kg/m	d (cm)	t <sub>w</sub> (cm)	b (cm)	t <sub>r</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )	r (cm)
14x26	35.6x38.9	35.3	0.58	12.8	0.85	49.6	10198	578	14.4
14x34	35.6x50.6	35.5	0.72	17.1	1.16	64.5	14152	796	14.8
16x26	40.6x38.9	39.9	0.64	14.0	0.88	49.6	12529	629	15.9
16x31	40.6x46.2	40.3	0.70	14.0	1.12	58.8	15609	773	16.3
16x36	40.6x53.7	40.3	0.75	17.7	1.09	68.4	18647	926	16.5
16x40	40.6x59.8	40.7	0.78	17.8	1.28	76.1	21561	1060	16.8
16x45	40.6x67.4	41.0	0.88	17.9	1.44	85.8	24391	1191	16.9
16x50	40.6x74.4	41.3	0.97	18.0	1.60	94.8	27430	1327	17.0
16x57	40.6x85.1	41.7	1.09	18.1	1.82	108.4	31550	1511	17.1
16x67	40.6x99.8	41.5	1.00	26.0	1.69	127.1	39708	1917	17.7
16x77	40.6x114.5	42.0	1.16	26.1	1.93	145.8	46202	2196	17.8
16x89	40.6x132.7	42.5	1.32	26.3	2.22	169.0	54110	2540	17.9
16x100	40.6x148.9	43.1	1.49	26.5	2.50	189.7	62018	2868	18.0
18x35	45.7x52.2	45.0	0.76	15.2	1.08	66.5	21228	944	17.9
18x40	45.7x59.8	45.5	0.80	15.3	1.33	76.1	25473	1121	18.3
18x46	45.7x68.4	45.9	0.91	15.4	1.54	87.1	29.636	1291	18.4
18x50	45.7x74.5	45.7	0.90	19.0	1.45	94.8	33298	1497	18.7
18x55	45.7x82	46.0	0.99	19.1	1.60	104.5	37045	1611	18.8
18x60	45.7x89.1	46.3	1.05	19.2	1.77	113.6	40957	1770	18.9
18x65	45.7x96.7	46.6	1.14	19.3	1.91	123.2	44537	1917	19.0
18x71	45.7x105.3	46.9	1.26	19.4	2.06	134.2	48699	2081	19.1
18x76	45.7x112.9	46.3	1.08	28.0	1.73	143.9	55359	2393	19.6
18x86	45.7x128.1	46.7	1.22	28.2	1.96	163.2	63683	2720	19.7
18x97	45.7x144.3	47.2	1.36	28.3	2.21	183.9	72840	3081	19.9
18x106	45.7x157.5	47.6	1.50	28.4	2.39	200.7	79500	3343	19.9
18x119	45.7x177.8	48.2	1.66	28.6	2.69	226.5	91154	3785	20.0
21x44	53.3x65.8	52.5	0.89	16.5	1.14	83.9	35088	1337	20.5
21x50	53.3x74.4	52.9	0.97	16.6	1.36	94.8	40957	1549	20.8
21x57	53.3x84.6	53.5	1.03	16.6	1.65	107.7	48699	1819	21.2
21x62	55.3x92.7	53.3	1.02	20.9	1.56	118.1	55359	2081	21.7
21x68	55.3x101.3	53.7	1.09	21.0	1.74	129.0	61602	2294	21.8
21x73	55.3x108.9	53.9	1.16	21.1	1.88	138.7	66597	2474	21.9
21x83	55.3x123.1	54.4	1.31	21.2	2.12	156.8	76170	2802	22.0
21x93	55.3x138.3	54.9	1.47	21.4	2.36	176.1	86160	3146	22.1
21x101	55.3x150.9	54.3	1.27	31.2	2.03	192.3	100728	3720	22.9
21x111	55.3x165.6	54.6	1.4	31.3	2.22	211.0	111133	4080	23.0
21x122	55.3x181.8	55.1	1.52	31.5	2.44	231.6	123204	4474	23.1
21x132	55.3x196.3	55.4	1.65	31.6	2.63	250.3	134026	4834	23.2
21x147	55.3x218.8	56.0	1.83	31.8	2.92	278.7	151091	5391	23.3

APÉNDICE C

COLUMNAS:

	Clave	kg/m	d (cm)	t <sub>w</sub> (cm)	b (cm)	t <sub>r</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>3</sup> )	S (cm <sup>4</sup> )	r (cm)
C-1	60x60x44	775.58	60	4.45	60	4.45	988	762200	17000	22.75
C-2	45x45x25	338.34	45	2.54	45	2.54	431	130100	578.2	17.37
C-3	35x35x25	259.05	35	2.54	35	2.54	330	58270X	333.3	13.29
C-4	55x55x38	612.30	55	3.81	55	3.81	780	342600	12500	20.96
C-5	40x40x25	299.09	40	2.54	40	2.54	381	89420	447.1	15.33
C-6	30x30x25	219.015	30	2.54	30	2.54	279	35360	235.8	11.26
C-7	50x50x25	378.37	50	2.54	50	2.54	482	181500	726.2	19.40
C-8	30x30x19	167.99	30	1.91	30	1.91	214	28290	188.6	11.50
C-9	60x60x51	876.06	60	5.08	60	5.08	1116	565800	18900	22.52
C-10	65x65x44	844.66	65	4.445	65	4.445	1076	661000	20300	24.79
C-11	60x60x25	458.44	60	2.54	60	2.54	584	321900	10700	23.48

CONTRAVENTEOS:

Clave	kg/m	d (cm)	t <sub>w</sub> (cm)	b (cm)	t <sub>r</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )	r (cm)
20x15x25	120.105	20	2.54	15	2.54	153	8482	74.8	7.04
30x20x25	179.765	30	2.54	20	2.54	229	26860	176.1	10.83
35x15x25	178.980	35	2.54	15	2.54	228	31450	179.7	11.74
35x20x25	199.390	35	2.54	20	2.54	254	38160	218.0	12.27
40x20x25	219.015	40	2.54	20	2.54	279	53720	268.6	13.88
40x20x32	267.685	40	3.18	20	3.18	341	63300	316.6	13.63