

320



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES PARA ADECUARLO AL REGLAMENTO 1987 DEL DISTRITO FEDERAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA ALBERTO BENITEZ LOPEZ.

FALLA DE ORIGEN

San Juan de Aragón, Edo. de México 1990





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I. INTRODUCCION	1
II. GENERALIDADES SOBRE EL PROBLEMA DE REFORZAMIENTO POST-SISMICO DE EDIFICIOS. DESCRIPCION Y EVALUACION DE TECNICAS CONSTRUCTIVAS DISPONIBLES.	5
2.1. Refuerzo de Estructuras Dañadas por los Sismos.	5
2.2. Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería.	14
III. DESCRIPCION Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO ANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985.	51
3.1. Descripción del Edificio.	51
3.2. Descripción del Comportamiento Estructural del Edificio Durante los Sismos de 1985.	52
3.3. Descripción de las Causas Probables de Daños.	58
3.4. Criterios.	60
IV. REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL ANTE LAS SOLICITACIONES DEL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES EN EL DIS-TRITO FEDERAL VIGENTE EN LA EPOCA DE SU CONSTRUCCION.	63
4.1. Generalidades.	63
4.2. Rigideces de los Sistemas Resistentes.	64
4.3. Analisis Estático.	81
4.4. Analisis Estructural.	98
4.5. Requisitos para el Dimensionamiento de Estructuras de Concreto.	104
4.6. Revisión de Vigas.	112
4.7. Revisión de Columnas.	120

4.8. Revisión de Unión Viga-columna.	126
4.9. Comentarios.	127
V. PRESENTACION Y ANALISIS DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO APLICANDO EL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES EN EL DISTRITO FEDERAL DE 1987.	129
5.1. Generalidades.	129
5.2. Propuesta del Reforzamiento.	130
5.3. Rigideces de Entrepiso.	134
5.4. Analisis Dinámico.	139
5.5. Analisis Estructural (condición reforzada).	161
VI. DISEÑO DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO.	175
6.1. Generalidades.	175
6.2. Revisión de Vigas.	176
6.3. Revisión de Columna.	181
6.4. Uniones Viga-columna.	189
6.5. Diseño de Muro de Rigidez.	190
6.6. Notas sobre el Procedimiento Constructivo.	193
VII. CONCLUSIONES.	199
REFERENCIAS.	201

CAPITULO I

INTRODUCCION.

Los terremotos son fenómenos naturales que causan grandes daños a la humanidad, especialmente en las obras de infraestructura. La ocurrencia de uno de estos fenómenos frecuentemente va seguida por una revisión de los reglamentos de construcción para incorporar en las nuevas edificaciones las lecciones que se obtienen de los daños del terremoto.

A raíz del sismo que azotó a la Ciudad de México el 19 de septiembre de 1985, se realizaron estudios de gran extensión y Profundidad para analizar los daños en las edificaciones y como resultado de los mismos se implantaron importantes modificaciones al Reglamento de Construcción.

El nuevo Reglamento de Construcciones, Puesto en vigor el 4 de julio de 1987, incluye disposiciones para el diseño sísmico de edificios considerablemente más severas que las contenidas en el reglamento anterior de 1976.

Lo anterior plantea a los ingenieros y a los Propietarios de bienes inmuebles incertidumbres sobre el tratamiento que debe darse a aquellas edificaciones construidas conforme al reglamento de 1976 y que sufrieron poco o ningún daño durante el sismo de

1985. A este respecto, el reglamento vigente distingue entre 2 grupos de edificios según su importancia:

Los edificios muy importantes (del grupo A) deben ser objeto de las obras de reforzamiento que sean necesarias para que cumplan con las normas de seguridad estructural del nuevo reglamento, independientemente de que hayan sufrido o no daños durante el sismo de 1985. En cambio, para las estructuras comunes (del grupo B) no es necesario efectuar ningún reforzamiento si la estructura sufrió daños principalmente en elementos no estructurales.

Esta última disposición no es fácilmente comprendida por los propietarios y aún por los ingenieros, quienes se resisten a dejar sin reforzamiento un edificio que se sabe no cumple con las disposiciones reglamentarias.

Por otra parte, el reforzamiento de una estructura es un problema diferente al de la construcción de una nueva. Es inevitable que se tengan, en el primer caso, un gran número de incertidumbres, tanto para los procedimientos de análisis como para las técnicas de construcción.

En esta tesis se desarrolla el proyecto de reforzamiento de un edificio de 7 niveles, con pisos de vigueta y bovedilla, marcos con vigas y columnas de concreto reforzado y cimentación mediante un cajón de compensación. El edificio, por su uso, se clasifica en el grupo B de edificaciones y durante el sismo hubo daños ligeros en algunos elementos estructurales, atribuibles más a defectos constructivos que a errores de concepción estructural. De acuerdo con esto, no requería adecuarse al nuevo reglamento de 1997. Sin embargo, los propietarios decidieron reforzarlo para poder rentarlo, ya que no encontraban inquilinos por la desconfianza que inspiraba en los posibles usuarios.

En el capítulo II de este trabajo, se plantean los problemas generales que se encuentran en el reforzamiento post-sísmico de edificios y se describen y evalúan las técnicas constructivas que actualmente existen para este propósito.

En el tercer capítulo se describe y evalúa el comportamiento del inmueble durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, llegándose a la conclusión de que el edificio era recuperable.

En el capítulo cuarto se revisa la estructura original conforme al reglamento vigente en la época de su construcción y se llega a la conclusión de que el edificio estaba, en términos generales, bien concebido.

El capítulo V incluye una propuesta de un sistema de reforzamiento de la estructura para obligarla a cumplir con las normas de 1987; posteriormente se determinan los elementos mecánicos internos que se generan en los elementos estructurales al aplicar estas normas.

En el sexto capítulo es diseñado el reforzamiento, demostrándose que los elementos reforzados son capaces de resistir las solicitaciones impuestas por el reglamento de 1987. Así mismo, se incluye una breve descripción del proceso constructivo que se siguió.

Finalmente, se presentan algunas conclusiones de carácter general que, a juicio del autor, pueden extraerse de este trabajo.

C A P I T U L O I I

GENERALIDADES SOBRE EL PROBLEMA DEL REFORZAMIENTO POST-SISMICO DE EDIFICIOS. DESCRIPCION Y EVALUACION DE TECNICAS CONSTRUCTIVAS DISPONIBLES.

2.1. Refuerzo de las Estructuras Dañadas por los Sismos.

2.1.1. Introducción.

El trabajo de reforzamiento de edificios dañados durante un sismo es una especialidad de la ingeniería civil relativamente nueva. Difiere de la ingeniería sismo-resistente principalmente en que después de la ocurrencia de un terremoto, se presenta una situación de caos y confusión, acompañada de serios problemas económicos y administrativos, sobre todo en los países menos desarrollados, donde las construcciones generalmente están hechas de materiales tales como adobe, madera o combinación de éstos, o bien de concreto armado.

Analizando el mapa sísmico del mundo, se observa que en las zonas del Mediterráneo, Medio Oriente y América Latina, existe una alta densidad de población y edificios de poca resistencia sísmica, aumentando así las cifras en los daños estructurales y personas afectadas, y es en esas zonas precisamente donde más se

requiere la asistencia técnica.

A Pesar de ser un área Poco estudiada de la ingeniería sísmica, existen importantes fuentes de información accesible. Hay mucha literatura sobre este tema y existen registros de edificios que se encuentran en servicio después de 30 ó 40 años de haber sido reforzados.

2.1.2. Desarrollo Histórico.

2.1.2.1. Desarrollo en tiempos de paz desde 1920.

Durante los últimos 50 años miles de estructuras debilitadas por la acción de un sismo, han sido reforzadas para adecuarlas a las normas vigentes, sobre todo a partir de la Segunda Guerra Mundial. En Europa y Lejano Oriente muchas edificaciones sufrieron daños semejantes a los provocados por un terremoto fuerte durante los bombardeos y a pesar de ser una experiencia totalmente diferente, en el Reino Unido fueron publicados por la Building Research Station, una serie de boletines acerca de la reparación de daños de guerra.

Para ello, se han empleado diversos métodos tales como revestimiento a presión, varillas de amarre y pernos de anclaje neumáticos para soporte e inyecciones químicas en zonas débiles de la cimentación. Sin embargo, el concreto lanzado ha sido uno de los métodos más empleados, ya que paralelamente a él, se evitan las costosas cimbras. Consiste en añadir un nuevo acero de refuerzo para asimilar las tracciones y el concreto lanzado lo cubre lográndose una ligazón con la estructura primaria tal, que no podría conseguirse por otro medio.

2.1.2.2. Refuerzo pre-sismo de edificios existentes.

Siendo la categoría más reciente para construcción antisismo, los métodos empleados consisten en añadir un refuerzo para que asuma nuevos tipos de cargas. El método se desarrolló después del terremoto de 1933 en Long Beach (California) en donde un gran número de edificaciones no reforzadas resultaron dañadas. Los legisladores pudieron controlar el diseño y construcción de nuevos edificios, gracias a los poderes que les otorgaba el Field Act y en 1959 la ciudad obtuvo la autorización para poder solicitar que todos los edificios renovados cumplieren con las normas sismo-resistentes.

Uno de los métodos más empleados fue el de añadir una capa de gunita reforzada en ambas caras de las Paredes sostenedoras, así como diafragmas horizontales en los niveles de piso y techo, formándose un sistema de cajón simple.

2.1.2.3. Refuerzo después de un terremoto de estructuras no porticadas.

En 1963 no existía ninguna publicación sobre reforzamiento de edificios para que éstos llegasen a tener una resistencia sísmica. El terremoto de Skopje de ese año marcó la pauta para que se considerara la posibilidad de reforzar edificaciones que no incorporaban ningún elemento antisísmico, y no fue sino hasta 1964 cuando se trazó un esquema importante para la ciudad en ese aspecto. Actualmente la mayoría de los edificios urbanos y rurales son construidos con Paredes de Piedra, ladrillo y concreto y no tiene soporte estructural, de ahí la necesidad de un estudio sobre el comportamiento de la estructura, fuertemente influido por el número de Pisos y su alineamiento con otros edificios similares, así como la creación de una nueva base para el cálculo del factor

sismico. Los métodos de reforzamiento Podrian añadir al edificio existente un sistema estructural dúctil tridimensional.

2.1.2.4. Refuerzo de estructuras porticadas después de un terremoto.

Existe realmente poco material escrito de esta rama de la ingeniería sísmica en relación con lo mucho que hay sobre Procedimientos de diseño de edificios nuevos. Específicamente se requieren estudios Profundos sobre:

a. Las descripciones de trabajos sobre refuerzo antisísmico que se han hecho en estructuras individuales, sean en el estado Pre-sismo, no Perturbado o en el Post-sismo dañado.

b. Reseñas del comportamiento de edificios reforzados durante subsecuentes temblores.

c. Las descripciones de las reparaciones estructurales que se han llevado a cabo en una ciudad grande afectada, dando la logística correspondiente.

2.1.2.5. Planes Prioritarios en ingeniería sísmica.

Quienes dirigen los distintos Gobiernos (municipal, estatal, etc) deben ser los responsables del control sobre la industria de la construcción, sobre todo en los trabajos de reconstrucción y Para ello es necesario que cuenten con poderes para promulgar normas, definir Prioridades, autorizar trabajos o Prohibirlos.

Un análisis detallado sobre Grados de intensidad, clasificación de edificios y servicios, se hace necesario y de él Podria elaborarse un mapa de la zona afectada mostrando Areas de colapso y grado de daños.

Los Planes Para Proveer de nuevas viviendas Pueden incluir la

evacuación parcial de personas de edad, mujeres y de niños; la habilitación de nuevos suburbios de casas prefabricadas; reparaciones primarias a casas sin daño estructural y posteriormente, cuando lo permitan los recursos, restauraciones estructurales y refuerzo de edificios con daños graves.

2.1.3. Consideraciones Estructurales.

2.1.3.1. Diferencia entre restauración y refuerzo.

Se hace necesario distinguir entre restauración y refuerzo. La primera puede ser superficial (pintar, reparar Puertas y ventanas) o estructural, la cual consiste en reconstruir Paredes agrietadas, reparar pisos y soportes, etc. Esta categoría de trabajo no devuelve al edificio la resistencia original.

El refuerzo puede ser de 2 tipos también: el estructural normal, que consiste en reparar la resistencia vertical de la estructura (reconstruyendo Paredes más gruesas o encajonando columnas y vigas); o el reforzamiento antisísmico, que implica aumentar la resistencia para soportar cargas horizontales y dinámicas o en su defecto, añadir algún tipo de estructura o pórtico (en edificios sin estructura). Tales trabajos de reforzamiento requieren de conocimientos y estudios especializados mayores que en los trabajos de restauración.

En caso de que las etapas de reforzamiento sean dejadas para fechas posteriores y solo se atiendan las restauraciones por la urgencia de dar vivienda a las personas, un acondicionamiento de estructura externa sería lo ideal para no provocar problemas a los ocupantes. Se hace necesaria, a su vez, una legislación para que se tenga la seguridad de que un edificio ha quedado completamente firme antes de ocuparlo.

2.1.3.2. Estructuras y sus reacciones.

Los edificios y estructuras varían mucho en cada país y sin embargo, pueden encontrarse las siguientes clases:

a. *Edificios pequeños tradicionales* de adobe, ladrillo secado al sol. Usualmente con una estructura liviana de madera y techo de barro, ofrecen poca resistencia, las paredes se colapsan y los techos son propensos a hundirse.

b. *Casas tradicionales rurales y urbanas*, con paredes maestras de piedra o ladrillo y techo pesado de madera y tejas. Estas construcciones generalmente fallan.

c. *Edificios modernos con paredes maestras* de piedra, ladrillo, techo con tejas pero sin ningún pórtico estructural o refuerzo. A pesar de ser un modelo estructural rígido y no flexible, es quebradizo y puede ser considerado el más peligroso de todos.

d. *Edificios modernos con pórticos estructurales que forman parte del mismo*. Estos se encuentran en todo tipo y tamaño, desde casas de 2 pisos hasta rascacielos. Siendo diseñados conforme a un código antisísmico, su comportamiento resulta ser bueno, aún al soportar fuerzas de viento, particularmente en estructuras simétricas en su plano y elevación y de modesta altura. La falta de simetría, las elevaciones tipo cantilever y los puntos excéntricos de fijación propenden a producir efectos de torsión o periodos diferentes, que tienen como resultado daños múltiples y costos muy elevados de reforzamiento.

e. *Edificios modernos de construcción compuesta*, parcialmente rígidos y parcialmente estructurados. El efecto inmediato después de un terremoto es la distorsión lateral del primer piso. Si esta es leve, pueden hacerse inserciones reforzantes de concreto armado o acero estructural. Si la distorsión es marcada, puede resultar cara la preservación del edificio.

f. *Casas moderadas de madera con estructuras reforzadas*.

Pueden soportar gran distorsión sin colapso.

2.1.3.3. Estructuras no porticadas y estructuras porticadas.

Si un edificio contiene un pórtico estructural y esta algo dañado, es relativamente fácil reforzar el pórtico y luego prestar atención a elementos secundarios. Por otro lado, si el edificio no posee ningún pórtico debe añadirse una estructura de acero de algún tipo, por lo tanto, en el campo de la ingeniería post-sísmica, las estructuras pueden ser generalmente divididas en 2 tipos fundamentales: las que ya tienen estructuras y las que no. Ello da una idea de la reacción de la edificación ante el sismo, la naturaleza del daño y el método de reparación. Ahora bien, las estructuras porticadas se adecúan a la teoría elástica y las que no lo son no se adecúan. Las estructuras porticadas son una pequeña porción del total, probablemente menos del 5 %.

2.1.4. Fortalecimiento Antisísmico.

2.1.4.1. Evaluación de daños.

La evaluación de daños de una estructura es una tarea relativamente fácil que implica la apreciación de daños a miembros sustentantes de cargas, tanto exteriores como interiores y tanto en el plano horizontal como en el vertical.

En caso de que el edificio haya sido distorsionado, restaurar la resistencia vertical de la estructura es poco económico, más aún si el factor de seguridad que queda contra cargas verticales no es satisfactorio. En cualquier edificio, todos los miembros portantes de cargas fracturados, deben ser reconstruidos y reforzados.

2.1.4.2. Grados de reforzamiento.

Generalmente la tarea más difícil de todas en el fortalecimiento antisísmico, es la de reforzar estructuras que no tienen pórtico y que ya han sido sacudidas, ya que el diseño elástico no es aplicable y la selección de lo que se puede hacer es muy limitada. La tarea de reforzamiento de estructuras debe contemplar una suficiente resistencia contra fuerzas sísmicas y una alta ductilidad o deformabilidad contra desplazamientos horizontales. El reforzamiento puede ser de 2 grados:

a. Refuerzo para un periodo limitado, en estructuras sin pórtico o combinadas.

b. Refuerzo para un periodo largo, principalmente en aquellos edificios porticados que no han sido dañados severamente.

Es necesario destacar que el diseño debe ser simple y para un tiempo limitado, el costo de la estructura no debe exceder un tercio del costo de demolición y para efectos a largo plazo, la mitad del costo de demolición es económicamente viable. La operación de refuerzo, en sí misma, es una porción menor del costo total, pero no puede ser omitida.

2.1.4.3. Refuerzo de edificios sin pórtico.

La mayoría de las debilidades que presenta este tipo de estructuras al ser sacudidas por un terremoto, se deben a una falta de resistencia horizontal. La inclusión de paredes internas de corte o de columnas externas podría evitar daños y víctimas. Otra alternativa es la de incluir algún tipo de construcción de superficie tensada, por ejemplo mallas de acero para cubrir las paredes externas, con el acero más pesado a nivel de piso de suelo, reduciéndolo progresivamente en peso en cada piso superior y recubrirlas con gunita de un espesor de 50 a 70

mm. mejorando la resistencia dúctil del edificio.

2.1.4.4. Edificios Porticados.

Para edificios porticados es recomendable lo siguiente: todas las vigas y columnas dañadas pueden ser reparadas añadiendo mangas o tablillas de gunita reforzada, principalmente en las juntas que resisten momentos. Las grietas en las paredes pueden ser selladas con resina epóxica o en su defecto con un acabado de gunita reforzada.

Las cajas de escaleras, elevadores y patio de luces generalmente absorben gran parte de la energía y resultan severamente dañadas. Estas cajas pueden ser reforzadas interiormente con acero angular pesado, y externamente pueden ser porticadas con gunita reforzada dando continuidad a través de las paredes y pisos.

Donde las entradas principales están recesadas y el pórtico también esté hacia dentro, las vigas horizontales a nivel de cada piso son discontinuas a lo ancho de este receso, y es común encontrar que la estructura principal se ha fracturado a nivel de primer piso a ambos lados de la parte recesada. Insertar una viga de concreto armado a lo ancho del espacio puede ayudar a que la viga sea continua.

2.1.5. Problemas a Nivel Mundial.

a. Actualmente se están realizando demasiadas investigaciones acerca de futuras estructuras, dejando a un lado problemas mucho más serios que el presente, es decir, millones de edificios no reforzados en los cuales viven y trabajan, a su vez, millones de personas. Suponiendo que el 10 % de la población humana vive en zonas sísmicas activas y que el promedio de cada familia es de 6

Personas, vemos que serían 1,000 millones el número de viviendas que estarían en peligro en el año 2,000.

b. Dada esta demanda, una manera de evitar o disminuir los riesgos, sería concentrar toda la investigación en el diseño de edificios pequeños y medianos, con buenas propiedades dinámicas y pórticos simples.

c. Es esencial familiarizarse, en todos los niveles de la industria de la construcción, con las peculiaridades de la ingeniería sismo-resistente. Debe capacitarse en dinámica simple, tanto a profesionales como a maestros de obra.

d. Los ingenieros, arquitectos y contratistas, deben aprender como examinar un edificio que ha sufrido sacudimiento y diagnosticar los efectos de corte en la base y el mecanismo de daños resultante.

Tal entrenamiento en estos principios beneficiaría en todos los niveles de la industria, tanto en función de los grandes programas de construcción del futuro, como para la reparación de estructuras dañadas.

2.2. Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería.

2.2.1. Identificación y Evaluación Preliminar de Daños.

2.2.1.1. Objetivos.

El primer paso para plantear la posible reparación de una estructura es el reconocimiento de los daños existentes en ella. Dicha información servirá para 2 objetivos primordiales:

a. Definición de demolición inmediata o en su defecto si procede la consideración de su reparación.

b. Determinación de la estrategia y detalles de la

rehabilitación temporal.

Es decir, en esta primera etapa deberá definirse si se justifica la reparación o si por el peligro de derrumbe inmediato se procede a la demolición. Hay ocasiones en las que la decisión de demoler o no puede retrasarse hasta contar con información más completa. En todo caso, si se procede a reparar la estructura, deben tomarse las medidas de apuntalamiento necesarias inmediatas. Cabe señalar que esta primera etapa deberá complementarse posteriormente con una revisión más detallada de la que se desprenderá el proyecto de reparación definitivo.

2.2.1.2. Inspección Preliminar.

En la inspección preliminar, que consiste en una revisión ocular de toda la estructura, deberán identificarse los daños existentes, comprender el sistema estructural y su comportamiento ante el sismo. Es necesario, por lo tanto, identificar el sistema estructural utilizado (marcos rígidos, muros de concreto reforzado, muros de mampostería, elementos precolados, o bien, alguna combinación de los sistemas anteriores), así como el sistema de cimentación empleado (zapatas corridas o aisladas, sistemas reticulares parcial o totalmente compensados, pilotes de fricción o de punta o alguna combinación de estos sistemas).

Es necesario cuantificar los daños y para ello se deben revisar los desplomes y efectuar mediciones sobre los elementos dañados, lo que implica el uso de cinta métrica, plomada o nivel, martillo y cincel, linterna, grietómetro, cámara fotográfica y binoculares. El uso de casco es obligado. Para el acopio de información, se elaboran formas en las que pueden incluirse los siguientes conceptos:

- a. Identificación del edificio.
- b. Identificación del sistema estructural (Fig. 2.1).

- c. Identificación de daños en elementos estructurales.
- d. Identificación de daños en elementos no estructurales.
- e. Identificación de Problemas de estructuración.
- f. Identificación de Problemas en la cimentación.
- g. Estimación de la posible causa de los daños¹.

2.2.1.3. Daños estructurales.

En la Tabla 2.1 se resumen los daños estructurales más comunes sobre los que deberá hacerse énfasis durante la inspección.

2.2.1.4. Daños no estructurales.

Generalmente los daños en elementos no estructurales se deben a una inadecuada unión de estos con la estructura, o bien a la falta de rigidez de la misma. Los daños más comunes son:

- a. Agrietamiento de las uniones entre la estructura y elementos divisorios.
- b. Agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería.
- c. Rotura de vidrios.
- d. Desprendimiento de aplanado, recubrimientos, elementos de fachada y de plafones.
- e. Rotura de tuberías o instalaciones diversas.

2.2.1.5. Daños en cimentaciones.

Muchos edificios que están diseñados correctamente en su

¹ El Departamento del Distrito Federal emitió para tal fin el formato denominado "Dictamen Técnico para Evaluación de Edificios".

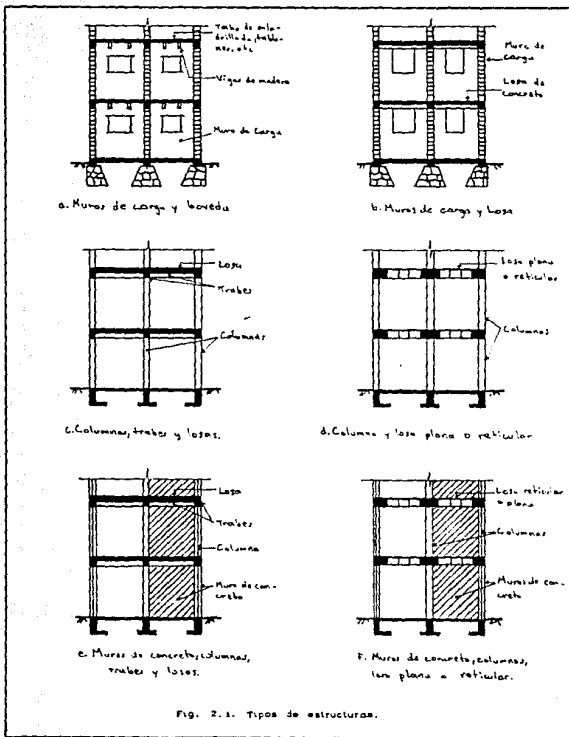


Fig. 2.1. Tipos de estructuras.

Elemento estructural	Tipo de daño	Causa
Columnas	Grietas diagonales. Grietas verticales. Desprendimiento de recubrimiento. Aplastamiento de concreto y Pandeo de barras.	Cortante o torsión. Flexocompresión. Flexocompresión.
Vigas	Grietas diagonales. Rotura de estribos. Grietas verticales. Rotura de refuerzo. Aplastamiento de concreto.	Cortante o torsión. Cortante o torsión. Flexión. Flexión.
Unión Viga-columna	Grietas diagonales. Falla por adherencia del refuerzo de vigas.	Cortante. Flexión.
Sistema de piso	Grietas alrededor de columnas en losas o Placas Planas. Grietas longitudinales.	Penetración. Flexión.
Muros de concreto	Grietas diagonales. Grietas horizontales. Aplastamiento de concreto y Pandeo de barras.	Cortante. Flexocompresión. Flexocompresión.
Muros de mampostería	Grietas diagonales. Grietas verticales en las esquinas y centro. Grietas como placa perimetralmente apoyada.	Cortante. Flexión y volteo. Flexión.

Tabla 2.1. Daños estructurales más comunes.

superestructura Para soportar sismos, fallan por un diseño impropio de su cimentación. Las fallas más comunes en ellas son:

a. Licuación del suelo. Se Presenta principalmente en suelos de aluvión suave y arenas sueltas con un nivel freático alto y capa impermeable poco Profunda.

b. Asentamientos diferenciales. Este tipo de falla se Presenta regularmente en zapatas aisladas, en donde el terreno de apoyo consta de diferentes estratos de suelo. Esto sucede también con las cimentaciones de tipo mixto.

c. Deslizamiento de taludes. Los sismos causan fallas del terreno por deslizamiento de los taludes, ya sean naturales o hechos por el hombre, por lo que cualquier edificación construida sobre taludes corre el riesgo constante de una falla completa.

d. En otros casos la falla en la adherencia de pilotes de fricción es atribuible a la capacidad reducida del suelo en corte ante numerosos ciclos de carga, o bien combinada con grandes asentamientos sugieren fallas en las arcillas, tal vez ocasionadas por la extracción del agua, que en algunos tipos de arcillas, puede reducir las a una consistencia nula.

Durante los sismos de 1985, las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron susceptibles a la reducción en la resistencia al corte.

2.2.1.6. Clasificación y evaluación preliminar de daños.

Los daños estructurales en un edificio pueden ser clasificados de acuerdo a los siguientes lineamientos y criterios:

a. Daños no estructurales. Se Presentan daños únicamente en elementos no estructurales. No existe reducción en la capacidad sismo-resistente y no se requiere desocupar el inmueble. La reparación consiste en la restauración de elementos estructurales.

b. Daño estructural ligero. Presenta los siguientes daños:

grietas de menos de 0.5 mm. de ancho en elementos de concreto, fisura y caída de aplanados en paredes y techo, grietas de menos de 3 mm. de ancho en muros de mampostería. En este caso no hay reducción de la capacidad sísmo-resistente y no es necesario desocupar. La restauración de los elementos dañados es suficiente.

c. *Daño estructural fuerte.* Se presentan grietas de 0.5 a 1.0 mm. de ancho en elementos de concreto, grietas de 3 a 10 mm. de ancho en muros de mampostería. Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente y debe ser desocupado el edificio, pudiendo ser ocupado previa rehabilitación temporal. Es necesario un proyecto de reparación para el refuerzo de la estructura.

d. *Daño estructural grave.* Aquí se presentan grietas de más de 10 mm. de ancho en elementos de concreto, desprendimiento del recubrimiento en columnas, aplastamiento de concreto, rotura de estribos, pandeo de refuerzo en columnas y muros de concreto. Agrietamiento en losas planas alrededor de las columnas, aberturas en muros de mampostería. Desplomes en columnas del edificio de más de 1:100 de sus alturas. Existe una reducción considerable en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad del inmueble. Es necesario proteger la calle y los edificios vecinos mediante la rehabilitación temporal. Con una evaluación definitiva se decidirá si se recurre a la demolición o bien al refuerzo generalizado de la estructura.

2.2.2. Rehabilitación Temporal.

Si en la evaluación preliminar de daños se llega a la conclusión de no demoler la estructura, deberán tomarse las medidas de emergencia para garantizar la protección temporal mientras se realiza el estudio para la rehabilitación definitiva, aliviando así a los componentes estructurales dañados de carga vertical y

Protegiendo la estructura contra acciones laterales debidas a posibles réplicas del sismo. Dichas medidas deberán garantizar la seguridad de las personas en las zonas adyacentes al edificio dañado y la de los trabajadores que realizarán las labores correspondientes.

De acuerdo al artículo 18 del decreto por el que se establecen las Normas de Emergencia en materia de construcción para el Distrito Federal, mientras se llevan a cabo las obras de refuerzo y reparación en los edificios dañados, deben estar apuntalados de manera que garanticen la estabilidad de la estructura para las cargas verticales estimadas y 25 % de las laterales estimadas que se obtendrían aplicando las normas con las cargas vivas previstas durante la ejecución de la obra.

2.2.2.1. Apuntalamiento vertical.

2.2.2.1.1. Consideraciones Generales.

El primer paso al instalar un sistema de protección temporal es el de auxiliar a las columnas y muros para resistir cargas verticales y dicho apoyo se requiere en el piso correspondiente al del elemento dañado o bien puede proporcionarse el soporte provisional en todos los niveles.

En todos los casos debe revisarse la resistencia a cortante en la sección t-t de la figura 2.2 a ambos lados del elemento estructural dañado. Debe tenerse cuidado en la colocación de los soportes, ya que estos podrían tener problemas de penetración si están colocados sobre losas planas. Esto puede evitarse apoyándolos sobre tablonés o vigas de madera acostados para distribuir las cargas y debe procurarse que los puntales sean colineales en todos los niveles, la distancia entre ellos y el elemento dañado será la mínima posible, dejando espacio suficiente

Para los trabajos de reparación.

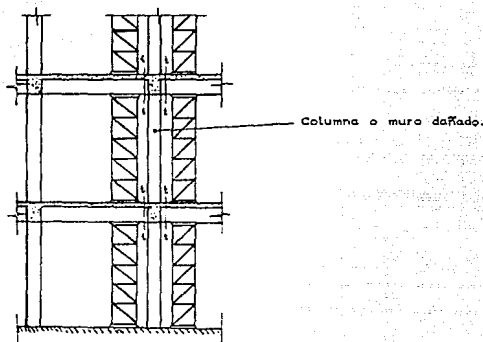


Fig. 2.2. Apuntalamiento en varios pisos.

2.2.2.1.2. Soporte de madera.

La madera es quizá el material para apuntalamiento vertical más fácil de conseguir, ya que es generalmente utilizado en obras falsas y cimbras. Para cargas ligeras pueden utilizarse polines o vigas sin arriostrar apoyados sobre tablonces o vigas acostadas, colocando en los extremos cuñas. La eficiencia de estos elementos aislados puede aumentar arriostrándolos triangularmente. Pueden formarse elementos compactos uniendo 2 vigas por medio de clavos. Cuando las porciones de muros entre aberturas se han agrietado, puede recurrirse a dichos refuerzos de madera.

2.2.2.1.3. Perfiles de acero.

Cuando las cargas a soportar son grandes, se recurre al empleo de perfiles simples de acero o a combinaciones de ellos que deben acunarse debidamente. Una alternativa interesante consiste en un refuerzo formado por ángulos colocados en las esquinas de las

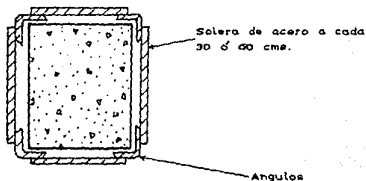


Fig. 2.3. Apuntalamiento con ángulos y soleras de acero.

columnas dañadas y unidos por placas de metal como lo muestra la figura 2.3. Incluso, este tipo de soporte puede aprovecharse para el refuerzo definitivo de la columna. En los extremos de los ángulos deben colocarse placas de acero con el fin de garantizar un apoyo adecuado. Los huecos entre los ángulos y la superficie de la columna deben rellenarse con un mortero con aditivo expansor.

2.2.2.1.4. Puntales telescópicos y elementos tubulares.

Existen diversos elementos estándar producidos industrialmente que pueden ser aprovechados para apuntalar, especialmente para cargas ligeras. La capacidad máxima de estos elementos es del orden de 2 toneladas y su altura máxima de unos 3 mts. Para

soportar sistemas de piso o techos ligeros pueden recurrirse a combinaciones de elementos tubulares. Deben cuidarse los detalles de apoyo en ambos extremos.

2.2.2.2. Soporte lateral.

La determinación de la capacidad y la distribución de los soportes laterales debe considerar la resistencia y localización de las porciones estructurales no dañadas y debe procurarse que estorbe lo menos posible pudiendo lograrse con puntales inclinados y con sistemas de contraventeo de diversos tipos.

2.2.2.2.1. Soporte lateral con muros.

A fin de que los muros de carga de mampostería o concreto no caigan hacia afuera debido a posibles réplicas del sismo, debe proporcionarse un soporte lateral que puede lograrse mediante un apuntalamiento exterior formado por 2 vigas unidas al muro. La inclinación de los puntales con respecto a la horizontal no debe ser mayor de 45° y se recomienda una inclinación de 25° . El apuntalamiento puede hacerse también con perfiles laminados o con tubos de acero.

En caso de que no se disponga de espacio suficiente para colocar puntales inclinados, pueden utilizarse tirantes de acero que unan a los muros exteriores con los interiores perpendiculares a ellos o con elementos del sistema de piso. En algunas situaciones se hacen necesarios los contraventeos.

2.2.2.2.2. Contraventeo de marcos.

Los edificios a base de marcos pueden rigidizarse por medio de contraventeos formados por miembros diagonales de madera o acero que trabajen en compresión (Fig. 2.4).

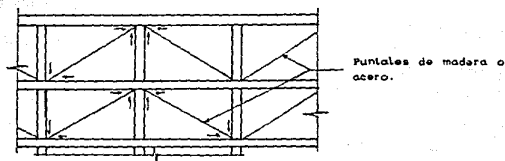


Fig. 2.4. Contraventeo con puntales en compresión.

Deben acufarse adecuadamente en ambos extremos y también debe revisarse que la resistencia a cortante tanto en la viga como en la columna, en los apoyos de los puntales inclinados, sea suficiente para resistir las componentes debidas a dichos rigidizantes.

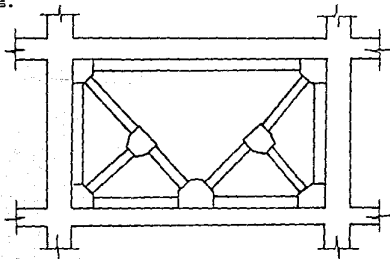


Fig. 2.5. Contraventeo con perfiles metálicos.

El contraventeo puede realizarse también con miembros sujetos a tensión con cables o perfiles laminados de acero no expuestos a pandeo.

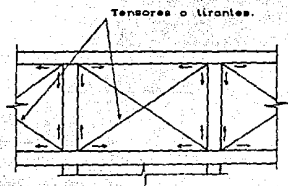


Fig. 2.6 Contraventeo con tensores o tirantes.

Como en el caso de elementos sujetos a compresión deben revisarse los efectos que los tirantes producen en las vigas y columnas. En ocasiones, puede resultar conveniente proporcionar soporte a la estructura por medio de tirantes exteriores (Fig. 2.7).

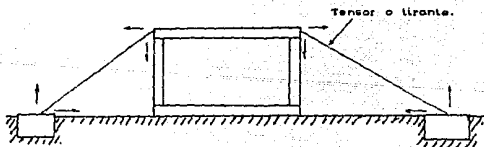


Fig. 2.7. Soporte lateral con tirantes o tensores exteriores.

2.2.2.3. Métodos Para acuñar.

Para transferir las cargas de los elementos estructurales dañados al sistema de soporte temporal, es necesario acuñar los miembros del sistema que trabajan a compresión. Esto puede hacerse por medio de diversos métodos:

a. *Cuñas de madera.* Este tipo de cuña deben fabricarse con madera seca, dura y libre de nudos. Una vez ajustadas deben evitarse posibles movimientos clavándolas.

b. *Gatos mecánicos.* Deben tener una superficie de apoyo proporcional a la carga que transmiten y como regla general se sugiere que se cuente con 50 cm² de apoyo por cada tonelada de carga. Tienen la ventaja de poder manejarse a distancia, sin que el operario corra peligro durante el acuñado.

c. *Gatos planos.* Generalmente funcionan inyectándoles agua o aceite y también pueden operarse a distancia. La presión de inyección deberá mantenerse mientras la lechada endurece. Una vez terminada la operación de gateo es conveniente instalar cuñas de madera como medida de seguridad en caso de pérdida de presión.

2.2.3. Evaluación Definitiva y Reparación.

2.2.3.1. Inpección detallada.

Efectuada después de la rehabilitación temporal, consiste en registrar la descripción del estado en que se encuentra cada elemento dañado, lo que implica el retiro de acabados y el uso de fichas individuales que incluyan fotografías del elemento en cuestión.

Para llevar a cabo la evaluación definitiva de la estructura y el proyecto de reparación, es necesario contar con información adicional como puede ser el diseño original del edificio, su

Proceso constructivo y las adaptaciones y usos que haya tenido durante su vida útil, pudiéndose agrupar toda esta información en los siguientes conceptos:

- a. Planos estructurales, arquitectónicos y de instalaciones.
- b. Memorias de cálculo.
- c. Estudios de mecánica de suelos.
- d. Normas de diseño utilizadas.
- e. Normas de diseño vigentes para la reparación.
- f. Bitácora de la construcción.
- g. Informes del control de calidad de los materiales empleados.
- h. Uso actual de la estructura.
- i. Remodelaciones o reparaciones previas.

En ocasiones no se tiene disponible la información anterior pero puede recurrirse a los métodos de verificación de información.

2.2.3.2. Verificación de la información.

Dado que la estructuración y las propiedades de los materiales pudieron haber sufrido cambios con el tiempo, o bien, que no se hayan cumplido las especificaciones del proyecto desde un principio, es indispensable verificar la información disponible, principalmente en los siguientes conceptos.

2.2.3.2.1. Planos estructurales, arquitectónicos y de instalaciones.

Deberá revisarse la coincidencia entre los planos y la estructura en cuanto a: existencia y ubicación de los elementos estructurales; dimensiones y armados de éstos; existencia, ubicación y tipo de elementos de fachada; rellenos en azoteas; uso actual de la estructura y la existencia y ubicación de ductos.

2.2.3.2.2. Características de los materiales.

Concreto. La verificación de las características mecánicas de los elementos de concreto puede hacerse con los siguientes equipos:

a. **Extractor de corazones.** Al extraerse corazones y someterlos a prueba puede estimarse la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad, así como la información sobre granulometría, densidad y estado de carbonatación de éstos.

b. **Equipo de ultrasonido.** Registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del concreto, la que depende de la densidad del mismo. Así puede hacerse una estimación de la resistencia del concreto y de su módulo de elasticidad.

c. **Esclerómetro.** Al rebote de un sistema masa-resorte contra la superficie de un elemento de concreto, puede establecerse una relación empírica entre la medición de éste y la resistencia del concreto.

d. **Pistola de Windsor.** A partir de la penetración de un dardo metálico en un elemento de concreto, puede ser establecida también una relación empírica penetración-resistencia.

Acero de refuerzo. Generalmente para determinar la cantidad de acero de refuerzo cuando no se cuenta con el proyecto original, se realizan calas en los distintos elementos estructurales, tales como losas, trabes, columnas, contratraves y zapatas.

a. **Losas.** Se debe retirar el recubrimiento en la parte inferior y al centro del claro (acero positivo), haciendo por lo menos 2 ranuras en cada lecho para conocer el diámetro y separación del refuerzo.

b. **Traves y contratraves.** Se deberán hacer la ranuras del ancho de la trabe en el lecho inferior y al centro del claro (acero positivo) y en el lecho superior cercano al apoyo (acero negativo). Para conocer el diámetro y separación de estribos, será necesario hacer una ranura en el centro del costado de la trabe de

aproximadamente un cuarto del claro de ésta.

c. Columnas. Se harán las ranuras en los extremos y al centro del claro Perimetralmente a la sección (acero de flexión) y Para conocer el refuerzo por cortante (estribos) se harán las ranuras en cada uno de los extremos y una al centro de su altura.

d. Zapatas. Ya sean corridas o aisladas las zapatas, se harán las calas cercanas al apoyo, conociendo el refuerzo en el lecho inferior y tomando nota si existe refuerzo en el lecho superior.

e. Losas reticulares. En este caso, Para conocer el refuerzo en los nervios, se seguirá el mismo criterio que Para las trabes y en la zona del ábaco se realizarán calas Para conocer el refuerzo Por flexión y estribos.

Como la ejecución de calas para definir el acero de refuerzo resistente es una tarea lenta y laboriosa, se han diseñado equipos que tienen por objeto conocer el tamaño y porción del refuerzo de una manera indirecta, no destructiva. El más conocido de éstos es el pacómetro que produce Placas fotográficas, a la manera de radiografías, en las que como sombras aparecen las varillas. Desafortunadamente estos equipos son de alto costo y sus resultados no son plenamente confiables por la confusión que caracteriza a las imágenes que de ellos se obtiene.

Es conveniente recurrir a más de una de las Pruebas descritas Para tener redundancia en los resultados.

2.2.3.2.3. Nivelación y mecánica de suelos.

Si el edificio presenta desplomes o hundimientos, será necesaria una nivelación general de la estructura y si es necesario, realizar nuevos sondeos y Pruebas de laboratorio para verificar las características del suelo. Estas nivelaciones se harán Periódicamente hasta que no haya movimientos significativos.

2.2.3.3. Evaluación de la estructura.

Es necesario conocer la capacidad sismo-resistente inicial de la estructura dañada y a partir de ello comprender su comportamiento durante el sismo y las causas de los daños. Pueden emplearse las siguientes herramientas:

a. Análisis aproximado. Se compara la fuerza cortante en cada entrepiso calculada con las normas vigentes contra la fuerza cortante resistente promedio.

b. Análisis convencional. De acuerdo a las normas vigentes se puede conocer la capacidad resistente inicial y localizar los puntos más críticos en base a un análisis dinámico.

c. Análisis no lineal. Con este método puede reproducirse el esquema de daños mediante el análisis paso a paso de la estructura, considerando el comportamiento no lineal y varios acelerogramas. Es recomendable para estructuras de gran complejidad.

Es muy necesario localizar los puntos débiles de la estructura y los más comunes suelen ser: columnas cortas, cambios abruptos de rigidez, torsión excesiva por una distribución inadecuada de la rigidez en planta, conexiones columna-losa plana y conexiones viga-columna.

Si la capacidad de la estructura original cumple con las normas vigentes y los daños son ligeros y esporádicos, la restauración de los elementos dañados se hará procurando aumentar su ductilidad. En caso contrario, si se presentan daños generalizados graves y la estructura original cumple con las normas vigentes, en el proyecto de refuerzo deberá contemplarse la introducción de nuevos elementos rigidizantes y la solución definitiva será aquella que logre conciliar las siguientes limitaciones generales: costo, funcionalidad, espacio, estética, importancia social y dificultad técnica.

6

2.2.3.4. Proyecto de reparación.

Una vez que se ha optado por reparar la estructura, será necesario tener en cuenta para el diseño del refuerzo, que éste solo contribuirá a tomar la carga viva y la accidental y deberá darse especial atención al diseño de las conexiones entre la estructura y los elementos de refuerzo, así como la transmisión de las cargas de éstos a la cimentación.

2.2.4. Materiales de Reparación.

Al reparar estructuras de concreto y mampostería, se requieren materiales que sean capaces de alcanzar rápidamente su resistencia y mantener su adherencia indefinidamente, así como acero de refuerzo, placas y perfiles metálicos, soldadura y conectores metálicos. Debe procurarse que los materiales de reparación sean compatibles en resistencia y rigidez con los originales de la estructura.

2.2.4.1. Resinas.

Utilizadas generalmente para rellenar grietas en concreto de menos de 0.5 mm. de ancho, o como pegamento para unir elementos metálicos al concreto, tienen una excelente capacidad adhesiva, alta resistencia y dureza, resistencia a ácidos y gran durabilidad, aunque tienen baja resistencia al calor. Por lo general, están compuestas por la resina (epoxi, poliéster, acrílico, etc) y su endurecedor.

2.2.4.2. Lechadas y morteros.

Para inyectar grietas de menos de 0.5 mm. de ancho en elementos de concreto o mampostería, o bien para preparar superficies de concreto nuevo y viejo, es recomendable el uso de lechada de cemento, mezcla fluida de agua y cemento.

Para grietas mayores es preferible el uso de lechadas de morteros de cemento-arena. Suelen emplearse las lechadas en combinación con aditivos expansores y plastificantes.

Para el resane de huecos, tanto en concreto como en mampostería, es conveniente el uso de morteros de cemento-arena o bien morteros epóxicos de gran adherencia y alta resistencia y que proporcionen excelente resultado en el anclaje de conectores metálicos en el concreto.

2.2.4.3. Concretos.

Concreto colado in-situ. Presenta los inconvenientes de contracción y falta de adherencia, pudiéndose recurrir al uso de algún aditivo estabilizador y a la preparación de la superficie de contacto con lechada respectivamente, para evitarlos. Es posible acelerar el fraguado y mejorar la trabajabilidad del concreto por medio de aditivos acelerantes. El colado debe hacerse por capas de menos de 20 cms. y pueden utilizarse membranas de curado.

Concreto lanzado. El equipo utilizado mezcla neumáticamente arena y cemento con el agua en el momento de la expulsión, logrando así altas resistencias, buena adherencia y se hace mínimo el uso de cimbra. Como material de reparación, es muy recomendable.

Concreto a base de resinas. Se logra este material al sustituir el cemento por resinas (epoxi, poliéster, acrílica, etc) en la fabricación del concreto y tiene una gran adherencia, alta resistencia y baja contracción, por lo que es recomendable al

reemplazar pequeños volúmenes de concreto dañado. Sus inconvenientes son una baja resistencia al calor y un módulo de elasticidad mucho menor que el de los concretos de cemento Portland.

2.2.4.4. Soldaduras y anclajes mecánicos.

En ocasiones, al reparar elementos de concreto o mampostería es necesaria la adición de acero de refuerzo y/o la fijación de conectores metálicos. La soldadura, utilizada al unir acero de refuerzo nuevo con el viejo, debe hacerse de acuerdo a las normas y procurando precalentar el acero y evitar un enfriamiento rápido.

Los conectores metálicos anclados en el concreto pueden ahogarse con lechada o morteros como los descritos anteriormente, o bien pueden ser anclados con clavos o pernos hincados por disparo. Otra opción la forman las barrenancias.

2.2.5. Reestructuración.

La reestructuración de un edificio dañado, se hace necesaria cuando de la evaluación definitiva se resume que el refuerzo de sus elementos no es suficiente para cumplir con la capacidad sísmo-resistente exigida por las normas en vigor, o bien, cuando la causa principal de los daños fue una estructuración deficiente. Se lleva a cabo principalmente con la inclusión de nuevos elementos tales como muros de rigidez o de relleno, marcos, armaduras y contraventeo, contrafuertes o muros de mampostería.

Es importante que las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original, garanticen la continuidad y que la transmisión de las cargas a través de los nuevos elementos a la cimentación, sea adecuada, o en su defecto modificarla.

2.2.5.1. Muros de rigidez.

Para reducir las excentricidades de una estructura y aumentar su capacidad sismo-resistente, es muy efectiva la inclusión de muros de concreto reforzado. Cuando los muros son periféricos, la conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados con el sistema de Piso; y si los muros se colocaran en el interior de la estructura, la conexión se efectúa a través de orificios en las losas que permitan el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y del refuerzo intermedio.

2.2.5.2. Muros de relleno.

Son muros de concreto reforzado o mampostería que se ubican en los ejes de columnas de la estructura y su comportamiento puede ser semejante al de los muros de rigidez, siempre y cuando la unión entre los muros con las vigas y columnas garanticen la continuidad; en caso contrario, el muro introduciría grandes fuerzas cortantes en las columnas y vigas.

Las conexiones de muros de relleno pueden ser por medio de conectores soldados, ahogados en mortero epóxico o bien por medio de un encamisado.

2.2.5.3. Marcos, armaduras y contraventeo.

Cuando las necesidades de circulación y/o iluminación limitan el uso de muros de rigidez, se pueden utilizar marcos o armaduras verticales de concreto reforzado o metálicos. Para el caso de marcos, las alternativas de conexión son las mismas que para los muros de rigidez y para el caso de armaduras horizontales, puede

hacerse la conexión mediante elementos metálicos ahogados en perforaciones hechas en las losas.

El uso de contraventeos es muy recomendable cuando la resistencia de vigas y columnas de la estructura original es suficiente, especialmente por cortante, para rigidizarla.

2.2.5.4. Contrafuertes.

Si no se tienen limitaciones en el espacio exterior del edificio y si la estructura es de poca altura, es posible utilizar contrafuertes para tomar las fuerzas laterales. Las conexiones entre contrafuerte y la estructura original son similares a las de los muros y marcos con ella.

2.2.5.5. Muros de mampostería.

Para edificaciones construidas a base de muros de mampostería pueden añadirse nuevos muros y la conexión puede efectuarse mediante el colado de nuevos castillos o con conectores de concreto reforzado. Si el muro es de mampostería hueca, debe revisarse su refuerzo, y si es de piezas macizas, debe revisarse su confinamiento con dadas y castillos.

2.2.6. Restauración y Refuerzo de Elementos Estructurales.

Al restaurar la resistencia original de los elementos estructurales, o bien al reforzarlos es conveniente aumentar la ductilidad y modelar con cuidado el refuerzo utilizado en el análisis estructural que, dados los cambios de rigidez que se provocan, conviene efectuarlo suponiendo un comportamiento

monolítico del elemento original y su refuerzo. Así mismo, debe revisarse que la aparición de articulaciones plásticas ocurra en las vigas antes que en las columnas, después del refuerzo.

2.2.6.1 Restauración.

2.2.6.1.1. Inyección en grietas.

Para elementos de concreto o mampostería con daños no muy severos, resulta conveniente la inyección de resinas o lechadas en las grietas. Así, se podrá recuperar la resistencia original, pero no el total de la rigidez del elemento.

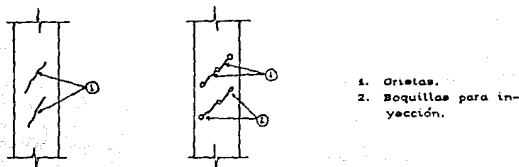


Fig. 2.8. Inyección de resina en grietas en columnas.

Para efectuar la inyección se deberá limpiar de polvo las grietas y sellarlas superficialmente con cinta adhesiva dejando ahogadas las boquillas metálicas de 1 cm. de diámetro, espaciadas de 20 a 50 cms. (Fig. 2.8) y se deberá principiar de las más baja hacia arriba.

En elementos de concreto se recurre a resinas para grietas menores de 0.5 mm. Para grietas de 0.5 a 5 mm. de ancho es necesario mezclar la resina con algún agregado. En muros de mampostería y con grietas de 0.5 a 3 mm. de ancho, es práctico

recurrir a lechadas de mortero cemento-arena y para grietas de 3 a 10 mm. se requiere de algún aditivo expansor con la lechada.

2.2.6.1.2. Sustitución de materiales.

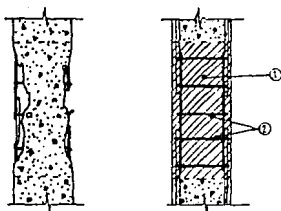
En elementos que presentan daños severos, pueden sustituirse los materiales dañados por otros en buen estado, para lo cual es necesario liberar al elemento dañado de cargas y limpiar las superficies de unión por medio de un chorro de agua, para después aplicar la lechada.

Para elementos de concreto, se recurre a este método cuando se ha producido el aplastamiento del concreto o el pandeo del refuerzo. La superficie de contacto deberá ser rugosa y en caso de que se sustituyan los tramos de refuerzo, puede lograrse mediante traslapes o con soldadura. Es necesario también, que en el colado se utilice concreto con algún aditivo expansor y una cimbra holgada (Fig. 2.9). En elementos de mampostería con grietas de más de 10 mm. pueden sustituirse las piezas dañadas por un castillo.

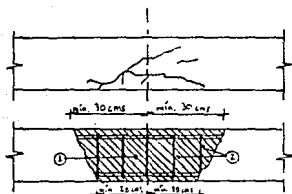
2.2.6.2. Refuerzo de columnas.

2.2.6.2.1. Encamisado con concreto reforzado.

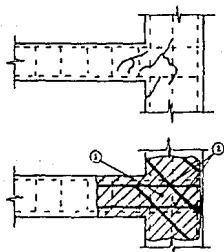
El encamisado con concreto reforzado consiste en envolver la columna con barras y estribos adicionales y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o colado in-situ. Al encamisar la columna solo en el entrepiso, se obtiene un incremento en su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, pero para mejorar la resistencia a flexión, es posible extender el encamisado a través de la losa, añadiendo algunos estribos que atraviesen las almas de las vigas (Fig. 2.10).



a. Columna.



b. Vigas.



1. Concreto nuevo.
2. Barras de refuerzo nuevas.

c. Uniones

Fig. 2. P. Sustitución de materiales en distintos elementos.

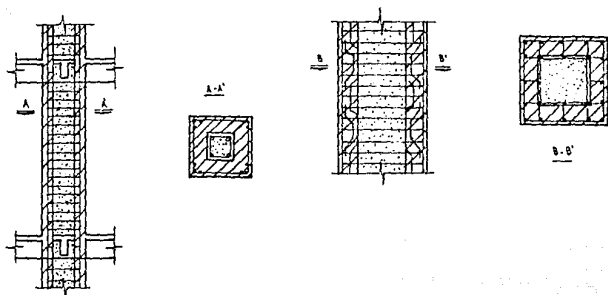


Fig. 2.10. Encamisado de columnas con concreto reforzado.

Comunmente el encamisado se efectúa todo alrededor de la columna y se concentra el refuerzo cerca de las esquinas para permitir su confinamiento con estribos, pero también se puede repartir en forma uniforme uniéndolo con conectores soldados al refuerzo viejo (Fig. 2.10b). Cuando solo es posible encamisar la columna por 1, 2 ó 3 lados, pueden usarse ganchos, estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal, para conseguir el monolitismo en el elemento.

2.2.6.2.2. Encamisado metálico.

Puede efectuarse mediante un esqueleto de perfiles unidos entre sí con soleras o varillas soldadas, o bien, con el recubrimiento total de la columna a base de placas. En ambos, la unión con la losa se resuelve mediante un collar de ángulos y el espacio entre la camisa y la columna debe rellenarse con un mortero con aditivo expansivo o a base de resinas. Sin embargo, la dificultad de

prolongar la camisa metálica a través de la losa, limita su efectividad a un mejoramiento de la resistencia a carga axial, fuerza cortante y de la ductilidad de la columna, sin modificar la resistencia a flexión en los extremos.

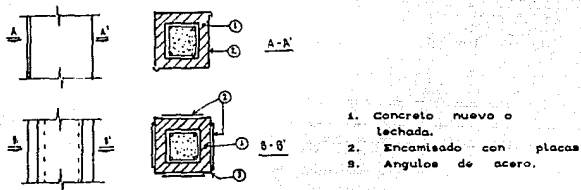
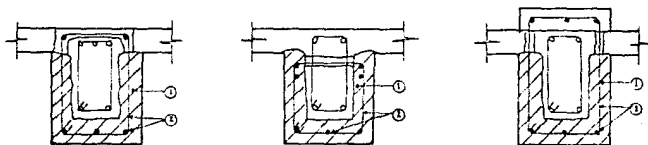


Fig. 2.11. Encamisado metálico de columnas.

2.2.6.3. Refuerzo de vigas.

2.2.6.3.1. Encamisado con concreto reforzado.

Para encamisar vigas con concreto reforzado, deberán tenerse las mismas Precauciones que en el encamisado de columnas.



1. Concreto nuevo.
2. Acero nuevo.

Fig. 2.12. Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado.

Puede encamisarse la cara inferior de la viga si solo es necesario reforzar la resistencia a flexión, Pero si se requiere reforzar tanto a flexión como a cortante, el encamisado puede efectuarse en 3 caras o todo alrededor de las vigas y en este caso es factible añadir refuerzo por momento negativo.

2.2.6.3.2. Encamisado metálico.

Para el refuerzo de vigas por flexión o cortante, Puede hacerse uso de placas metálicas adheridas con resinas epóxicas y conectores mecánicos a las caras del elemento, o bien, con el empleo de estribos postensados exteriores que aumenten la capacidad a cortante y la ductilidad de la viga.

2.2.6.4. Refuerzo de uniones viga-columna.

2.2.6.4.1. Encamisado con concreto reforzado.

Con las mismas recomendaciones que en el encamisado con concreto reforzado para columnas, en uniones viga-columna Puede efectuarse en el nudo, o bien, en combinación con el encamisado de vigas y columnas.

2.2.6.4.2. Encamisado metálico.

En estructuras con marcos en una sola dirección (edificios industriales Por ejemplo), es posible reforzar las uniones con Placas metálicas adheridas con resina epóxica y conectores metálicos. (Fig. 2.13).

2.2.6.5. Refuerzo de muros de concreto.

Al aumentar el espesor de un muro de concreto, se incrementa a la vez su resistencia al corte y si es necesario reforzar su capacidad para resistir flexión, se debe aumentar la sección de sus extremos.

La preparación de la superficie deberá hacerse como se indica en el inciso 2.2.6.1.2 y es preferible utilizar concreto lanzado. Pueden hacerse perforaciones en la losa que permitan el paso del refuerzo y faciliten el colado, lográndose así la continuidad necesaria para el trabajo a flexión.

2.2.6.6. Refuerzo en muros de mampostería.

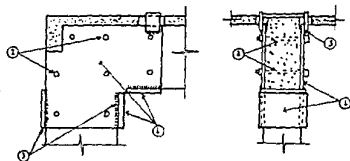
2.2.6.6.1. Recubrimiento con mortero reforzado.

Este tipo de refuerzo se efectúa recubriendo el muro con malla electrosoldada o con malla de alambre y un aplanado de mortero. La malla deberá unirse al muro mediante conectores espaciados por 50 ó 60 cms. en ambas caras de éste. Los conectores deben atravesar el muro.

2.2.6.6.2. Refuerzo de uniones.

La introducción de un sistema de liga en mamposterías sin confinamiento constituye un refuerzo conveniente en este tipo de estructuras.

Un procedimiento adecuado para mejorar la resistencia al corte de las estructuras, es el uso de tirantes horizontales, o bien el de cadenas perimetrales de concreto o madera con o sin



1. Placa de acero.
2. Pernos presforzados.
3. Soldadura.

Fig. 2.13. Encamisado metálico de unión viga-columna.

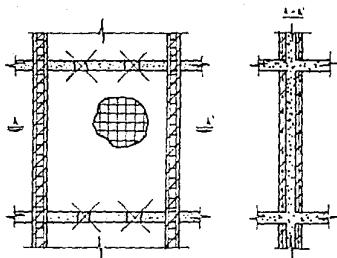


Fig. 2.14. Continuidad de refuerzo en muros de concreto.

contrafuertes adicionales. Para estructuras de mampostería con techos de armaduras de madera o acero, es posible reforzar la liga entre el techo y los muros para evitar su volteo, rigidizando el techo mediante contraventeo en su plano y reforzando su anclaje a los muros. También se puede recurrir a fajas de mortero reforzado similares a las descritas en el inciso anterior, cuidando la continuidad de la malla de alambre en las esquinas.

2.2.7. Restauración y Refuerzo de Elementos no Estructurales.

Los elementos no estructurales están constituidos por el equipo y las instalaciones necesarias para el funcionamiento de la construcción, así como por los elementos arquitectónicos.

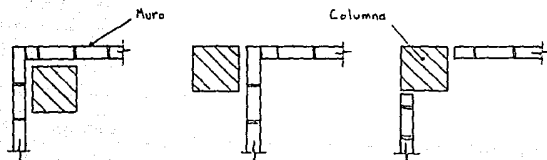
Si dichos elementos están desligados de la estructura, deberán restaurarse las juntas manteniendo holguras adecuadas a los desplazamientos esperados; si por el contrario, los elementos no estructurales se integran en la solución a la estructura, deberán tenerse en cuenta para el análisis de la distribución de las fuerzas para plantear su restauración y refuerzo. A continuación se presentan recomendaciones para los principales elementos arquitectónicos.

2.2.7.1. Muros divisorios.

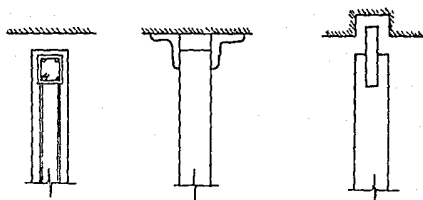
Comunmente constituidos por muros de mampostería, son elementos muy frágiles que sufren daños ante deformaciones pequeñas, por lo que no es conveniente integrarlos a la estructura, mucho menos cuando no cubran toda la altura y propicien la falla de las columnas como "columnas cortas".

Si se ha optado por desligarlos, debe proporcionarse una separación mínima de 2 cms. respecto a la losa superior y la

columna, relleno las holguras en los extremos con algún material flexible y aislante como la espuma de poliestireno o el celotex (Fig. 2.15).



a. En planta



b. En elevación.

Fig 2.15. Alternativas para desligar los muros de la estructura

2.2.7.2. Recubrimientos.

Los recubrimientos Pétreos dañados deberán reemplazarse cuidando que tengan algún anclaje mecánico con la estructura y que cuenten con holguras necesarias entre ellos para evitar que los afecten los movimientos laterales de la construcción. Dependiendo del tipo de anclaje, estos elementos pueden introducir cambios importantes en la rigidez de la estructura.

2.2.7.3. Ventanas.

Además de sustituir los vidrios rotos, deberá verificarse que exista una holgura entre los marcos de las ventanas y la estructura o entre ellos y los vidrios, rellena con un sellador flexible con el tiempo. Se recomienda como holgura mínima:

$$C = \frac{\psi b}{2(1 + b/h)}$$

donde:

C = Holgura mínima, [cms.].

ψ = Distorsión de entrepiso admisible.

b = Ancho del vidrio, [cms.].

h = Alto del vidrio, [cms.].

2.2.7.4. Plafones.

En este caso hay que reemplazar las piezas dañadas, restaurar y reforzar los anclajes al techo incluyendo contraventeo y garantizar una holgura perimetral que evite la interacción con la estructura.

2.2.8. Supervisión y Verificación de la Reparación.

En la reparación de una estructura es necesario implantar Procedimientos de supervisión, tanto a nivel de proyecto como de construcción cuyo objetivo sea la correcta ejecución del trabajo especializado.

2.2.8.1. Supervisión del Proyecto.

En proyectos de reparación de una estructura, la supervisión de éste puede llevarse a cabo en los siguientes puntos: estudio de las alternativas de solución, revisar los criterios de diseño, comprobar los cálculos y verificar que los planos y especificaciones sean claros y precisos para el constructor.

2.2.8.2. Supervisión de la construcción.

La principal diferencia que existe entre la supervisión de una obra de reparación y una construcción nueva, estriba en el manejo de materiales novedosos como resinas o concreto lanzado, manteniendo un control riguroso en la ejecución de todos los detalles.

La supervisión de calidad en el concreto lanzado consiste en la inspección de los materiales, el equipo y el procedimiento de aplicación. Es conveniente apoyar la supervisión de prueba en Paneles de muestras y la extracción de corazones.

En el uso de resinas el control de calidad consiste en la supervisión del proporcionamiento y procedimiento de aplicación, cuidando que éste se lleve a cabo en el tiempo especificado a partir de la muestra. Pueden extraerse corazones en grietas inyectadas con resinas para verificar la calidad de la inyección y

el comportamiento de la resina.

2.2.8.3. Verificación de la reparación.

Desgraciadamente no es posible evaluar la capacidad resistente ante sismo de una estructura a partir de una prueba de carga vertical y las posibilidades de aplicar cargas laterales son limitadas.

Una alternativa para tal efecto consiste en la medición del periodo fundamental de la estructura antes y después de la reparación. Al aumentar la rigidez de ésta debe disminuir su periodo, el cual debe coincidir con el obtenido del modelo dinámico usado en el análisis. Este periodo puede determinarse con un análisis de las vibraciones de la estructura debidas al ruido ambiental, imposición de condiciones iniciales de deformación o velocidad, o bien, a la aplicación de un equipo excitador, colocando los sensores en los ejes principales del edificio en 2 direcciones ortogonales y en varios niveles intermedios.

CAPITULO III

DESCRIPCION Y EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO ANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985.

3.1. Descripción del Edificio.

3.1.1. Generalidades.

El edificio en estudio fue construido en el año de 1981, esta ubicado en un predio de 904.0 m² y cuenta con un área construida rectangular de 21.8 x 26.4 mts. (575.52 m²). Consta de una planta baja, 5 niveles superiores y un cuarto de maquinas.

La planta baja esta destinada a vestíbulo y estacionamiento con capacidad para 35 vehiculos pequeños y los 5 niveles superiores son utilizados para oficina con cancelas de tablaroca. Además, cuenta con un cubo de servicio formado por 2 elevadores con capacidad para 7 personas cada uno, un baño de entrepiso y escaleras con un ancho de 1.20 mts. (Ver fig. 3.1).

3.1.2. Estructura.

El edificio esta formado estructuralmente por traveses y columnas de concreto reforzado, constituyendo marcos planos en ambas direcciones, con muros laterales de ladrillo en las colindancias Norte y Sur y en torno al cubo de escaleras y servicio. El sistema de piso esta formado por viguetas y bovedillas (Fig. 3.2).

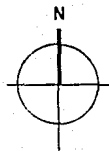
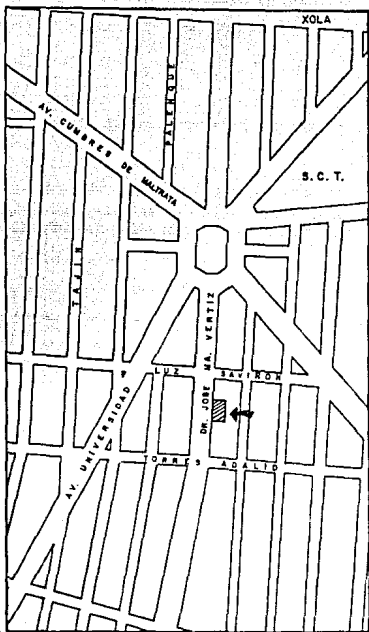
Cabe señalar que los muros de colindancia Norte y Sur arrancan del primer piso, pues en la planta baja se omitieron para facilitar el acceso al estacionamiento.

3.1.3. Cimentación.

La cimentación del inmueble es parcialmente compensada, es decir, parte del peso del edificio es compensado por el peso del material excavado para construir la estructura de cimentación, la que consiste en un cajón de concreto reforzado de 2.40 mts. de profundidad y de planta igual a la del edificio. Según se indica en planos, el cajón debería estar totalmente enterrado, pero actualmente la cimentación del edificio esta desplantada 2.0 mts. bajo el nivel de la calle, quedando el piso de la planta baja 0.40 m. por arriba de este nivel (Fig. 3.3).

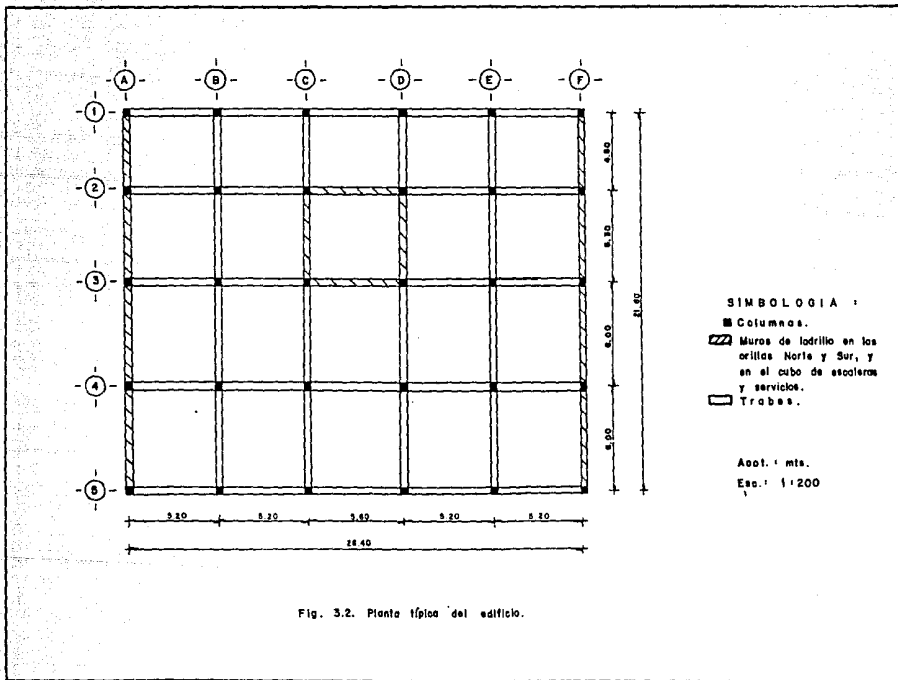
3.2. Descripción del Comportamiento Estructural del Edificio Durante los Sismos de 1985.

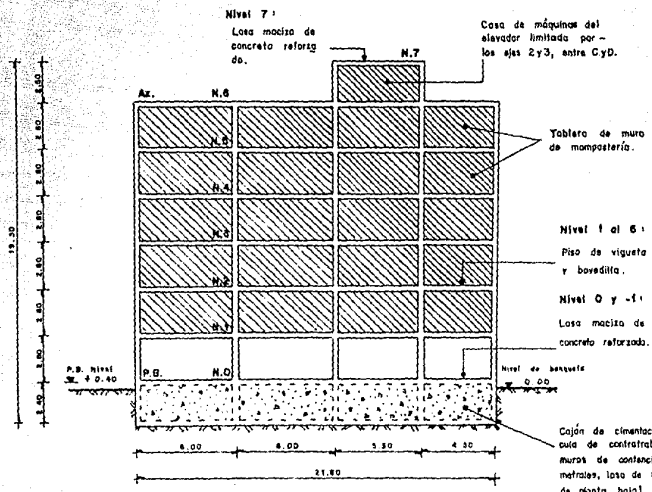
A raíz de los sismo de septiembre de 1985 el edificio fue desocupado, ya que según versión de los ocupantes, éste tuvo movimientos excesivos durante los sismos que provocaron, en pisos superiores, desplazamientos de muebles, caída de cuadros, daños en elementos de ornato, etc. Todo esto provocó el pánico y la



Av. Dr. Vertiz No. 852
Col. Narvarte
México, D. F.

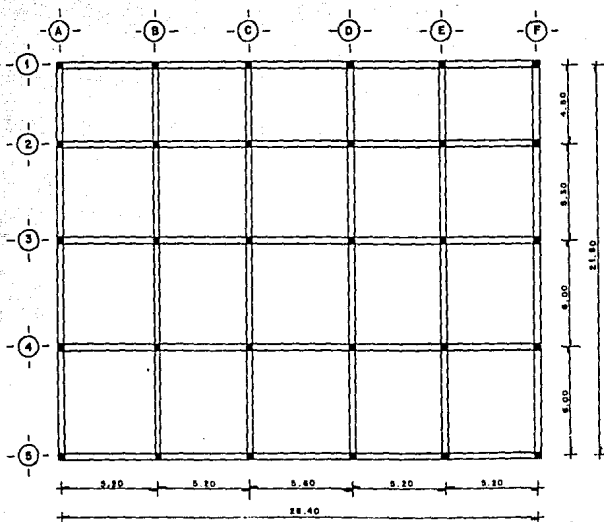
Fig. 3.4. Croquis de localización del edificio.





Acol. : mts.
Eso. : 1:200

Fig. 3.3. Vista Lateral del edificio (colindancia Sur).



Columnas.

Todas las columnas de un mismo entrespiso tienen la misma sección.

Entrespiso	bs.	by.
0 - 1	50 cm.	40 cm.
1 - 2	50 "	40 "
2 - 3	50 "	35 "
3 - 4	45 "	35 "
4 - 5	45 "	30 "
5 - 6	40 "	30 "

Trabes.

Todas las trabes en todos los pisos tienen la misma sección.

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

Acol. : mts.

Eso. : 1:200

Fig. 3.4. Dimensiones estructurales del edificio.

desocupación del inmueble por parte de los usuarios. Estos desplazamientos excesivos pueden explicarse por falta de rigidez del edificio, sobre todo en la dirección paralela a la calle.

Un examen cuidadoso de la estructura permitió detectar los siguientes daños:

a. Agrietamiento diagonal en forma de cruz al centro de la altura de varias columnas de planta baja, Primero y segundo pisos.

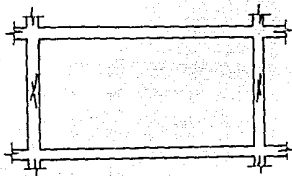


Fig. 3.5. Agrietamiento diagonal en columnas.

b. Agrietamiento diagonal en cruz en tableros de muros de planta baja y de primer piso en torno al cubo de escaleras y elevadores y en la colindancia Sur.

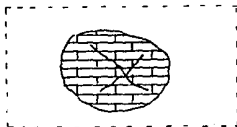


Fig. 3.6. Agrietamiento en muros.

c. Agrietamiento en muros de planta baja y de primer piso ubicados en la colindancia Sur. Este agrietamiento se ubicaba en la esquina superior del muro, abarcando de trabe a columna y tendiendo a separar un pequeño triángulo del resto del tablero.

d. Agrietamiento perimetral de muro de colindancia en Planta baja, Primero y segundo Pisos, marcando la separación entre muro y estructura (desplazamiento total).

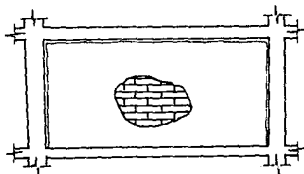


Fig. 3.7. Agrietamiento perimetral del muro.

e. Agrietamiento por tensión diagonal en traveses de todos los pisos ubicados en las proximidades de la conexión con columnas.

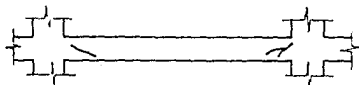


Fig. 3.8. Agrietamiento en traveses.

f. El edificio no presentaba ningún desplome ni ningún otro indicio de comportamiento indeseable de su cimentación, excepto la emersión uniforme de la que se hizo mención anteriormente.

3.3. Descripción de las Causas Probables de los Daños.

Los daños descritos pueden clasificarse como ligeros y afectan particularmente a elementos no estructurales. Se pudo concluir que el edificio cumple con las normas del reglamento vigente en la época de su construcción, es decir, el Reglamento de

Construcciones Para el Distrito Federal 1976 (R.C.D.F. 1976).

Se hizo una revisión con esclerómetro de la resistencia $f'c$ de todas las vigas y columnas y se encontró que ésta era superior a 200.0 Kg/cm^2 .

Así mismo, se extrajeron muestras del acero en algunos elementos del edificio, mismas que se sometieron a las pruebas estándar de laboratorio y se comprobó que ellas cumplían con los requisitos de acero estructural de alta calidad $f_y = 4,200.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Algunos análisis Preliminares realizados conjuntamente con las pruebas a los materiales, Permitieron establecer como causas Probables de los daños las siguientes:

a. Las columnas agrietadas Presentaban recubrimientos excesivos en torno al acero de refuerzo principal. Este defecto constructivo propició el agrietamiento observado, ya que la capacidad de la columna se vio mermada considerablemente. Sin embargo, la exploración practicada mostró que el acero de refuerzo no se encontraba fluido ni roto y que las zonas críticas por sismo, que son las conexiones a la viga, no Presentaban daños, por lo que se concluye que la columna no llegó a su límite de falla.

b. Los daños observados en muros se atribuyen a que estos elementos trabajaron como muros de rigidez, ya que estaban demasiado ligados a la estructura en las primeras etapas del sismo. Al incrementarse la intensidad de éste, los muros sufrieron daños considerables por no haber sido tomados en cuenta en los cálculos de diseño.

c. El trabajo estructural de los muros generó excesivas fuerzas de compresión en las esquinas contra el marco de concreto, provocando el agrietamiento diagonal superior.

d. La deficiente conexión entre muros y estructura en las colindancias Norte y Sur, explica los agrietamientos perimetrales de algunos de sus tableros que empezaron a desprenderse del marco. A la vez, se estimó que dicho agrietamiento procedía de etapas anteriores al sismo ya que se observó envejecido.

e. Las grietas presentes en las vigas se estima que se provocaron durante el proceso constructivo y no fueron formadas por el sismo. Sus causas más probables (muy comunes en edificios con sistema de piso de viguetas y bovedillas) pudieron ser o el colocado del entramado sobre el concreto tierno o bien la sobrecarga que en el primer piso se produjo al colocar temporalmente en él las viguetas y los elementos prefabricados de los siguientes niveles.

f. La emersión que se observa en la cimentación no es atribuible al sismo tampoco. Se trata de un problema de comportamiento a largo plazo explicable por un error constructivo de origen, por la mala compactación de relleno en torno al cajón o por la consolidación más rápida del suelo en torno al edificio que la del suelo bajo éste.

3.4. Criterios.

El edificio se consideró recuperable, ya que cumple con el reglamento en vigencia en la época de su construcción, lo que indica que es una estructura bien concebida y debido a que los daños, aunque se presentan en elementos estructurales, obedecen a defectos en la construcción.

Por sus dimensiones y uso, el edificio queda clasificado en el grupo B correspondiente a construcciones comunes no importantes. Para este grupo las Normas de Emergencia para la Construcción y Reparación de Edificios, promulgadas por las autoridades del Distrito Federal a raíz de los sismos de 1985, autorizan que únicamente se hagan las reparaciones de los daños ocurridos sin que la estructura se trate de llevar a las condiciones impuestas por dichas normas. De acuerdo con lo anterior, la opción mínima para este edificio es la de reparar los daños causados por el sismo, corrigiendo al mismo tiempo los defectos constructivos que

los motivaron. Sin embargo, el usuario interesado en ocupar el inmueble una vez rehabilitado, era una dependencia de una Secretaría de Estado y a las autoridades de dicha dependencia les preocupaba la posible generación de situaciones de pánico motivadas por desplazamientos excesivos.

En vista de lo anterior, la rehabilitación se realizó bajo el siguiente criterio: reforzar el edificio para que cumpliera con el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987 (R.C.D.F. 1987), como construcción del grupo B, reparando al mismo tiempo los daños ocurridos. Para lograr lo anterior se propuso:

a. Encamisar las columnas dañadas y columnas insuficientes con armazón metálico de perfiles angulares.

b. Colocar muros de rigidez de concreto reforzado en ambas direcciones en tableros perimetrales y en torno al cubo de escaleras y servicios.

c. Rellenar con resinas epóxicas los agrietamientos de vigas.

d. Demolición y sustitución de muros de ladrillo dañados por nuevos muros del mismo material debidamente sujetos.

e. Prolongación de los muros de lindero hasta el nivel de planta baja.

f. Corrección de defectos que se detecten en una inspección minuciosa de la cimentación, sin que aparentemente sea necesaria una modificación importante de ésta.

Para asegurarse de la reparabilidad de la estructura se decidió en primer término, revisarla en su situación ideal de proyecto original, como si no hubieran existido defectos constructivos, para verificar su cumplimiento de acuerdo con el reglamento vigente en la época de su construcción (R.C.D.F. 1976).

Si la estructura cumplía con lo anterior, se procedería a revisarla con las nuevas características mecánicas inducidas por los reforzamientos propuestos y aplicando los requisitos del R.C.D.F. 1987.

CAPITULO IV

REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL ANTE LAS SOLICITACIONES DEL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES EN EL DISTRITO FEDERAL VIGENTE EN LA EPOCA DE SU CONSTRUCCION.

4.1. Generalidades.

El presente capítulo es una descripción del procedimiento que se siguió al revisar el comportamiento estructural del edificio ante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Para tal efecto y en cumplimiento con los requisitos establecidos en el R.C.D.F. 1976, la seguridad de la estructura se verificó para el efecto combinado de cargas muertas, vivas y de sismo, por lo que fue necesario realizar un análisis sísmico para la estructura. Dadas las características de ésta, se optó por hacer dicho análisis por el método estático, en el cual intervienen propiedades de la estructura tales como rigideces de entrepiso y peso de cada nivel.

El procedimiento, en sí, resultó repetitivo, por lo que en esta sección del trabajo se presenta un resumen de la metodología empleada en cada paso de la misma. Así, al calcular las rigideces de entrepiso, los centros de gravedad de cada nivel, al realizar la distribución de las fuerzas sísmicas, etc, se describe brevemente la forma de dichos cálculos y se ejemplifican, según sea el caso, en un marco o en un entrepiso, mostrándose el

resultado de los elementos restantes al final del inciso correspondiente.

4.2. Rigideces de los Sistemas Resistentes.

Para la aplicación tanto del método estático como del dinámico, es necesario conocer las rigideces de entrepiso de cada uno de los marcos componentes del sistema estructural. Como lo indican el inciso 3.1.2 y la figura 3.2, el edificio esta formado estructuralmente por marcos constituidos por traveses y columnas de concreto reforzado y muros de mampostería en algunos de ellos, por lo que resulta relativamente fácil obtener sus rigideces de entrepiso. Así, en los marcos formados solo por traveses y columnas se aplica el método de Wilbur y los cálculos se elaboran manualmente y para aquellos que constan de muros de mampostería confinados, se emplea el método de las diagonales equivalentes y el sistema ANET (ANÁLISIS ESTRUCTURAL) para la obtención de los desplazamientos horizontales.

4.2.1. Método de Wilbur.

Las rigideces de entrepiso es la relación entre las fuerzas cortantes absorbidas por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los 2 niveles que lo limitan. Las fórmulas de Wilbur son aplicables a marcos regulares formados por piezas de inercia constante. La versión que aquí se presenta se basa en las siguientes hipótesis:

a. Los giros en todos los nudos de un nivel y de los 2 niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante donde puede suponerse emprotamiento o articulación según sea el caso.

b. Las fuerzas cortantes en los 2 entrepisos adyacentes al que

interesa son iguales a la de éste. Para el entrepiso superior, si se acepta que el cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo $2h_m$ y haciendo $h_o = 0$ mts.

En nuestro caso, las fórmulas del método se presentan aplicadas en el marco ejes B, E cuyas columnas inferiores, al igual que en todos los demás marcos del edificio, se encuentran empotradas en la cimentación. Para marcos con columnas articuladas en la cimentación, puede consultarse la referencia [4].

Se tiene pues (con columnas articuladas en la cimentación):

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c1}}{12}} \right]}$$

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} \right]}$$

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum k_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum k_{tn}} \right]}$$

donde:

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión, [Kg/cm].

k_{tn} = Rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n, [cm³].

k_{cn} = Rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n, [cm³].

m, n, o = Indices que identifican 3 niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n = Altura del entrepiso n, [cm].

E = Módulo de elasticidad del concreto (en este caso), [Kg/cm²].

● Marco ejes B, E.

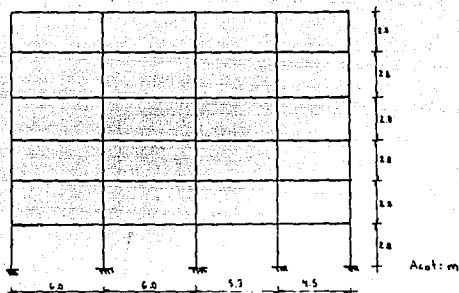


Fig. 4.1. Marco ejes B, E.

Sección	Nivel	x (cm)	y (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)
6	6	40	30	90,000.0	160,000.0
5	5	45	30	101,250.0	227,812.5
4	4	45	35	160,781.2	265,781.2
3	3	50	35	178,645.8	364,583.3
2	2	50	40	266,666.6	416,666.6
1	1	50	40	266,666.6	416,666.6
V	Todos	60	30	540,000.0	540,000.0

I_i = Momento de inercia en el sentido i

$f'c = 290.0 \text{ Kg/cm}^2$

$E = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{290.0} = 141,421.36 \text{ Kg/cm}^2$.

Tabla 4.1. Propiedades de las secciones.

así:

$$\text{Nivel 1} \quad \Sigma k_{c1} = \frac{5 \textcircled{1}}{280.0} = \frac{5(266,666.6)}{280.0} = 4,761.90 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \Sigma k_{u1} &= \frac{2 \textcircled{V}}{600.0} + \frac{\textcircled{V}}{530.0} + \frac{\textcircled{V}}{450.0} \\ &= \frac{2(540,000.0)}{600.0} + \frac{540,000.0}{530.0} + \frac{540,000.0}{450.0} \\ &= 4,018.86 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Nivel 2} \quad \Sigma k_{c2} = \frac{5 \textcircled{2}}{280.0} = \frac{5(266,666.6)}{280.0} = 4,761.90 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma k_{u2} = 4,018.86 \text{ cm}^3$$

$$\text{Nivel 3} \quad \Sigma k_{c3} = \frac{5 \textcircled{3}}{280.0} = \frac{5(178,645.8)}{280.0} = 3,190.10 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma k_{u3} = 4,018.86 \text{ cm}^3$$

$$\text{Nivel 4} \quad \Sigma k_{c4} = \frac{5 \textcircled{4}}{280.0} = \frac{5(160,781.2)}{280.0} = 2,871.09 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma k_{u4} = 4,018.86 \text{ cm}^3$$

$$\text{Nivel 5} \quad \Sigma k_{c5} = \frac{5 \textcircled{5}}{280.0} = \frac{5(101,250.0)}{280.0} = 1,808.03 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma k_{u5} = 4,018.86 \text{ cm}^3$$

$$\text{Nivel 6} \quad \Sigma k_{cd} = \frac{5 \text{ (6)}}{280.0} = \frac{5(90,000.0)}{280.0} = 1,607.14 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma k_{td} = 4,018.86 \text{ cm}^3$$

Las rigideces de entrepisos serán:

$$R_1 = \frac{48(141,421.36)}{280.0 \left[\frac{4(280.0)}{4,761.90} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86 + \frac{4,761.90}{12}} \right]}$$

$$= 66,967.58 \text{ Kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(141,421.36)}{280.0 \left[\frac{4(280.0)}{4,761.90} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86 + \frac{4,761.90}{12}} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} \right]}$$

$$= 48,355.42 \text{ Kg/cm}$$

$$R_3 = \frac{48(141,421.36)}{280.0 \left[\frac{4(280.0)}{3,190.10} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} \right]}$$

$$= 38,495.67 \text{ Kg/cm}$$

$$R_4 = \frac{48(141,421.36)}{280.0 \left[\frac{4(280.0)}{2,871.09} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} \right]}$$

$$= 36,250.26 \text{ Kg/cm}$$

$$R_s = \frac{48(141,421.36)}{280.0 \left[\frac{4(280.0)}{1,808.03} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} + \frac{280.0 + 280.0}{4,018.86} \right]}$$

$$= 26,992.92 \text{ Kg/cm}$$

$$R_d = \frac{48(141,421.36)}{280.0 \left[\frac{4(280.0)}{1,607.14} + \frac{2(280.0) + 280.0}{4,018.86} + \frac{280.0}{4,018.86} \right]}$$

$$= 24,850.50 \text{ Kg/cm}$$

Análogamente se aplicó el método en los marcos 1, 4 y 5 y los resultados se muestran en la figura 4.6.

4.2.2. Método de diagonales equivalentes.

Cuando se tienen muros de mampostería confinados por marcos (como es el caso en los ejes A, C, D, F, 2 y 3) el conjunto trabaja en un principio monolíticamente. Sin embargo, al aplicar cargas laterales relativamente pequeñas se presentan esfuerzos internos como los mostrados en la figura 4.2. Se producen fuerzas axiales en vigas y columnas, así como momentos y cortantes en los mismos; en el tablero aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas en las esquinas de contacto con el marco y en la diagonal opuesta aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que podrían ocasionar agrietamiento diagonal del muro. Para el análisis de este tipo de estructuras una posible idealización es simular el tablero como una diagonal equivalente en compresión.

En su tesis doctoral "Muros de mampostería ante cargas

laterales. Estudios analíticos", Enrique Bazán propone que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor, t , y módulo de elasticidad, E , que el tablero y que su ancho sea:

$$\omega_o = (0.35 + 0.022\lambda)h$$

con:

h = Altura del tablero entre ejes [mts.].

λ = Parámetro adimensional basado en las rigideces de tablero y marco.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto [Kg/cm^2].

A_c = Área transversal de las columnas [cm^2].

$G_m = 0.4 E_{\text{muro}}$ ($0.9 \leq \lambda \leq 11.0$).

A_m = Área transversal del muro [cm^2].

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

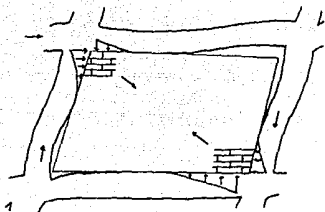


Fig. 4.2. Muro de mampostería confinado por un marco.

Cabe señalar que las diagonales equivalentes, en sus extremos se consideran articuladas, ya que no hay transmisión de momentos en ellos. Aplicando este procedimiento en el marco ejes A, F, se tiene:

• De ejes 5-4 y 4-3.

El módulo de elasticidad de la mampostería y con cargas de poca duración (como es la sísmica), puede calcularse como $E_m = 600 f_m^*$, donde f_m^* es la resistencia nominal a compresión dada en la Tabla 2.4 de la referencia [4]:

$$E_m = 600 f_m^* = 600(15) = 9,000.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_m = 0.4 E_m = 0.4(9,000.0) = 3,600.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Nivel 2

$$A_c = 50 \times 40 = 2,000.0 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 15(60 - 40) = 8,400.0 \text{ cm}^2$$

así:

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} = \lambda = \frac{(141,421.36)(2,000.0)}{(3,600.0)(8,400.0)} = 9.35$$

por lo que:

$$\omega_o = [0.35 + 0.022(9.35)] 2.80 = 1.55 \text{ mts.}$$

$$A = 15(155) = 2,325.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{15(155)^3}{12} = 4,654,843.80 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{155(15)^3}{12} = 43,593.75 \text{ cm}^4$$

Nivel 3

$$A_c = 50 \times 35 = 1,750.0 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 15(60 - 35) = 8,475.0 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{(141,421.36)(1,750.0)}{(3,600.0)(8,475.0)} = 8.11$$

$$\omega_o = [0.35 + 0.022(8.11)] 2.80 = 1.48 \text{ mts.}$$

$$A = 15(148) = 2,220.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4,052,240.0 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 41,625.0 \text{ cm}^4$$

Nivel 4

$$A_c = 45 \times 35 = 1,575.0 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 15(600 - 35) = 8,475.0 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{(141,421.36)(1,575.0)}{(3,600.0)(8,475.0)} = 7.30$$

$$\omega_o = [0.35 + 0.022(7.30)] 2.80 = 1.43 \text{ mts.}$$

$$A = 15(143) = 2,145.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3,655,258.80 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 40,218.75 \text{ cm}^4$$

Nivel 5

$$A_c = 45 \times 30 = 1,350.0 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 15(600 - 30) = 8,550.0 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{(141,421.36)(1,350.0)}{(3,600.0)(8,550.0)} = 6.20$$

$$\omega_o = [0.35 + 0.022(6.20)] 2.80 = 1.36 \text{ mts.}$$

$$A = 15(136) = 2,040.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3,144,320.0 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 38,250.0 \text{ cm}^4$$

Nivel 6

$$A_c = 40 \times 30 = 1,200.0 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 15(600 - 30) = 8,550.0 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{(141,421.36)(1,200.0)}{(3,600.0)(8,550.0)} = 5.51$$

$$\omega_o = [0.35 + 0.022(5.51)] 2.80 = 1.32 \text{ mts.}$$

$$A = 15(132) = 1,980.0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2,874,960.0 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 37,125.0 \text{ cm}^4$$

Siguiendo los mismos pasos para los ejes 3-2 y 2-1 se llega a un conjunto de datos que es necesario ordenarlos de acuerdo a los requerimientos del sistema Analisis Estructural (ANET), el cual utiliza el metodo de las rigideces, ya sea en estructuras

reticulares, armaduras planas o en el espacio, marcos planos, Parrillas o marcos espaciales.

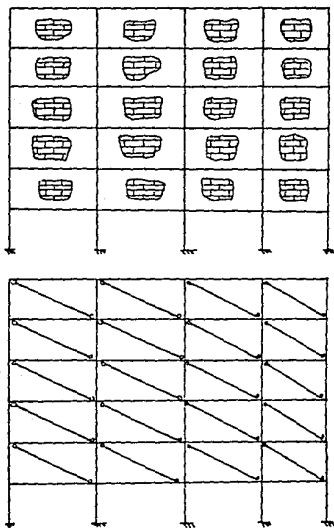


Fig. 4.3. Idealización del método de diagonales equivalentes.

El usuario proporciona las características geométricas de la estructura, las propiedades de sus elementos que la integran y el estado de cargas que actúa sobre ella, y con el sistema ANET se

obtienen como resultados los desplazamientos de los nudos, las reacciones en los apoyos y los elementos mecánicos en los extremos de las barras. En el caso de marcos planos, los datos se dividen en los siguientes grupos: coordenadas de los nudos, propiedades de los elementos tipo, geometría de la estructura, cargas distribuidas, cargas en los nudos y restricciones en los mismos.

A continuación se presenta la topología requerida y la información debidamente agrupada para el marco ejes A, F.

● Topología.

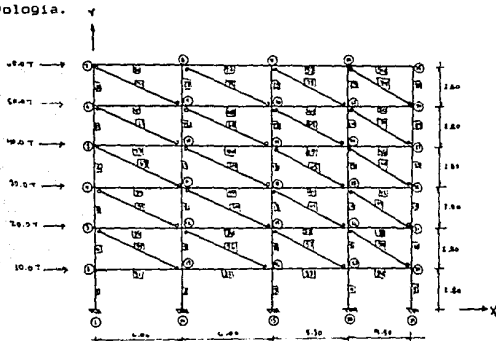


Fig. 4. 4. Topología para el marco ejes A, F.

● Número de nudos: 35

Nudo	Coordenadas	
	x	y
1	0.0	0.0
2	0.0	280.0
3	0.0	560.0
4	0.0	840.0

Nudo	Coordenadas	
	x	y
5	0.0	1120.0
6	0.0	1400.0
7	0.0	1680.0
8	600.0	1680.0

Nudo	Coordenadas	
	x	y
9	600.0	1400.0
10	600.0	1120.0
11	600.0	840.0
12	600.0	560.0
13	600.0	280.0
14	600.0	0.0
15	1200.0	0.0
16	1200.0	280.0
17	1200.0	560.0
18	1200.0	840.0
19	1200.0	1120.0
20	1200.0	1400.0
21	1200.0	1680.0
22	1730.0	1680.0

Nudo	Coordenadas	
	x	y
23	1730.0	1400.0
24	1730.0	1120.0
25	1730.0	840.0
26	1730.0	560.0
27	1730.0	280.0
28	1730.0	0.0
29	2180.0	0.0
30	2180.0	280.0
31	2180.0	560.0
32	2180.0	840.0
33	2180.0	1120.0
34	2180.0	1400.0
35	2180.0	1680.0

● Número de elementos tipo: 19

Elemento	A	E	I _z
1	2,000.0	1.41E+05	2.66E+05
2	1,750.0	1.41E+05	1.78E+05
3	1,575.0	1.41E+05	1.60E+05
4	1,350.0	1.41E+05	1.01E+05
5	1,200.0	1.41E+05	90,000.0
6	1,800.0	1.41E+05	5.40E+05
7	2,325.0	9,000.0	4.65E+06
8	2,445.0	9,000.0	5.41E+06
9	2,640.0	9,000.0	6.81E+06
10	2,220.0	9,000.0	4.65E+06
11	2,490.0	9,000.0	5.71E+06
12	2,145.0	9,000.0	3.65E+06
13	2,235.0	9,000.0	4.13E+06
14	2,385.0	9,000.0	5.02E+06
15	2,040.0	9,000.0	3.14E+06
16	2,115.0	9,000.0	3.50E+06
17	2,295.0	9,000.0	4.47E+06
18	1,980.0	9,000.0	2.87E+06
19	2,160.0	9,000.0	3.73E+06

● Número de elementos (barras): 74

Elemento	Tipo	ND	ND
1	1	1	2
2	1	13	14
3	1	15	16

Elemento	Tipo	ND	ND
4	1	27	28
5	1	29	30
6	1	2	3

Elemento	Tipo	ND	ND
7	1	12	13
8	1	16	17
9	1	26	27
10	1	30	31
11	2	3	4
12	2	11	12
13	2	17	18
14	2	25	26
15	2	31	32
16	3	4	5
17	3	10	11
18	3	18	19
19	3	24	25
20	3	32	33
21	4	5	6
22	4	9	10
23	4	19	20
24	4	23	24
25	4	33	34
26	5	6	7
27	5	8	9
28	5	20	21
29	5	22	23
30	6	34	35
31	6	2	13
32	6	13	14
33	6	16	27
34	6	27	30
35	6	3	12
36	6	12	17
37	6	17	26
38	6	26	31
39	6	4	11
40	6	11	18

Elemento	Tipo	ND	ND
41	6	18	25
42	6	25	32
43	6	5	10
44	6	10	19
45	6	19	24
46	6	24	33
47	6	6	9
48	6	9	20
49	6	20	23
50	6	23	34
51	6	7	8
52	6	8	21
53	6	21	22
54	6	22	35
55	7	3	13
56	7	12	16
57	8	17	27
58	9	26	30
59	10	4	12
60	10	11	17
61	7	18	26
62	11	25	31
63	12	5	11
64	12	10	18
65	13	19	25
66	14	24	32
67	15	6	10
68	15	9	19
69	16	20	24
70	17	23	33
71	18	7	9
72	18	8	20
73	15	21	23
74	19	22	34

• Número de nudos cargados: 6

• Número de nudos restringidos: 5

Nudo	F _x	F _y	F _z
2	10,000.0	0.0	0.0
3	20,000.0	0.0	0.0
4	30,000.0	0.0	0.0
5	40,000.0	0.0	0.0
6	50,000.0	0.0	0.0
7	60,000.0	0.0	0.0

Nudo	x	y	z
1	1	1	1
14	1	1	1
15	1	1	1
28	1	1	1
29	1	1	1

Tablas 4.2. Datos para la corrida del sistema ANET

(Unidades en Kg y cm)

Como se indicó anteriormente, la variación de las fuerzas sísmicas en cada piso, en un Principio se considera lineal, de ahí que en los nudos 2, 3, 4, 5, 6 y 7 se apliquen fuerzas de 60.0, 110.0, 160.0, 210.0, 260.0 y 310.0 Ton. respectivamente. Dichas fuerzas producirán desplazamientos horizontales en cada piso y el desplazamiento del entrepiso será la diferencia de los registrados en los pisos inferior y superior. Ahora bien, la rigidez lateral del entrepiso estará dada por la relación entre la fuerza y cortante actuante en el entrepiso en cuestión y el desplazamiento horizontal de éste. La figura 4.5 muestra los resultados obtenidos en el ejemplo.

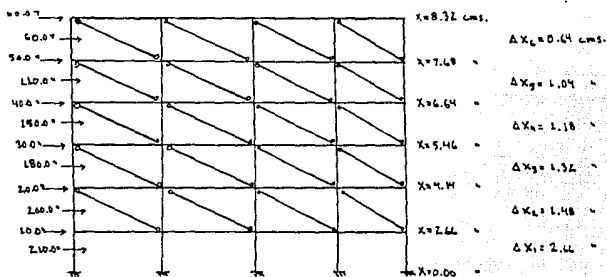


Fig. 4.5. Obtención de rigideces laterales (Método de las diagonales equivalentes).

$$R_1 = \frac{210.0}{2.66} = 78.95 \text{ Ton/cm} \quad ; \quad R_2 = \frac{200.0}{1.48} = 135.13 \text{ Ton/cm}$$

$$R_3 = \frac{180.0}{1.32} = 136.36 \quad " \quad ; \quad R_4 = \frac{150.0}{1.18} = 127.12 \quad "$$

$$R_5 = \frac{110.0}{1.04} = 105.77 \quad " \quad ; \quad R_6 = \frac{60.0}{0.64} = 93.75 \quad "$$

Entrepiso 3

$\Sigma = 67.52$

			$u_1 = 89.77$		
			$u_2 = 88.77$		
$u_3 = 131.76$	$u_4 = 38.47$	$u_5 = 68.24$	$u_6 = 67.52$	$u_7 = 60.24$	$u_8 = 38.47$
			$u_9 = 67.52$		

$\Sigma = 380.50$

$\Sigma = 470.20$

Entrepiso 4

$u_1 = 50.79$

			$u_1 = 77.75$		
			$u_2 = 77.75$		
$u_3 = 122.8$	$u_4 = 26.25$	$u_5 = 56.22$	$u_6 = 56.22$	$u_7 = 31.25$	$u_8 = 122.8$
			$u_9 = 58.79$		

$\Sigma = 371.89$

$\Sigma = 437.19$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Entrepiso 5

		$u_1 = 54.46$		
		$u_2 = 72.16$		
$u_3 = 12.44$	$u_4 = 12.44$	$u_5 = 45.35$	$u_6 = 54.46$	$u_7 = 105.71$
		$u_8 = 54.46$		
		$\Sigma = 307.71$		
				$\Sigma = 356.24$

Entrepiso 6

		$u_1 = 44.70$		
		$u_2 = 58.93$		
$u_3 = 18.37$	$u_4 = 18.37$	$u_5 = 14.70$	$u_6 = 44.70$	$u_7 = 82.35$
		$u_8 = 44.70$		
		$\Sigma = 271.77$		
				$\Sigma = 311.83$

EntrePiso 7

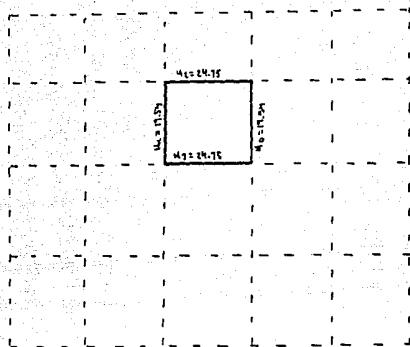


Fig. 4. d. Rigideces de entrepisos (unidades: T/cm)

4.3. Análisis Estático.

Con el Propósito de conocer con precisión cual fue el comportamiento del edificio ante el sismo del 19 de septiembre de 1985, se efectuó un análisis estático con las condiciones originales de su estructura, de acuerdo con el R.C.D.F. 1976. Este último permite, en su artículo 238, aplicar el método en edificios de altura menor de 60.0 mts. (unos 20 Pisos) bajo las siguientes condiciones:

a. El Periodo de la estructura T , queda en el rango de resonancia: $T_a < T < T_b$; en consecuencia, la aceleración corresponde al valor máximo del espectro: $C \times g$. Además, en esta hipótesis se hace innecesario calcular las características dinámicas de la estructura.

b. Las fuerzas en cada Piso se obtienen multiplicando el peso de cada Piso por un coeficiente que varía linealmente desde cero en la base hasta un valor máximo en el Piso más alto.

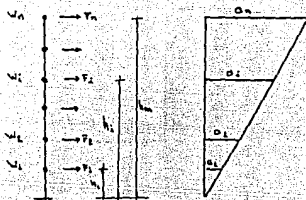


Fig. 4.7. Variación lineal de fuerzas en cada piso.

El cortante en la base es

$$V_1 = \sum_{l=1}^n F_l, \quad \text{por otro lado:} \quad V_1 = \frac{c}{Q} \sum_{l=1}^n W_l$$

donde: $\frac{c}{Q} \geq a_0$, si $\frac{c}{Q} < a_0$, lo sustituimos por a_0 .

$$F_l = a_l W_l = \frac{a_{\max}}{h_n} W_l h_l$$

$$V_1 = \sum_{l=1}^n \frac{a_{\max}}{h_n} W_l h_l = \frac{a_{\max}}{h_n} \sum_{l=1}^n W_l h_l$$

$$a_{\max} = \frac{c \cdot h_n}{Q} \times \frac{\sum_{l=1}^n W_l}{\sum_{l=1}^n W_l h_l}$$

donde:

a_0 = Aceleración del terreno. [m/seg²].

c = Aceleración máxima de una estructura. [m/seg²].

Q = Factor de ductilidad.

h_l = Altura del Piso l . [mts.].

W_i = Peso del Piso i , [Ton.].

F_i = Fuerza sísmica en el Piso i , [Ton.].

Los valores de a_0 y c son obtenidos del espectro de aceleración contenido en los reglamentos cuya forma es la siguiente:

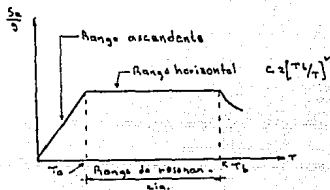


Fig. 4.8. Espectro de diseño

aquí:

T_a , T_b = Período que define el rango de resonancia, [seg.]

r = Constante.

T = Período de la estructura, [seg.].

Los valores de a_0 , c , T_a , T_b y de r , dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo. Se consideran 4 zonas sísmicas en el país (A, zona asísmica; B, penisísmica; C, sísmica y D, zona altamente sísmica) y 3 tipos de suelos (I, suelo firme; II, intermedio y III, blando) y aunque la Ciudad de México y sus zonas conurbadas se ubican en la zona B, se rigen por espectros especiales contenidos en el R.C.D.F.

Por su parte, el valor de D depende del tipo de estructura, del material predominante y de que se cumplan algunos detalles de diseño que permitan el comportamiento dúctil de aquella.

La aplicación del método estático consta principalmente de los siguientes pasos:

a. La acción sísmica se representa por fuerzas horizontales

actuando en los centros de masa de los pisos en 2 direcciones ortogonales.

b. Dichas fuerzas son distribuidas entre los sistemas resistentes a carga lateral que tenga el edificio (muros y/o marcos).

c. Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales correspondientes.

Los resultados de este análisis son generalmente conservadores. Si se aplica un análisis dinámico deberá verificarse que en cada piso

$$V_{d,n} \geq 60 \% V_{est}$$

4.3.1. Cargas para análisis sísmico.

Para la aplicación del método referido, es necesario conocer el peso de cada uno de los niveles de la estructura, incluyendo las cargas vivas especificadas en el reglamento como instantáneas y tomando en cuenta las características de cada piso. Se tiene pues:

Planta 1

● Losa	Losa (viguetas y bovedillas)	310.0 Kg/m ²
	Acabado de piso	110.0 "
	Plafond	30.0 "
		<hr/>
	Carga muerta =	450.0 "
	Carga viva ins. =	90.0 "
		<hr/>
		540.0 "
	Carga adicional (R.C.D.F.) =	40.0 "
		<hr/>
	Carga total =	580.0 Kg/m ²
● Trabe	0.30 m x 0.60 m x 2,400.0 Kg/m ³	= 432.0 Kg/ml
● Mampostería	0.18 m x 2.80 m x 1,500.0 Kg/m ³	= 756.0 Kg/ml
● Columnas	0.40 m x 0.50 m x 2,400.0 Kg/m ³	= 480.0 Kg/ml

• Ventanerías		= 120.0 Kg/m ²
• Escaleras		Carga muerta = 450.0 Kg/m ²
		Carga viva ins. = 150.0 "
		<u>Carga total = 600.0 Kg/m²</u>

En la losa de baños se tomará una carga adicional de 170.0 Kg/m² debida a la capa de tezontle y a que la losa es de concreto armado de 15.0 cms. de espesor.

• Resumen

Losa	580.0(21.8 x 26.4 - 5.6 x 5.3)	
	+ 750.0(5.6 x 2.0)	= 325.00 Ton.
Trabes	432.0 [(21.8 - 4 x 0.4) 6]	
	+ 432.0 [(26.4 - 5 x 0.5) 5]	= 104.00 "
Columnas	480.0(2.8) (30)	= 40.32 "
Muros	756.0(5.3 - 0.4 + 5.6 - 0.5) 2	= 15.12 "
Escaleras	600.0(2.5 x 3.3)	= 4.95 "
Ventanerías	120.0(26.4)	= 3.17 "
		<u>W₁ = 492.56 Ton.</u>

Planta 2 - 5

Dado que las plantas 2, 3, 4 y 5 presentan características similares, se obtendrá el peso correspondiente al piso 2 y se tomará como el representativo para los demás niveles.

• Resumen

Losa	580.0(21.8 x 26.4 - 5.6 x 5.3)	
	+ 750.0(5.6 x 2.0)	= 325.00 Ton.
Trabes	432.0(21.8 - 4 x 0.4) 6	
	+ 432.0(26.4 - 5 x 0.5) 5	= 104.00 "
Muros	756.0(21.8 - 4 x 0.4 + 5.3 - 0.4 + 5.6 - 0.5) 2	= 45.66 "
Columnas	480.0(2.8) (30)	= 40.32 "
Escaleras	600.0(2.5 x 3.3)	= 4.95 "

Ventanería 120.0(26.4) = 3.17 "

$W_{2-5} = 523.10 \text{ Ton.}$

Planta 6

En este caso se toma una carga adicional de $1,000.0 \text{ Kg/m}^2$ por la maquinaria ubicada en un área de $2.0 \times 5.6 = 11.20 \text{ m}^2$. Así:

● Resumen

Losa	$560.0(21.8 \times 26.4 - 5.6 \times 5.3)$ $+ 1,580.0(2.0 \times 5.6)$	= 323.36 Ton.
Trabes	$432.0(21.8 - 4 \times 0.4) 6$ $+ 432.0(26.4 - 5 \times 0.5) 5$	= 104.00 "
Muros	$756.0(21.8 - 4 \times 0.4 + 5.3 -$ $- 0.4 + 5.6 - 0.5) 2$	= 45.66 "
Columnas	$480.0(2.80)(30)$	= 40.32 "
Escaleras	$600.0(2.5 \times 3.3)$	= 4.95 "
Ventanería	$120.0(26.4)$	= 3.17 "

$W_6 = 521.46 \text{ Ton.}$

Planta 7

El sistema de piso consta aquí de una losa de concreto armado y espesor de 10.0 cms.

● Losa	Losa maciza (10.0 cms.)	240.0 Kg/m^2
	Relleño	170.0 "
	Enladrillado	90.0 "
	Plafond	30.0 "

Carga muerta = 530.0 "

Carga viva ins. = 70.0 "

600.0 "

Carga adicional (R.C.D.F.) = 40.0 "

Carga total = 640.0 Kg/m^2

● Columna	$0.3 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 2,400.0 \text{ Kg/m}^3$	= 288.0 Kg/ml
-----------	--	------------------------

● Tinaco	Líquido	280.0 Kg/m^2
----------	---------	-----------------------

	Cisterna	440.0 "
--	----------	---------

720.0 Kg/m^2

• Resumen

Losa	640.0(5.6 x 5.3)	= 19.00 Ton.
Muros	756.0 [(5.6 - 0.4)] 2 +	
	+ 756.0 [(5.3 - 0.3)] 2	= 15.42 "
Trabes	432.0 [(5.6 - 0.4)] 2 +	
	+ 432.0 [(5.3 - 0.3)] 2	= 8.81 "
Tinaco	720.0(2.5 x 5.0)	= 9.00 "
Columnas	288.0(2.5) (4)	= 2.88 "
		<u>W₇ = 55.11 Ton.</u>

4.3.2. Periodo fundamental de la estructura.

Para tener una mayor Precisión en los cálculos, se verificará si la estructura cae dentro del rango de resonancia calculando de manera aproximada el periodo fundamental en ambas direcciones con la siguiente expresión:

$$T = 0.3 \left[\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum P_i x_i} \right]^{1/2}$$

donde:

W_i = Peso de la masa i [Ton.].

P_i = Fuerza horizontal que actúa en la masa i [Ton.].

x_i = Desplazamiento correspondiente en la dirección de P_i [cms.].

g = Aceleración de la gravedad, [m/seg²].

De acuerdo con el valor resultante de T , se aplica una de las 3 opciones siguientes:

a. Si $T_a \leq T \leq T_b$, no se permite reducción de fuerzas sísmicas.

b. Si $T > T_b$, la fuerza lateral en la masa i es igual a:

$$P_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{c}{Q}$$

aquí:

$$k_1 = q [1 - r(1 - q)] \sum W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

$$q = (T_b / T) r$$

Q = Factor de reducción por ductilidad.

h_i = Altura de la masa i sobre el nivel de desplante.

c. Si $T < T_a$, las fuerzas cortantes serán reducidas de tal manera que la relación V / W en la base sea igual a:

$$c_{br} = [a_0 + (c - a_0) T / T_b] Q'$$

con:

$$Q' = 1 + (Q - 1) T / T_a$$

Como se mencionó anteriormente, los valores de T_a , T_b , r, c y a_0 están contenidos en el reglamento, o bien, pueden consultarse en la Tabla 4.1 de la referencia [4]. Es necesario obtener el periodo fundamental de la estructura tanto en la dirección X como en la Y. Los cálculos se resumen en las siguientes tablas.

Se tienen los siguientes datos:

Estructura del grupo B,	$T_a = 0.80$ seg.
Zona III,	$T_b = 3.30$ "
$c = 0.24$,	$r = 1$
$a_0 = 0.06$	$Q = 4$, para estructuras de
$c_b =$ Al valor mayor de	acero o concreto forma-
c / Q ó a_0	das por marcos (vigas y
	columnas).

$$c / Q = 0.24 / 4 = 0.06 \quad ; \quad a_0 = 0.06$$

$$\therefore c_{x,y} = 0.06$$

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_b W_T$$

Dirección X

N	h _l	W _l	W _l h _l	P _l	V _l	K _l	x	Δx	W _l x ²	P _l x _l
7	19.30	55.11	1063.62	6.36	6.36	49.50	0.12	2.26	281.48	14.37
6	16.80	521.46	8760.52	52.40	58.76	251.97	0.23	2.14	2388.07	112.13
5	14.00	523.10	7323.40	43.81	102.57	307.72	0.33	1.91	1908.32	83.67
4	11.20	523.10	5858.72	35.04	137.61	331.89	0.41	1.58	1305.86	55.36
3	8.40	523.10	4394.04	26.28	163.89	380.50	0.43	1.17	716.07	30.74
2	5.60	523.10	2929.96	17.52	181.41	418.20	0.43	0.74	286.45	12.96
1	2.80	492.56	1379.16	8.25	189.66	611.99	0.31	0.31	47.33	2.55
Σ		3161.53	31708.82						6933.60	311.81

$$T_x = 6.3 \left[\frac{6933.60}{981(311.81)} \right]^{1/2} = 0.95 \text{ seg.}$$

Dirección Y

N	h _l	W _l	W _l h _l	P _l	V _l	K _l	x	Δx	W _l x ²	P _l x _l
7	19.30	55.11	1063.62	6.36	6.36	39.08	0.16	2.01	222.65	12.78
6	16.80	521.46	8760.52	52.40	58.76	317.83	0.18	1.85	1784.69	97.29
5	14.00	523.10	7323.40	43.81	102.57	356.24	0.28	1.67	1458.87	73.41
4	11.20	523.10	5858.72	35.04	137.61	439.19	0.31	1.39	1010.68	48.88
3	8.40	523.10	4394.04	26.28	163.89	470.20	0.34	1.08	510.14	28.48
2	5.60	523.10	2929.96	17.52	181.41	511.64	0.35	0.74	286.45	13.00
1	2.80	492.56	1379.16	8.25	189.66	484.20	0.39	0.39	74.92	3.23
Σ		3161.53	31708.82						5448.41	277.09

$$T_y = 6.3 \left[\frac{5448.41}{981(277.09)} \right]^{1/2} = 0.89 \text{ seg.}$$

Tabla 6.3. Períodos fundamentales y fuerzas cortantes para el edificio.
(unidades en Ton., alturas en mts. y desplazamientos en cms.).

$T_a < T_{x,y} < T_b$, por lo que no habrá reducción de fuerzas cortantes ni de Q factor de ductilidad.

4.3.3. Centros de gravedad de cada nivel.

El centro de gravedad de un piso es el punto donde se supone aplicada la fuerza P en dicho nivel y es necesario conocerlo para la obtención de las excentricidades en el análisis por torsión. Se ilustra como se llega a las coordenadas del centro de gravedad en el nivel 1 y las del resto de los pisos se muestran en la Tabla 4.4 del inciso siguiente.

Nivel 1

11.51	20.43	23.68	20.43	21.51
11.54	23.45	26.25	21.93	21.34
25.92	24.06	27.44	24.06	25.92
21.93	21.34	21.34	25.74	21.93

Fig. 4.9. Centro de gravedad del nivel 1.

$$100.12(23.8) = 2382.85 \text{ T-m.}$$

$$93.68(18.6) = 1742.44 \text{ "}$$

$$104.86(13.2) = 1384.15 \text{ "}$$

$$93.68(7.8) = 730.70 \text{ "}$$

$$100.12(2.6) = 260.31 \text{ "}$$

$$\underline{6500.46 \text{ T-m.}}$$

$$110.36(19.55) = 2157.53 \text{ T-m.}$$

$$119.83(14.65) = 1755.50 \text{ "}$$

$$127.50(9.00) = 1147.50 \text{ "}$$

$$134.77(3.00) = 404.31 \text{ "}$$

$$\underline{5464.89 \text{ T-m.}}$$

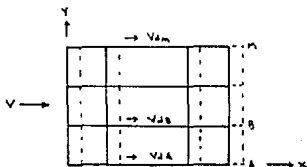
$$x_m = \frac{6500.46}{492.56} = 13.20 \text{ mts.} \quad y_m = \frac{5464.89}{492.56} = 11.10 \text{ mts.}$$

Los valores en cada tablero de la Planta representan el peso de éstos incluyendo los elementos que caen dentro de su área en Ton.

4.3.4. Análisis Por torsión.

La distribución de las fuerzas sísmicas que actúan en los Pisos de un edificio entre sus diferentes elementos resistentes, puede hacerse de 2 modos. Uno de ellos es el método matricial que resulta demasiado laborioso y el segundo es el que a continuación se describe.

a. Se calcula la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de gravedad del nivel i . Aparecerán cortantes directos V_{df} en los marcos A, B . . . M, paralelos al eje X, que valen



$$V_{df} = \frac{K_{fx}}{\sum_{f=A}^M K_{fx}} V$$

Fig. 4.10. Cortante en la dirección X

b. Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza sísmica para que el movimiento relativo de los 2 niveles consecutivos que limitan al entrepiso sea exclusivamente de traslación. En caso contrario, existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$x_T = \frac{\sum_{l=1}^n K_{yl} x_l}{\sum_{l=1}^n K_{yl}}$$

donde:

K_{yl} = Rigideces del marco en dirección Y, [T/cm].

$$y_T = \frac{\sum_{j=A}^n K_{xj} y_j}{\sum_{j=A}^n K_{xj}}$$

K_{xj} = Rigideces del marco en dirección X, [T/cm].

c. Aparecerán cortantes por torsión en los marcos A, B . . .

M, que valen:

$$V_{Tj} = \frac{M_T}{\bar{\phi}} K_{xj} \bar{y}_j$$

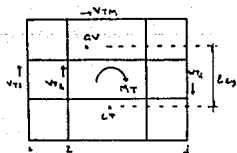
donde:

$\bar{\phi}$ = Momento polar de inercia de las rigideces en la planta

$$\bar{\phi} = \sum_{j=A}^m K_{xj} \bar{y}_j^2 + \sum_{l=1}^n K_{yl} \bar{x}_l^2$$

\bar{x}_l = Distancia del marco l al centro de torsión, [mts.].

\bar{y}_l = Distancia del marco l al centro de torsión, [mts.].



$$M_{T1} = V_{y1}$$

$$M_{T2} = V_{y2}$$

Fig. 4. 11. Momento torsionante.

M_{T1} = Momento torsionante en el entrepiso considerado.

e_y = La más desfavorable de las siguientes excentricidades

$$e_{y1} = 1.5 e_{cy} + 0.1 b$$

$$e_{y2} = e_{cy} - 0.1 b$$

con:

e_{cy} = Excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de masa, [mts.].

b = La mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo, [mts.]

d. El cortante total en cada marco es la suma del cortante directo más el de torsión. Un análisis similar se realiza suponiendo que la fuerza cortante es paralela al eje Y. Los cortantes totales serán:

$$\left. \begin{array}{l} V_d = V_{dJ} + V_{TJ} \\ V_l = V_{Tl} \end{array} \right\} \text{Dirección X}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_d = V_{Tl} \\ V_l = V_{dl} + V_{Tl} \end{array} \right\} \text{Dirección Y}$$

e. Con fines de diseño deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma del 100 % de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección X y 30 % de los efectos producidos por el sismo en la dirección Y y viceversa, rigiendo el mayor de los resultados.

A continuación se presentan los cálculos realizados para los entrepisos 1 y 2, aclarando que cuando el efecto de torsión se suma al de traslación el momento torsionante se calcula con la mayor de las excentricidades, pero en caso de que los efectos sean opuestos, se utiliza la menor de ellas, dado que se trata de aplicar la condición más desfavorable, es decir, sumar lo más que se pueda y restar lo menos posible.

N	w_i	h_i	$w_i h_i$	P_i	V_{ix}	y_i	$P_{ix} y_i$	$\Sigma P_{ix} y_i$	\bar{y}_i
7	55.11	19.30	1063.62	6.36	6.36	14.65	93.17	93.17	14.65
6	521.46	16.80	8760.52	52.40	58.76	11.16	584.78	677.95	11.53
5	523.10	14.00	7323.40	43.81	102.57	11.08	485.41	1163.36	11.34
4	523.10	11.20	5858.72	35.04	137.61	11.08	388.24	1551.60	11.27
3	523.10	8.40	4394.01	26.28	163.89	11.08	291.18	1842.78	11.24
2	523.10	5.60	2929.36	17.52	181.41	11.08	194.12	2036.90	11.22
1	492.56	2.80	1379.16	8.25	189.66	11.10	91.57	2128.47	11.22

N	w_i	h_i	$w_i h_i$	P_i	V_{iy}	x_i	$P_{iy} x_i$	$\Sigma P_{iy} x_i$	\bar{x}_i
7	55.11	19.30	1063.62	6.36	6.36	13.20	83.95	83.95	13.20
6	521.46	16.80	8760.52	52.40	58.76	13.20	691.68	775.63	13.20
5	523.10	14.00	7323.40	43.81	102.57	13.20	578.29	1353.92	13.20
4	523.10	11.20	5858.72	35.04	137.61	13.20	462.52	1816.44	13.20
3	523.10	8.40	4394.01	26.28	163.89	13.20	346.52	2163.33	13.20
2	523.10	5.60	2929.36	17.52	181.41	13.20	231.21	2394.59	13.20
1	492.56	2.80	1379.16	8.25	189.66	13.20	108.90	2503.49	13.20

Tabla 4.4. Centro de gravedad en cada entropiso.
(unidades en Ton. y cms.)

$$\bar{y}_i = \frac{\Sigma P_{ix} y_i}{V_{ix}} \quad \bar{x}_i = \frac{\Sigma P_{iy} x_i}{V_{iy}}$$

Entrepiso 1

$$V_{x,y} = 189.66 \text{ Ton.}$$

Eje	K_x	y	$K_x y$	\bar{y}	$K_x \bar{y}$	$K_x \bar{y}^2$
5	110.31	0.00	0.00	-11.74	-1295.04	15203.77
4	110.31	6.00	611.86	-5.74	-633.18	3634.45
3	140.53	12.00	1686.36	0.26	36.53	9.49
2	140.53	17.30	2431.17	5.56	781.34	4344.25
1	110.31	21.80	2404.76	10.06	1109.72	11163.78
Σ	611.99		7184.15			34355.74

$$y_T = \frac{7184.15}{611.99} = 11.74 \text{ mts.}$$

Eje	K_y	x	K_x	\bar{x}	$K_y \bar{x}$	$K_y \bar{x}^2$
A	78.94	0.00	0.00	-13.20	-1042.00	13754.50
B	66.96	5.20	348.19	- 8.00	- 535.68	4285.44
C	96.18	10.40	1000.27	- 2.80	- 269.30	754.05
D	96.1	16.00	1538.88	2.80	269.30	754.05
E	66.96	21.20	1419.55	8.00	535.68	4285.44
F	78.94	26.40	2084.01	13.20	1042.00	13754.50
Σ	484.16		6390.90			37587.98

$$x_T = \frac{6390.90}{484.16} = 13.20 \text{ mts.}$$

$$\bar{y} = 34,355.74 + 37,587.98 = 71,943.72$$

• Dirección X

Eje	K_x	Efecto de V_x (Ton.)			$V_y(\text{Ton})$	V de Diseño	
		Directo	Torsión	Total		Torsión	$V_y + 0.3V_x$
5	110.31	34.18	10.10	44.28	9.01	46.98	22.29
4	110.31	34.18	4.94	39.12	4.40	40.44	16.13
3	140.53	43.55	- 0.16	43.39	0.25	43.46	13.26
2	140.53	43.55	- 3.42	40.13	5.43	41.76	17.47
1	110.31	34.18	- 4.85	29.33	7.72	31.61	16.52
Σ	611.99					Rige	

• Dirección Y

Eje	K_y	Efecto de V_y (Ton)			$V_x(\text{Ton})$	V de Diseño	
		Directo	Torsión	Total		Torsión	$V_y + 0.3V_x$
A	78.94	30.92	7.25	38.17	8.13	40.61	19.58
B	66.96	26.32	3.72	30.04	4.18	31.29	13.19
C	96.18	37.67	1.87	39.54	2.10	40.17	13.96
D	96.18	37.67	1.87	39.54	2.10	40.17	13.96
E	66.96	26.32	3.72	30.04	4.18	31.29	13.19
F	78.94	30.92	7.25	38.17	8.13	40.61	19.58
Σ	484.16					Rige	

$$e_{yc} = y_T - v_y = 11.74 - 11.22 = 0.52 \text{ mts.}$$

$$1.5 e_{yc} + 0.1 b = 1.5(0.52) + 0.1(21.8) = 2.96 \text{ mts.}$$

$$e_{yc} - 0.1 b = 0.52 - 0.1(21.8) = - 1.66 \text{ mts.}$$

$$e_{xc} = x_T - v_x = 13.20 - 13.20 = 0.00 \text{ m.}$$

$$1.5 e_{xc} + 0.1 b = 1.5(0.0) + 0.1(26.4) = 2.64 \text{ mts.}$$

$$e_{xc} - 0.1 b = 0.0 - 0.1(26.4) = - 2.64 \text{ mts.}$$

Entrepiso 2

 $V_{x,y} = 181.41 \text{ Ton.}$

Eje	K_x	y	$K_x y$	\bar{y}	$K_x \bar{y}$	$K_x \bar{y}^2$
5	73.99	0.00	0.00	-11.79	-872.34	10284.89
4	73.99	6.00	443.94	-5.79	-428.40	2480.43
3	98.10	12.00	1177.20	0.21	20.60	4.32
2	98.10	17.30	1697.13	5.51	540.53	2978.32
1	73.99	21.80	1612.98	10.01	740.64	7413.80
Σ	418.17		4931.25			23161.76

$$\bar{y}_T = \frac{4931.25}{418.17} = 11.79 \text{ mts.}$$

Eje	K_y	x	$K_y x$	\bar{x}	$K_y \bar{x}$	$K_y \bar{x}^2$
A	135.13	0.00	0.00	-13.20	-1783.71	23545.05
B	48.35	5.20	251.42	-8.00	-586.80	3094.40
C	72.33	10.40	752.83	-2.80	-202.52	567.06
D	72.33	26.00	1157.28	2.80	202.52	567.06
E	48.35	21.20	1025.02	8.00	586.80	3094.40
F	135.13	26.40	3567.43	13.20	1783.71	23545.05
Σ	511.62		6753.38			54413.02

$$\bar{x}_T = \frac{6753.38}{511.92} = 13.20 \text{ mts.}$$

$$\bar{s} = 23,161.76 + 54,413.02 = 77,574.78$$

• Dirección X

Eje	K_x	Efecto de V_x (Ton.)			V_x (Ton)	V de Diseño	
		Directo	Torsión	Total		$V_x + 0.3V_y$	$V_y + 0.3V_x$
5	73.99	32.09	6.20	38.29	5.38	39.90	16.86
4	73.99	32.09	3.04	35.13	2.64	35.92	13.18
3	98.10	42.55	0.07	42.48	0.12	42.51	12.86
2	98.10	42.55	2.03	40.50	3.37	41.52	15.48
1	73.99	32.09	2.78	29.31	4.57	30.68	13.36
Σ	418.17					Rige	

• Dirección Y

Eje	K_y	Efecto de V_y (Ton.)			V_y (Ton)	V de Diseño	
		Directo	Torsión	Total		$V_y + 0.3V_x$	$V_x + 0.3V_y$
A	135.13	47.91	11.01	58.92	12.68	62.72	30.35
B	48.35	17.14	2.38	19.52	2.75	20.34	8.60
C	72.33	25.64	1.25	26.89	1.44	27.32	9.51
D	72.33	25.64	1.25	26.89	1.44	27.32	9.51
E	48.35	17.14	2.38	19.52	2.75	20.32	8.60
F	135.13	47.91	11.01	58.92	12.68	62.72	30.35
Σ	511.62					Rige	

Tabla 4.6. Distribución de cortantes en el entrepiso 2.

$$e_{yc} = y_T - y_v = 11.79 - 11.22 = 0.57 \text{ mts.}$$

$$1.5 e_{yc} + 0.1 b = 1.5(0.57) + 0.1(21.8) = 3.04 \text{ mts.}$$

$$e_{yc} - 0.1 b = 0.57 - 0.1(21.8) = -1.61 \text{ mts.}$$

$$e_{xc} = x_T - x_v = 13.20 - 13.20 = 0.0 \text{ mts.}$$

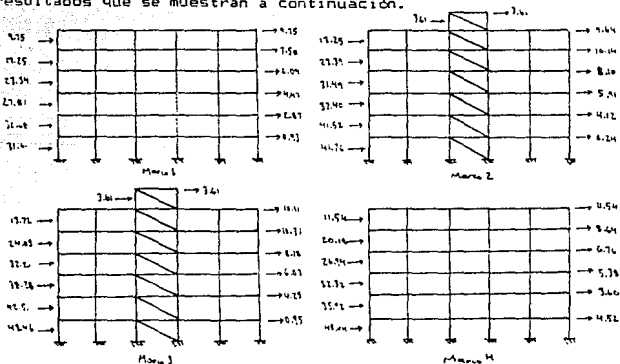
$$1.5 e_{xc} + 0.1 b = 1.5(0.0) + 0.1(26.4) = 2.64 \text{ mts.}$$

$$e_{xc} - 0.1 b = 0.0 - 0.1(26.4) = -2.64 \text{ mts.}$$

Para que las hipótesis se cumplan, es necesario que la losa sea capaz de resistir como diafragma las fuerzas que actúan sobre ella como consecuencia de su participación, transmitiendo la fuerza sísmica a los sistemas resistentes. Por ejemplo, en el marco A se tienen como fuerzas en los entrepisos 1 y 2, 40.61 y 62.72 Ton. respectivamente, por lo que la fuerza que la losa transmite en el nivel 1 es $40.61 - 62.72 = -22.11$ Ton.

4.3.5. Resultados.

Después de realizar un análisis similar al del inciso anterior en cada uno de los entrepisos de la estructura, se llega a los resultados que se muestran a continuación.



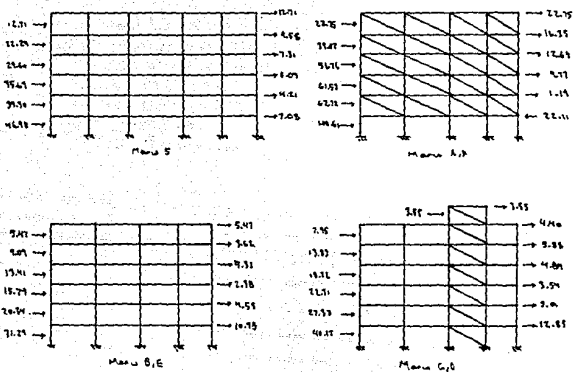


Fig. 4.12. Fuerzas sísmicas obtenidas (unidades en Ton.).

4.4. Análisis Estructural (condiciones originales).

Los daños que la estructura presentó después de la ocurrencia del terremoto ya mencionado, se debieron básicamente a defectos constructivos más que a la acción de las fuerzas accidentales. Sin embargo, la revisión de elementos tales como columna, viga y uniones viga-columna se hace necesaria para cumplir con los requisitos del R.C.D.F. 1976. Tal verificación se lleva a cabo considerando carga viva, muerta y accidental en todos y cada uno de los componentes de la estructura y dada la magnitud de dicha labor, se presenta en este inciso, el proceso de revisión en la viga, columna y unión viga-columna consideradas como las más desfavorables de acuerdo a las envolventes de los elementos mecánicos obtenidos para las distintas combinaciones y condiciones de carga.

4.4.1. Carga Para análisis gravitacional.

De acuerdo al R.C.D.F. 1976, el único concepto que varía para este análisis respecto al sísmico, es el de carga viva, ya que para este inciso (carga vertical) debe considerarse la carga viva señalada como máxima. Por ello, se presenta en seguida el resumen para cada nivel, tomando en consideración los marcos 2 y D.

Planta 1 - 5

● Losa	Losa (viguetas y bovedillas)	310.0 Kg/m ²
	Acabado de Piso	110.0 "
	Plafond	30.0 "
	Carga muerta =	450.0 "
	Carga viva máx. ¹ =	137.8 "
	Carga adicional (R.C.D.F.) =	40.0 "
	Carga total =	627.8 Kg/m ²
● Escaleras	Carga muerta =	450.0 Kg/m ²
	Carga viva máx. ² =	175.5 "
	Carga total =	625.5 Kg/m ²

Planta 6

En este caso se tendrá nuevamente una carga adicional de 1,000.0 Kg/m² debida a la maquinaria en el área señalada y la carga viva máxima (azotea con pendiente menor del 5 %) será de 100.0 Kg/m².

¹ El R.C.D.F. 1976 establece una carga viva máxima para oficinas, despachos, etc. el valor de $120 + 420/(A)^{1/2}$, donde A es el área tributaria en m².

² En el caso de lugares de comunicación para peatones y con área mayor de 450.0 m², $W_{max} = 150 + 600/(A)^{1/2}$ (A = Área tributaria en m²).

Planta 7

● Losa	Losa maciza (10.0 cms.)	240.0 KG/m ²
	Relleno	170.0 "
	Enladrillado	90.0 "
	Plafond	30.0 "
	Carga muerta =	530.0 "
	Carga viva máx. =	100.0 "
		630.0 "
	Carga adicional (R.C.D.F.)	40.0 "
	Carga total =	670.0 KG/m ²

Tomando como referencia la figura 4.13 en donde se indican las áreas tributarias para los marcos mencionados, se tiene:

Marco 2

● Planta 1-5	De A - B , B - C , D - E y E - F	
	Losa 627.8 (13.4)	= 8.41 Ton.
	Trabes 432.0 (5.2)	= 2.25 "
	Columnas 480.0 (2.8) (1.2)	= 1.61 "
		12.27 Ton.
	$w = \frac{12.27}{5.20} = 2.36$	T/m

Para C - D

	Losa 627.8 (7.54)	
	+ 797.8 (7.82)	= 10.97 Ton.
	Muros 756.0 (5.6)	= 4.23 "
	Trabes 432.0 (5.6)	= 2.42 "
	Columnas 480.0 (2.8) (1.2)	= 1.61 "
		19.23 Ton.
	$w = \frac{19.23}{5.6} = 3.43$	T/m

● Planta 6

	De A - B , B - C , D - E y E - F	
	Losa 590.0 (13.4)	= 7.90 Ton.
	Trabes 432.0 (5.2)	= 2.25 "

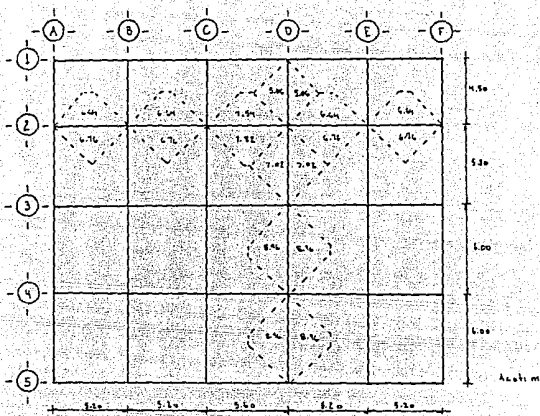


Fig. 4.18. Áreas tributarias para marcos 2 y D (en m²).

$$\text{Columnas } 480.0(2.8)(1.2) = 1.61 \text{ "}$$

$$\omega = \frac{11.76}{5.2} = 2.26 \text{ T/m}$$

$$11.76 \text{ Ton.}$$

De C - D

$$\text{Losa } 590.0(7.54)$$

$$+ 1627.8(7.82) = 17.17 \text{ Ton.}$$

$$\text{Muros } 756.0(5.6) = 4.23 \text{ "}$$

$$\text{Trabes } 432.0(5.6) = 2.42 \text{ "}$$

$$\text{Columnas } 480.0(2.8)(1.2) = 1.61 \text{ "}$$

$$25.43 \text{ Ton.}$$

$$\omega = \frac{25.43}{5.6} = 4.54 \text{ T/m}$$

• Planta 7

De C - D

$$\text{Losa } 670.0(7.82) = 5.24 \text{ Ton.}$$

$$\text{Muros } 756.0(5.6) = 4.23 \text{ "}$$

Trabes	432.0(5.6)	= 2.42 "
Columnas	288.0(2.5) (2)	= 1.44 "
Tinaco	720.0(1.94)	= 1.39 "
		<hr/>
		14.72 Ton.

$$\omega = \frac{14.72}{5.6} = 2.62 \text{ T/m}$$

De igual forma se obtienen las cargas Para el marco D y los resultados se Presentan en la figura 4.14.

4.4.2. Corridas de Programas.

Para realizar el trabajo de análisis estructural de todos los marcos componentes del sistema con sus respectivas condiciones de carga, se recurre a los programas de computadora ahorrándose así tiempo y facilitándose el trabajo.

Las corridas corresponden a los marcos que se han venido analizando (2 y D) ya que en ellos se Presentaron los elementos más desfavorables. Cabe aquí hacer la siguiente aclaración: Para la obtención de cargas distribuidas se consideró el peso de los muros, por lo que al realizar el análisis para carga gravitacional (Fy) ya no se tomarán en cuenta las diagonales equivalentes que representarían tales elementos. Estas solo se toman en cuenta para la obtención de las rigideces de entrepiso y, en este caso, para la condición de carga accidental (Fx). De tal modo que para el marco 2, por ejemplo, al ser analizado en su primera condición se tienen en él 100 elementos o barras y en su segunda condición se incluyen las diagonales, por lo que el número de componentes del mismo será de 107. Y lo mismo ocurre en el marco D: se tiene un número menor de barras en el análisis gravitacional y en el caso de carga sísmica el número de elementos es mayor. Ello dará una mejor interpretación de las topologías (Fig. 4.14).

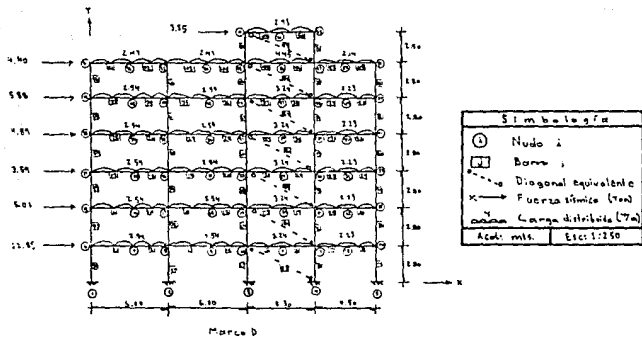
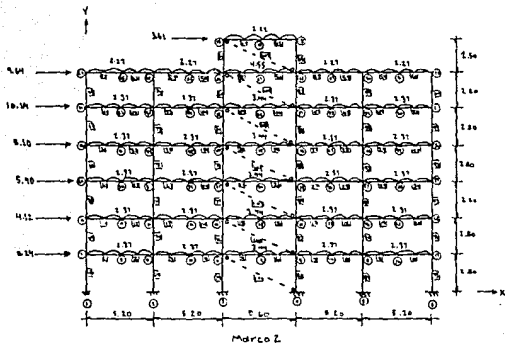


Fig. 4.14. Topologías para los marcos Z y D.

4.5. Requisitos para el Dimensionamiento de Estructuras de Concreto.

4.5.1. Requisitos Generales.

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones. A este respecto las secciones individuales deben ser capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y la estructura en conjunto, en caso de estar sujeta a acciones sísmicas, debe desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía de aquel sin llegar al colapso. En este inciso se tratan los requisitos relativos a la resistencia y ductilidad de las secciones y elementos particulares apeados al R.C.D.F. 1976 y a las N.T.C. 1977 para estructuras de concreto, indicando el objetivo que se persigue con dichas condiciones.

4.5.2. Vigas.

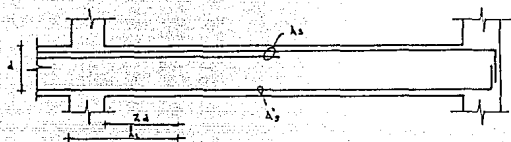
Los requisitos aquí descritos corresponden a elementos que trabajan a flexión esencialmente, tales como vigas y aquellas columnas con cargas axiales bajas.

• Requisitos geométricos. Los requisitos geométricos tienen por objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral debido a la excesiva esbeltez de su alma y se pretende asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna se realice sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante o torsión. De ahí que para $Q = 4$:

$$l / b \leq 40$$

$$h / b \leq 4$$

• Requisitos para el refuerzo longitudinal. Cuando se diseña con $Q = 4$ ó $Q = 6$ se requiere el refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga, independientemente de los resultados del análisis (Fig. 4.15).



$A_s, A_s' \geq 0.7 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} d b$, en toda la longitud de la viga.
 $A_s' \leq 0.75 A_s$ balanceada. Al menos 07 % de A_s deberá pasar por el núcleo de la columna.

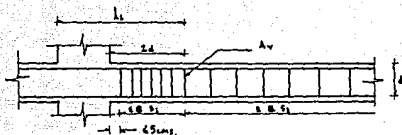
Fig. 4.15. Requisitos para refuerzo longitudinal en vigas de concreto ($Q=4$).

La ductilidad de una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, por esta razón el Área de refuerzo para $Q = 4$ no deberá exceder el 75 % de la balanceada. Para $Q = 6$ esta debe limitarse a 60 % de la balanceada.

El corte de varillas requerido pretende evitar que aparezcan tensiones por la transmisión de esfuerzos de adherencia en zonas donde tienden a formarse articulaciones plásticas.

• Requisitos para anclaje y refuerzo transversal. La cantidad y disposiciones de estribos ilustrados en la figura 4.16 tiende a asegurar cierta ductilidad en cualquier sección en caso de un agrietamiento diagonal. En la longitud de posible articulación plástica, l_1 , sólo se admiten estribos cerrados. La longitud de desarrollo l_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá con la siguiente expresión:

$$l_d = 1.4 L_{db} \quad \text{con } L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'c}} \geq 0.006 db f_y$$



Si, $S_2 < d/2$,
 si el β de cualquier barra longitudinal excede del # 5, los estribos serán del # 2.5 o mayores.

Fig. 4.16. Requisitos para refuerzo transversal en vigas de concreto ($Q=4$).

(db es el diámetro de la barra en cms, y a_s su área transversal, cm^2 ; $f'c$ y f_y en Kg/cm^2). En las secciones donde, según el diagrama de momento flexionante, teóricamente ya no se requiera el refuerzo que se corte o se doble, la longitud que continúa de cada barra que no se corte ni se doble es mayor o igual a $l_d + d$.

Para la separación de estribos:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

La fuerza cortante que toma el concreto en vigas sin presfuerzo es:

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'c}, \quad \text{para } p < 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'c}, \quad \text{si } p \geq 0.01$$

Así mismo, deberá revisarse que V_u sea menor que $2.5 F_R b d \sqrt{f'c}$

• Revisión por deflexión. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar las deflexiones elásticas pero con un momento de inercia de la sección agrietada

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4}$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Las deflexiones adicionales que ocurrán a largo plazo en miembros sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata por el factor

$$[2 - 1.2 (A's / A_s)] \geq 0.6$$

donde $A's$ es el área de acero a compresión. En elementos continuos se usará el promedio de $A's / A_s$ calculado con el mismo criterio aplicado para la determinación del momento de inercia. La flecha permisible será:

$$\Delta_{perm} = \frac{l}{240} + 0.5$$

con l como el claro en puntos de inflexión.

• Revisión de agrietamiento. El criterio siguiente se aplica a elementos expuestos a un ambiente agresivo y que no sean impermeables. Cuando el esfuerzo de fluencia sea mayor de 3,000.0 Kg/cm² para el refuerzo de tensión

$$f_s \sqrt{d_c A} \leq 40,000.0 \text{ Kg/cm}$$

donde:

f_s = Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio ($f_s = 0.6f_y$). [Kg/cm²].

d_c = Recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tensión al centro de la barra más próxima a ella [cms.].

A = Área del concreto en tensión que rodea al refuerzo principal de tensión, dividida entre el número de

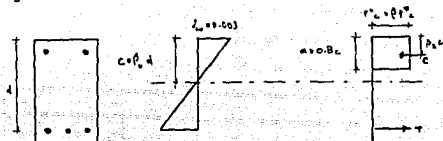
barras, [cm^2].

• Revisión del momento resistente. Las N.T.C. 1977 recomiendan una distribución rectangular de esfuerzo (Fig. 4.17). La reducción en el volumen del bloque de esfuerzos correspondientes a concretos de alta resistencia, se hace disminuyendo el valor del esfuerzo máximo, $\beta_3 f^*c$ y sin reducir la Profundidad del bloque, lo cual contrae ventajas en la preparación de gráficas y diagramas de dimensionamiento. Para el bloque propuesto:

$$\beta_1 = 0.80$$

$$\beta_2 = 0.40 \quad \text{Para secciones rectangulares y}$$

$$\beta_3 = (1.05 - f^*c / 1,250) \leq 0.85 \quad (f^*c \text{ en Kg/cm}^2).$$



$$f^*c = 0.8 f'c \quad , f'c \text{ y } f^*c \text{ en Kg/cm}^2.$$

Fig. 4.17. Hipótesis de las N.T.C. 1977 sobre la distribución de esfuerzos y deformaciones en la zona de compresión.

4.5.3. Columnas.

Las siguientes condiciones son válidas para aquellos elementos sujetos a carga axial de compresión que exceda de $0.1 f'c A_g$, donde A_g es el área de la sección bruta.

• Requisitos geométricos. Estos requisitos tienden a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes y a asegurar que las columnas tengan dimensiones y proporciones tales

que puedan participar eficientemente en la acción de marco junto con las vigas que las conectan. Se ilustran los requisitos en la figura 4.18.

- Refuerzo longitudinal. Para que el refuerzo longitudinal cumpla sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, deberá estar restringido contra el pandeo y movimientos laterales antes del colado. Las N.T.C. 1977 indican: "Habrá estribos cerrados formando un ángulo no mayor de 135° alrededor de al menos una de cada 2 barras longitudinales y de todas las barras de esquina; ninguna barra longitudinal que no esté soportada por la esquina de un estribo no distará más de 15 cms. de otra barra que si lo esté".

- Refuerzo transversal. Para disminuir el carácter frágil de la falla por flexocompresión, en los extremos de la columna se proporcionará refuerzo de confinamiento en una longitud mostrada en la figura 4.18. El refuerzo helicoidal es la forma más apropiada para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión en el concreto reforzado, pero para columnas de sección circular o

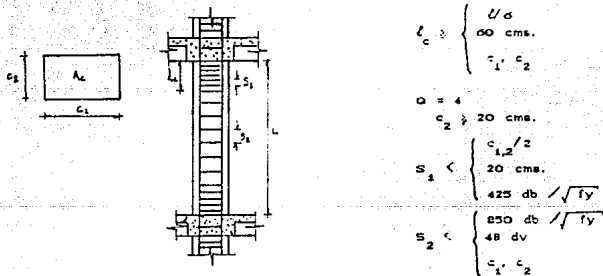


Fig. 4.18. Requisitos geométricos y para refuerzo transversal en columnas de concreto

cuadrada. Para secciones rectangulares, la forma de proporcionar un confinamiento similar al de un zuncho se logra mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas espaciados. De ahí que en la zona confinada, sea necesario colocar refuerzo helicoidal o una distribución de estribos que corresponda a una cuantía determinada como:

$$p' = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'c}{f_y}$$

en caso de que el confinamiento se proporcione con estribos se recomienda determinar el área total de estribos en cada dirección como:

$$A_v = 0.4p' d_s sh$$

donde d_s es la longitud del núcleo confinada y sh el paso de la hélice.

● Revisión por flexocompresión. Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la condición más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. Para secciones cuadradas o rectangulares y para compresión y flexión en 2 direcciones:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

donde:

P_R = Carga nominal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y , [Ton.].

P_{RO} = Carga axial de diseño suponiendo $e_x = e_y = 0$, [Ton.].

P_{RX} = Carga nominal de diseño aplicada con la excentricidad e_x , [Ton.].

P_{RY} = Carga nominal de diseño aplicada con la excentricidad e_y , [Ton.].

La ecuación anterior es válida para $P_R / P_{RO} \geq 0.1$ y los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y la

excentricidad accidental igual a $0.05h \geq 2$ cms, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

● Revisión por cortante. Para miembros sujetos a flexión y carga axial donde P_u no exceda $0.7f_c^* A_g + 2,000 A_s$, la fuerza cortante que toma el concreto será:

$$V_{cr} = F_x 0.5 \sqrt{f_c^*} \left[1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right] b d$$

aquí P_u debe calcularse con F.C. = 1.1 y estará en Kgs, A_g en cm^2 .

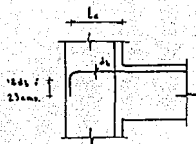
4.5.4. Uniones viga-columna.

Las fallas en uniones viga-columna son frecuentes y presentan un comportamiento general frágil. Tres aspectos son críticos:

- a. El confinamiento del concreto en la zona de unión.
- b. El anclaje de refuerzo (especialmente en columnas exteriores).
- c. La resistencia al cortante de la conexión.

● Descontinuar el refuerzo transversal de la columna en la zona de intersección con el sistema de piso es inadecuado ya que debe proporcionarse confinamiento al concreto y restricción al refuerzo longitudinal en esa zona. En columnas interiores la situación es menos crítica y se permite aumentar al doble la separación del refuerzo en la unión con respecto al necesario en los extremos de la columna.

● La falla por anclaje en uniones es de las más frecuentes. En ocasiones el ancho de la columna no es suficiente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria, podría, en tal caso, optarse por emplear barras de menor diámetro. En la figura 4.19 se presentan las características para una buena unión viga-columna.



$$l_d \geq \begin{cases} 0.08 f_y d_b / \sqrt{f'c} \\ 20 \text{ cms.} \\ 8 d_b \end{cases}$$

Fig. 4.19. Anclaje de refuerzo longitudinal en vigas de concreto.

Para uniones extremas se establece que para cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolongará más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(l_d - 0.25L) \geq 0.5h$$

con L como el claro del elemento y h su peralte total. Por otro lado, en uniones diseñadas con $Q = 4$ no se requiere revisión por cortante.

4.6. Revisión de Vigas.

El procedimiento siguiente, como se ha indicado, se llevó a cabo en todos los elementos del sistema resistente. Aquí, se presentan la revisión para la viga 55-56 del marco 2 (Fig. 4.14) que presenta las envolventes más desfavorables de los marcos analizados, según se muestra en la figura 4.20. De acuerdo a los planos estructurales originales, el elemento en cuestión tiene el armado y sección mostrados en la misma figura y de ellos se partirá para realizar la revisión.

4.6.1. Requisitos geométricos.

Con el objetivo de presentar los siguientes puntos lo más ordenado posible, se llevarán a cabo siguiendo el inciso 4.5.2 en el que se indica:

a. $l / b \leq 40$

$$l = 560.0 \text{ cms.} \\ b = 30.0 \text{ " } \quad 560 / 30 = 18.66 < 40 \quad \checkmark$$

b. $h / b \leq 4$

$$h = 60.0 \text{ cms.} \\ b = 30.0 \text{ " } \quad 60 / 30 = 2 < 4 \quad \checkmark$$

4.6.2. Refuerzo longitudinal.

Para revisar el refuerzo longitudinal de la viga será necesario antes calcular algunas constantes especificadas en las N.T.C. 1977.

• Datos.

$$f'c = 200.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad b = 30.0 \text{ cms.} \\ A_s = 5 \# 6 = 5(2.85) = 14.25 \text{ cm}^2 \quad d = 55.0 \text{ " } \\ f_y = 4,200.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad p = 0.0086$$

• Cálculo de constantes.

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8(200) = 160.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (por ser } f'c < 250 \text{ Kg/cm}^2\text{)}$$

$$f''c = 0.85f^*c = 0.85(160) = 136.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_{bal} = \frac{f''c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

$$p_{máx} = 0.75 p_{bal} = 0.75(0.0152) = 0.0114$$

$$p_{mín} = 0.7 \sqrt{f'c} / f_y = 0.7 \sqrt{200} / 4200 = 0.00235$$

$$q_{máx} = p_{máx} f_y / f''c = 0.0114(4200) / 136 = 0.352$$

• Cálculo del momento resistente de la sección.

Para secciones rectangulares con acero de compresión:

$$M_R = [(A_s - A'_s) f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d')]$$

con:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f''c b} \quad [\text{cms.}] \quad (\text{Ec. 2.9 de las N.T.C. 1977})$$

d' = Distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra externa de compresión, [cms.].

asi:

$$a = \frac{(14.25 - 8.55)(4200)}{136(30)} = 5.86 \text{ cms.}$$

$$d' = \frac{3(2.85)(4.5) + 2(2.85)(9.0)}{14.25} = 6.3 \text{ cms.}$$

sustituyendo valores:

$$M_R = 0.9 [(14.25 - 8.55)(4200) (55 - 5.86/2) + 8.55(4200) (55 - 6.3)]$$

$$= 26.95 > M_u = 10.22 \text{ T-m.} \quad \checkmark$$

• Comprobación de que fluye el acero a compresión.

Debe cumplirse que:

$$p - p' \geq \frac{f''c}{f_y} \times \frac{d'}{d} \times \frac{4800}{6000 - f_y} \quad (\text{Ec. 2.10 N.T.C. 1977})$$

$$\frac{f''c}{f_y} \times \frac{d'}{d} \times \frac{4800}{6000 - f_y} = \frac{136}{4200} \times \frac{6.3}{55} \times \frac{4800}{6000 - 4200} = 0.0099$$

$$p - p' = (14.25 - 8.55) / (30)(55) = 0.0034 < 0.099 \quad \times$$

No fluye el acero.

Dado que no se cumple la condición anterior, podrá calcularse M_R con las hipótesis señaladas en el inciso 2.1.1 de las N.T.C. 1977 (Fig. 4.17); o bien con las ecuaciones 2.5 o 2.6 de las mismas, despreciando el acero de compresión. Con esta última expresión se tiene:

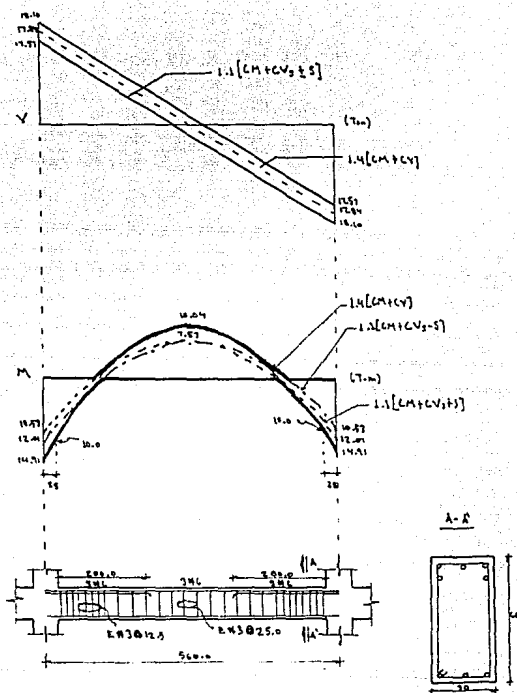
$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

asi:

$$M_R = 0.9(14.25)(4200)(55) [1 - 0.5(0.352)] = 24.41$$

$$24.41 > 10.22 \text{ T-m.} \quad \checkmark$$

En este caso deberá revisarse que el acero a tensión cumpla con



Acab: cm

Fig. 4 20. Envoltorio de elementos mecánicos y sección de la viga 55-56, marco 2, según planos originales.

lo establecido en 2.1.2b de las N.T.C. 1977. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas:

$$A_{s_{\max}} = 0.75A_{s_{\text{bal}}}$$

$$A_{s_{\text{bal}}} = \frac{f''c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} b d$$

$$= 0.0152(30)(55) = 25.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75(25.08) = 18.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.25 < 18.81 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Se observa, así mismo, que este último requerimiento rige en zonas afectadas por articulaciones plásticas (Figs. 4.16 y 4.20).

4.6.3. Anclaje y refuerzo transversal.

● Longitud de desarrollo. De acuerdo al inciso 3.1.1b III el corte de barra deberá realizarse a una distancia $\ell_d + d$ a partir del punto donde teóricamente ya no se requiera. Para barras del # 6 $\ell_d = 71$ cms (Tabla 3 de la referencia [5]). Por lo tanto, su corte deberá estar a una distancia $71 + 55 = 126$ cms. a partir del punto que de acuerdo al diagrama envolvente para momento flexionante ya no sean necesarias para resistir el momento que ahí se presente.

No. vs (# 6)	a_v [cm ²]	$M_R = F_R a_v f (d - a/2)$ [T-m]
2	5.70	11.22
3	8.55	16.84
5	14.25	28.07

Tabla 4.7. Momentos resistentes para acero de refuerzo.

El corte de las barras está a una distancia de 2.0 mts. a partir

del centro del apoyo. Sin embargo, el diagrama de la figura 4.20 indica que debería hacerse dicho corte a $71 + 55 + 22 = 148$ mts. medidos a partir del mismo punto.

• Separación de estribos. Para este punto:

$$S_1 = \frac{F_x A_v f_y d (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_x A_v f_y}{3.5 b}$$

$$p = 0.0086 < 0.01$$

$$\begin{aligned} \therefore V_{cr} &= F_x b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^* c} \\ &= 0.8(30)(55) [(0.2 + 30(0.0086))] \sqrt{160} = 7.66 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

habrá que revisar que:

$$\begin{aligned} V_u &\leq 2.5 F_x b d \sqrt{f^* c} \\ 2.5(0.8)(30)(55) \sqrt{160} &= 41.74 > 18.10 \text{ Ton. } \checkmark \end{aligned}$$

Para estribos del # 3:

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{0.8(2)(0.71)(4200)(55)}{17,840 - 7,060} = 24.34 \text{ cms.} \\ &= \frac{0.8(2)(0.71)(4200)}{3.5(30)} = 45.44 \text{ cms.} \end{aligned}$$

de la figura 4.20:

$$S_1 = 12.5 < 24.34 \text{ cms.}$$

$$d / 2 = 55 / 2 = 27.5 > 12.5 \text{ cms. } \checkmark$$

Para los requisitos complementarios:

$2d = 2(55) = 110.0$ cms, que es la distancia hasta la cual deben llegar los estribos @ 12.5; en la figura referida tal distancia es de 118.0 cms.

El primer estribo está colocado a 5 cms. a partir del Paño del apoyo.

4.6.4. Deflexión.

Para elementos cuyas deflexiones afecten a otros no

estructurales se permite una flecha total igual al claro entre 480 más 0.3 cms. Se obtendrá a continuación el valor de la deflexión inmediata, el cual se multiplicará por

$$[2 - 1.2A's/As] \geq 0.6$$

para obtener la flecha diferida. La flecha total será la suma de las 2 anteriores.

• Cálculo del momento de inercia.

$$I_1 = I_2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.10 \times 10^6}{1.41 \times 10^5} = 14.85$$

$$nAs_1 = 14.85(14.25) = 211.61 \text{ cm}^2$$

$$(n-1)A's_1 = (14.85 - 1)(8.55) = 118.41 \text{ cm}^2$$

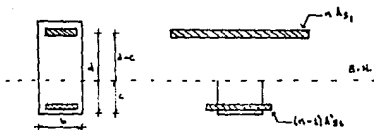


Fig. 4. 21. Sección transformada para el corte 2.

Momentos estáticos respecto al eje neutro:

$$nAs_1(d-c) = b c (c/2) + (n-1)A's_1(c-5)$$

$$211.61(53.7 - c) = (30)(19.3)^2 / 2 + (118.41)(c - 5)$$

$$c^2 + 22.0c - 797.03 = 0$$

$$c = 19.30$$

$$nAs_1(d-c)^2 = 211.62(53.7 - 19.3)^2 = 250,410.81$$

$$bc^3 / 3 = (30)(19.3)^3 / 3 = 71,890.57$$

$$(n-1)A's_1(c-5)^2 = 118.41(19.3 - 5)^2 = 24,213.66$$

$$I_1 = I_2 = 346,515.04 \text{ cm}^4$$

• Cálculo de I_3

$$nAs_3 = 14.85(8.55) = 126.96 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1)A's_g = (14.85 - 1)(8.55) = 118.41 \text{ cm}^2$$

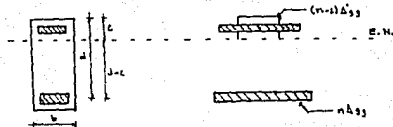


Fig. 4.22. Sección transformada para el corte 3.

Momentos estáticos respecto al eje neutro:

$$nAs_g(d - c) = b c (c / 2) + (n - 1)A's_g(c - 4.5)$$

$$126.96(55 - c) = (30c^2 / 2) + 118.41(c - 4.5)$$

$$c^2 + 16.36c - 501.04 = 0$$

$$c = 15.65$$

$$nAs_g(d - c)^2 = 126.96(55 - 15.65)^2 = 196,587.72$$

$$bc^3 / 3 = (30)(15.65)^3 / 3 = 38,330.37$$

$$(n - 1)A's_g(c - 4.5)^2 = 118.41(15.65 - 4.5)^2 = 14,721.02$$

$$I_g = 249,639.11 \text{ cm}^4$$

por lo que:

$$I = \frac{2(346,515.04) + 2(249,639.11)}{4} = 298,077.08 \text{ cm}^4$$

la deflexión inmediata para vigas continuas es:

$$\Delta_i = \frac{5 l^2}{48 EI} \left[M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right] \quad (\text{Ec. 11.15 Ref. [6]})$$

con:

M_c = Momento al centro del claro.

M_i = Momento en el apoyo izquierdo.

M_d = Momento en el apoyo derecho.

$$\Delta_i = \frac{5(560)^2}{48(1.41 \times 10^5)(298,077.08)} \left[10.04 - \frac{14.91 + 14.91}{10} \right] 10^5$$

$$= 0.54 \text{ cms.}$$

● Flecha diferida.

$$\Delta_{dif} = \Delta_i [2 - 1.2A's / A_s] \geq 0.6\Delta_i$$

el valor de $A's / A_s$ se promedió con el mismo criterio que se empleo para el momento de inercia:

$$2 - 1.2(0.8) = 1.04 > 0.6$$

$$\Delta_{dif} = 0.54(1.04) = 0.56$$

● Flecha total

$$\Delta_{tot} = \Delta_i + \Delta_{dif} = 0.54 + 0.56 = 1.10 \text{ cms.}$$

● Flecha permisible

$$\Delta_{perm} = [l / 480] + 0.3 = [560 / 480] + 0.3 = 1.46 > 1.10 \text{ cms.} \checkmark$$

4.6.5. Agrietamiento.

Según el inciso 4.5.2:

$$f_s = \sqrt[3]{d_c A} \leq 40,000.0 \text{ Kg/cm}$$

$$f_s = 0.6f' = 0.6(4200) = 2,520.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_c = 5 \text{ cms.}$$

$$A_c = 2(h - d) = 2(60 - 55) = 240.0 \text{ cm}^2$$

$$A = A_c / \# \text{ vs} = 240 / 3 = 80.0 \text{ cm}^2$$

sustituyendo:

$$2,520 \sqrt[3]{(5)(80)} = 18,567.53 < 40,000.0 \text{ Kg/cm} \checkmark$$

En caso de que el elemento este sujeto a condiciones ambientales agresivas deberán tomarse precauciones especiales.

4.7. Revisión de Columna.

La siguiente revisión corresponde a la columna 2-D de la planta baja, cuyas condiciones y refuerzo acorde con los planos originales se muestran en la figura 4.23. Los requisitos aquí presentados son válidos si:

$$0.1f''c A_g \leq P_u$$

en este caso:

$$0.1(136)(50 \times 40) = 27.20 \text{ Ton.}$$

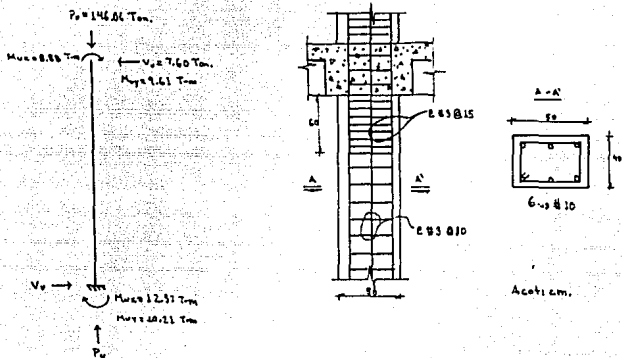


Fig. 4.23. Esfuerzos internos de diseño y sección de la columna según planos originales.

4.7.1. Requisitos geométricos.

Se especifica que el lado corto de la columna sea mayor o igual a 20 cms:

$$c_2 = 40 > 20 \text{ cms.}$$

4.7.2. Refuerzo longitudinal.

Cotejando lo contenido en el inciso 4.5.3 de este trabajo con la

figura 4.23b, Puede observarse que se cumplen dichos requerimientos, ya que ningún estribo tiene un ángulo mayor de 135° ; todos ellos se encuentran alrededor de al menos la mitad de las barras longitudinales (incluyendo todas las de esquina) y las barras longitudinales que no están soportadas en esquina distan 15 cms. de las que sí lo están.

4.7.3. Refuerzo transversal.

● Se establece que S_1 sea menor a todos los parámetros siguientes:

a. $c_1 / 2 = 40 / 2 = 20.0$ cms.

b. 20 cms.

← Rige

c. $425 \text{ db} / \sqrt{f_y} = 425(3.2) / \sqrt{4200} = 21.0$ cms.

$$S_1 = 15.0 < 20.0 \text{ cms.}$$

● La separación S_1 debe proporcionarse en la zona confinada, que será mayor o igual a:

a. $l / b = 280 / b = 46.6$ cms.

b. 60 cms

← Rige

c. c_1, c_2 ; aquí: 40 cms.

$$l_c = 60 = 60 \text{ cms.}$$

● Así mismo, se establece una separación S_2 , fuera de la zona confinada menor que:

a. $850 \text{ db} / \sqrt{f_y} = 850(3.2) / \sqrt{4200} = 42.0$ cms.

b. $48 \text{ dv} = 48(0.71) = 34.0$ cms.

← Rige

c. c_1, c_2 ; $c_1 = 40$ cms.

$$S_2 = 30 < 34 \text{ cms.}$$

● Para secciones rectangulares, la cuantía balanceada para que los estribos proporcionen un confinamiento similar al de un zuncho es:

$$\begin{aligned}
 p' &= 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \\
 &= 0.45 \left[\frac{50 \times 40}{43 \times 33} - 1 \right] \frac{200}{4200} = 0.0087 \quad \leftarrow \text{Rige} \\
 &\geq 0.12 \frac{200}{4200} = 0.0057 \\
 p' &= 0.0087
 \end{aligned}$$

Para los estribos mostrados en la figura 4.23 se tiene un área total dada en 2 ramas, por lo que:

$$A_v = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

por otro lado:

$$A_v = 0.4p' d_c s_h$$

con $d_c = 33$ cms. para la dirección Y, de ahí que:

$$s_h = \frac{A_v}{0.4p' d_c} = \frac{1.42}{0.4(0.0087)(33)} = 12.36 \text{ cms.}$$

$$s_1 = 15 > 12.4 \text{ cms.} \quad X$$

Se observa que este requisito no se cumple. Sin embargo, es necesario hacer notar lo siguiente: en el inciso 3.3 se señala que ciertas columnas, incluida ésta, presentaban un recubrimiento excesivo, el cual no coincidía con lo que los Planos originales indicaban. Esta fue la causa de la formación de las grietas en las zonas confinadas más que por falta de refuerzo transversal. A pesar de ello, el proyecto de reforzamiento contempla el encamisado de las columnas que presentaron estas características.

4.7.4. Revisión por flexocompresión.

En este inciso se aplica la fórmula de Bresler tal como lo establecen las N.T.C. 1977 y se presentan los valores que se

obtuvieron Partiendo de los siguientes datos:

Dirección X	Ext. inf.	Ext. sup.
CM + CV	$M_u = 0.91 \text{ T-m}$	$M_u = 1.73 \text{ T-m}$
CA	$M_u = 11.66 \text{ "}$	$M_u = 7.52 \text{ "}$
	$P_u = 146.06 \text{ Ton.}$	
Dirección Y	Ext. inf.	Ext. sup.
CM + CV	$M_u = 0.07 \text{ T-m}$	$M_u = 1.34 \text{ T-m}$
CA	$M_u = 10.17 \text{ "}$	$M_u = 8.56 \text{ "}$
	$P_u = 146.06 \text{ Ton.}$	

Una vez obtenidos los factores de amplificación por los efectos de esbeltez (tanto generales como locales) y aplicadas las excentricidades accidentales, se tiene:

$$F_{ax} = 1.08$$

$$F_{ay} = 1.16$$

en el extremo inferior (por ser ahí donde se presentan los mayores momentos por CM + CV + CA):

Efectos gravitacionales $P_u = 146.06 \text{ Ton.}$

$$\text{Dirección X } M_u = 0.91 + 146.06(0.025) = 4.56 \text{ T-m}$$

$$\text{Dirección Y } M_u = 0.07 + 146.06(0.02) = 3.00 \text{ "}$$

Efectos del componente X del sismo $M_u = 11.66 \text{ T-m}$

Efectos del componente Y del sismo $M_u = 10.17 \text{ "}$

● Flexocompresión en dirección X

$$P_u = 146.06 \text{ Ton.}$$

$$M_{zx} = 4.56 + 11.66 = 16.22; \quad M_{cx} = F_{ax} M_{zx} = 1.08(16.22) = 17.51 \text{ T-m}$$

$$M_y = 3.0 + 10.17(0.3) = 6.05; \quad M_{cy} = F_{ay} M_y = 1.16(6.05) = 7.02 \text{ "}$$

Por lo que se revisará la sección para:

$$P_u = 146.06 \text{ Ton.}$$

$$e_x = 17.51 / 146.06 = 11.98 \text{ cms.}$$

$$e_y = 7.02 / 146.06 = 4.80 \text{ "}$$

● Cálculo de P_{ro}

$$P_{ro} = F_R(A_c f_c + A_s f_y)$$

$$= 0.85 [(2000)(136) + (47.52)(4200)] = 400.84 \text{ Ton.}$$

● Cálculo de P_{RX}

$$A_s = q \frac{f''c b h}{f_y} \rightarrow q = \frac{A_s f_y}{f''c b h}$$

$$q = \frac{(47.52)(4200)}{(136)(40)(50)} = 0.73$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_x}{h} &= \frac{11.98}{50} = 0.24 \\ q &= 0.73 \end{aligned} \right\}$$

$$k_x = 1.12$$

$$P_{RX} = F_R k_x b h f''c = 0.85(1.12)(40)(50)(136) = 258.94 \text{ Ton.}$$

● Cálculo de P_{RY}

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_y}{h} &= \frac{4.80}{40} = 0.12 \\ q &= 0.73 \end{aligned} \right\}$$

$$k_y = 1.77$$

$$P_{RY} = F_R k_y b h f''c = 0.85(1.77)(40)(50)(136) = 409.22 \text{ Ton.}$$

● Cálculo de P_R

$$P_R = \left[\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right]^{-1}$$

sustituyendo:

$$P_R = \left[\frac{1}{258.94} + \frac{1}{409.22} - \frac{1}{400.84} \right]^{-1} = 262.41 \text{ Ton.}$$

$$262.41 > 146.06 \text{ Ton.}$$

para que lo anterior sea válido:

$$P_R / P_{RO} \geq 0.1, \text{ así: } 262.41 / 394.42 = 0.66 > 0.1$$

Revisando la sección a flexocompresión pero para la dirección Y se obtiene $P_R = 240.11 > 146.06 \text{ Ton.}$

4.7.5. Revisión Por cortante.

Lo siguiente será válido si $P_u \leq 0.7 f_c^* A_g + 2000A_s$

$$0.7(136)(2000) + (2000)(47.52) = 285.44 \text{ Ton.}$$

$$146.06 < 285.44 \text{ Ton.}$$

El cortante que toma el concreto será:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= F_R 0.5 \sqrt{f_c^*} [1 + 0.007 (P_u / A_g)] b d \\ &= 1.1(0.5) \sqrt{160} [1 + 0.007 (146060 / 2000)] (40)(35.5) \\ &= 14.29 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$V_u = 7.60 < 14.29 \text{ Ton.}$$

Aquí P_u esta en Kgs, y el factor de F_R se toma de 1.1 por especificación de las N.T.C. 1977.

4.8. Revisión de Unión Viga-columna.

Los puntos más importantes a revisar en una unión viga-columna son el confinamiento del concreto, el anclaje de refuerzo y la resistencia al cortante de la conexión y se presenta para la unión de las vigas 56 y 57, marco 2 (Fig. 4.14).

4.8.1. Confinamiento del concreto.

De acuerdo a la figura 4.23 el refuerzo transversal de la columna se prolonga a través de la unión a una distancia $S_2 = 30$ cms. Esto es permitido en columnas internas, es decir, aquellas en las que en todas sus caras existen vigas y tal es el caso de la unión que se ejemplifica.

4.8.2. Anclaje del refuerzo.

Analizando las figuras 4.20 y 4.23 y consultando el inciso 4.6.3 del presente trabajo, puede apreciarse que el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a esta junta, es el adecuado. Si además se toma en cuenta el punto anterior (4.8.1) el confinamiento del concreto se asegura. Por otro lado, se presentaron casos en columnas externas en los que el doblez del acero negativo que llega a ellas no era el adecuado y esto se debió principalmente a que las dimensiones de las columnas no eran suficientes para anclar tal refuerzo como lo indica la figura 4.19. Sin embargo, dichos elementos se encuentran en los pisos superiores, es decir, aquellos en los que prácticamente la acción sísmica es nula.

En este punto es válido señalar que la inclinación que debe darse al acero longitudinal de las columnas por cambio de sección ($1/6$) se cumple también en las uniones de los niveles superiores.

4.8.3. Revisión por cortante.

Cuando se diseña con $Q = 4$, no es necesaria la revisión por cortante en las uniones viga-columna. En caso de que $Q = 6$, ésta tendría que hacerse de acuerdo a lo contenido en el punto 9.2.5 de la referencia [4].

4.9. Comentarios.

A lo largo de los puntos anteriores se corrobora lo mencionado en el inciso 3.4. Por otro lado, la revisión de la cimentación no

se Presenta en este trabajo, no obstante ésta se hizo sin que fuese necesario incluir algún tipo de refuerzo Para ella en el proyecto Presentado en el siguiente capítulo. Así mismo, el sistema de piso no fue necesario revisarlo ya que en la inspección preliminar éste no Presentó daño alguno.

CAPITULO V

PRESENTACION Y ANALISIS DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO APLICANDO EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL DE 1987.

5.1. Generalidades.

En el capítulo anterior se concluyó que el inmueble, a pesar de los daños presentados, cumplía satisfactoriamente con los requisitos establecidos en el R.C.D.F. 1976 y aún con lo estipulado en las Normas de Emergencia publicadas poco tiempo después de la ocurrencia de los sismos de 1985, en donde se señalaba que para estructuras del grupo B que no hubiesen sufrido daños severos en su estructura, no era necesario un proyecto de reforzamiento y solo había que atender los daños menores.

Sin embargo, por instrucciones del mismo dueño, se procedió a elaborar el proyecto con el fin de adecuar al inmueble a los requerimientos del nuevo R.C.D.F. 1987.

El reforzamiento propuesto se diseñó para darle al edificio una mayor rigidez, sobre todo en los 2 primeros niveles, que es ciertamente donde fueron observados los mayores daños. En este capítulo, se elabora un resumen de los pasos que nos permiten llegar a obtener los elementos mecánicos de 2 de los marcos del sistema ya reforzado, incluyendo la obtención de las rigideces de

entrepiso, un análisis sísmico dinámico y el estructural, de donde se desprenden los diagramas de momento flector, fuerza cortante y fuerza normal necesarios para la revisión de las vigas, columnas y uniones en sus nuevas condiciones, trabajo éste último presentado en el capítulo VI.

5.2. Propuesta del Reforzamiento.

En el inciso 3.4 se Presentan las medidas y soluciones que se adoptaron para los fines indicados anteriormente, las cuales para efectos analíticos, pueden resumirse en los siguientes puntos:

a. Encamisado de columnas por medio de 4 ángulos de acero en toda su altura.

b. Construcción de muros de rigidez en ciertos marcos y para todos sus niveles.

En la figura 5.1 se Presentan dichas modificaciones con mayor detalle.

5.2.1. Propiedades de los elementos reforzados.

Al llegar al inciso 5.3, una vez más se hará uso de los métodos estudiados en el capítulo anterior para obtener las rigideces de entrepiso. De ahí que dadas las nuevas condiciones de algunos elementos estructurales, estas inducirán distintas propiedades en ellos de las que tenían originalmente. Así, en las columnas encamisadas se tendrá un momento de inercia mayor debido a la inclusión de los ángulos metálicos, también sus áreas se verán incrementadas (los muros de concreto reforzado requieren de un análisis aparte).

Por lo anterior, es necesario que se cuente con las propiedades de las columnas que se vieron reforzadas. Se tiene:

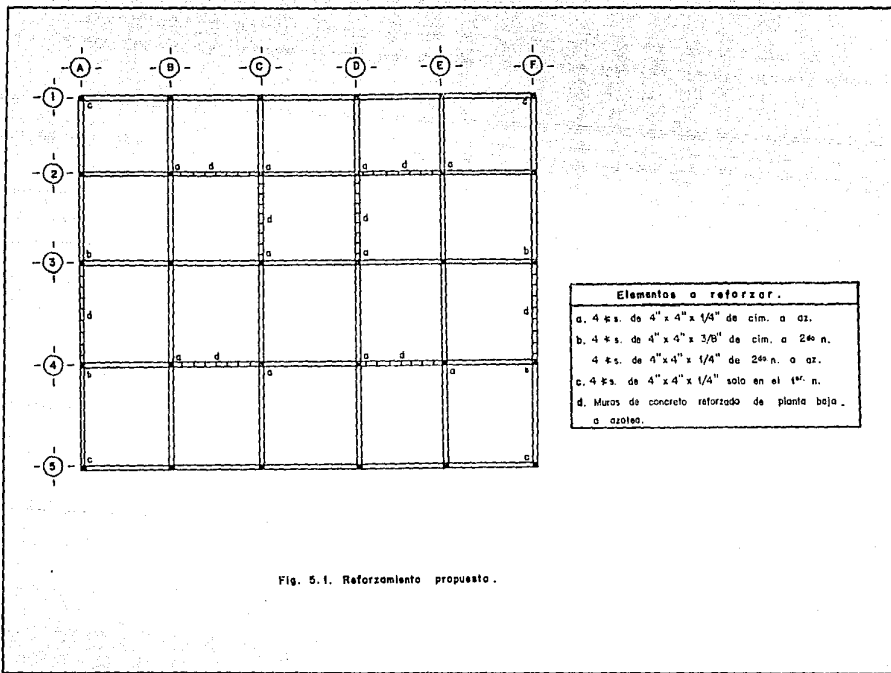
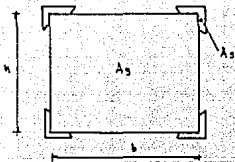


Fig. 5.1. Reforzamiento propuesto.



$$I_c = \frac{b h^3}{12} + 4n A_s d^2 + 4n I_c$$

$$A_T = A_g + 4n A_s$$

Fig. 5.2. Columna reforzada.

donde:

n = Relación entre los módulos de elasticidad de los materiales (acero y concreto en este caso).

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

A_s = Área transversal del ángulo de acero, [cm²].

d = Brazo de palanca medido desde el centro de gravedad del ángulo al de la columna, [cms.].

I_c = Momento de inercia en la dirección correspondiente del ángulo metálico, [cm⁴].

A_g = Área transversal de la columna de concreto, [cm²].

Ejemplificando lo anterior en el marco ejes B, E: de acuerdo al plano de la figura 5.1 las modificaciones son:

Ejes 2,4 columnas de cimentación a azotea (4 xs de 4" x 4" x 1/4"). Según la referencia [7] y para ángulos de tales dimensiones:

$$I_{xx} = I_{yy} = 124.9 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 12.52 \text{ cm}^2$$

• de cimentación a 1er. nivel:

$$n = 14.85 \quad (\text{inciso 4.6.4})$$

$$\frac{(50)(40)^3}{12}$$

$$+ 4(14.85)(12.52)(20 + 0.6 - 2.77)^2 +$$

$$+ 4(14.85)(124.9) = 510,510.76 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 50 \times 40 + 4(14.85)(12.52) = 2,745.7 \text{ cm}^2$$

● de 2do. a 3er. nivel:

$$I_c = 178,645.83 + 4(14.85)(12.52)(17.5 + 0.6 - 2.77)^2 + 4(14.85)(124.9) = 360,838.20 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 50 \times 35 + 4(14.85)(12.52) = 2,493.7 \text{ cm}^2$$

● de 3er. a 4to. nivel:

$$I_c = 160,781.25 + 4(14.85)(12.52)(17.5 + 0.6 - 2.77)^2 + 4(14.85)(124.9) = 342,973.60 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 45 \times 35 + 4(14.85)(12.52) = 2,318.7 \text{ cm}^2$$

● de 4to. a 5to. nivel:

$$I_c = 101,250.0 + 4(14.85)(12.52)(15.0 + 0.6 - 2.77)^2 + 4(14.85)(124.9) = 231,086.70 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 45 \times 30 + 4(14.85)(12.52) = 2,093.7 \text{ cm}^2$$

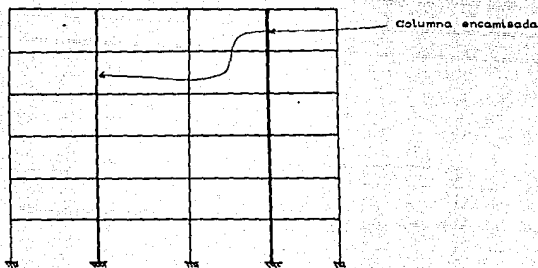


Fig. 5.3. Marco ejes B, E reforzado.

● de 5to. a 6to. nivel:

$$I_c = 90,000.0 + 4(14.85)(12.52)(15.0 + 0.6 - 2.77)^2 + 4(14.85)(124.9) = 219,836.7 \text{ cm}^4$$

$$A_T = 40 \times 30 + 4(14.85)(12.52) = 1,943.7 \text{ cm}^2$$

Lo mismo fue hecho para cada una de las columnas reforzadas y los resultados se emplean en el inciso siguiente al calcular las rigideces de los marcos.

5.3. Rigideces de Entrepiso.

Al igual que en el capítulo anterior, este punto es necesario para realizar el análisis dinámico de la estructura. Una vez explicados los métodos de Wilbur y el de las diagonales equivalentes (incisos 4.2.1 y 4.2.2 respectivamente), se presentan los resultados obtenidos en los marcos correspondientes.

5.3.1. Método de Wilbur.

El método de Wilbur fue aplicado en los marcos ejes B, E y 1, 5 siguiendo el mismo criterio que se aplicó en el capítulo IV. Los resultados son:

					$R_4 = 73,645.43$	μ_4/cm
					$R_3 = 35,231.40$	"
					$R_4 = 44,312.00$	"
					$R_3 = 45,711.81$	"
					$R_2 = 59,817.38$	"
					$R_1 = 92,182.04$	"

Marco B, E

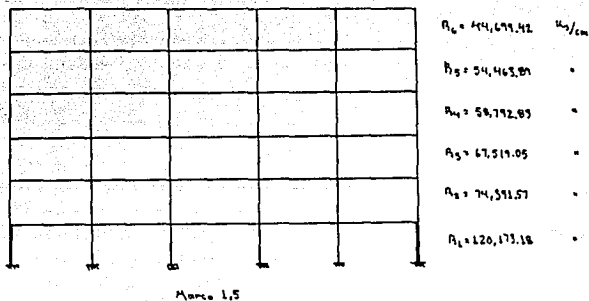
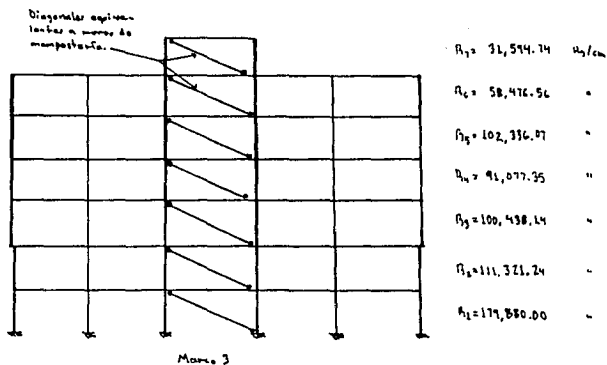


Fig. 5.4. Rigideces de entrepiso (Método de Wilbur).

5.3.2. Método de diagonales equivalentes.

Este método se vio modificado solo en cuanto a las propiedades de las columnas, de ahí que haya sido posible aplicarlo en el marco 3.



5.3.3. Método de la columna ancha.

Basado en el hecho de que las deformaciones laterales de un muro se pueden calcular con buena precisión con los procedimientos de resistencia de materiales, si se toman en cuenta las deformaciones debidas a flexión y a cortante, el método analiza los sistemas de muro y muro-marco considerando a cada muro como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y suponiendo que las vigas dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión. Mostrada la idealización en la figura 5.6, éste tiene la ventaja de que los sistemas con muros se representan como estructuras esqueléticas, igual que los marcos.

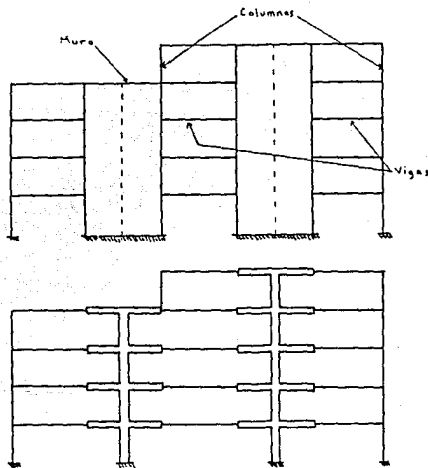
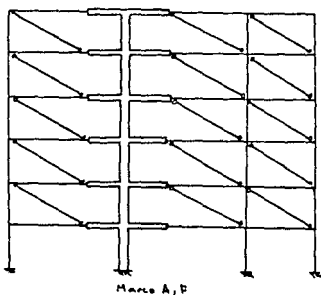


Fig. 5.6. Sistema muro-marco físico y su idealización como marco con columnas anchas.

Dada la inclusión de muros de concreto reforzado en algunos de los marcos como Parte del Proyecto de reforzamiento (marcos A, C, D, F, 2 y 4), es posible aplicar el método de la columna ancha en ellos. Cabe señalar que las rigideces obtenidas en estos últimos serán considerablemente mayores que las que se reportaron en sus condiciones originales, ya que este tipo de muros, como se vio en el inciso 2.2.5.1 aumentan la capacidad sismo-resistente del marco al reducir sus excentricidades. Por otro lado, en los marcos A, F, y 2 se aplicó el método Paralelamente al de las diagonales equivalentes ya que las características de los mismos así lo requerían.



$$R_6 = 236,786.30 \quad \mu\text{g/cm}$$

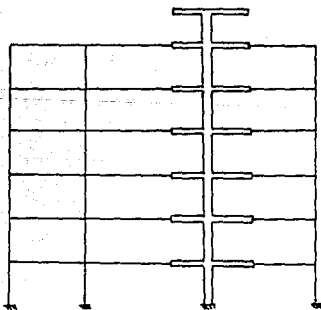
$$R_5 = 190,641.25 \quad "$$

$$R_4 = 217,341.30 \quad "$$

$$R_3 = 235,910.88 \quad "$$

$$R_2 = 282,885.45 \quad "$$

$$R_1 = 439,370.54 \quad "$$



$$R_7 = 33,116.88 \quad \mu\text{g/cm}$$

$$R_6 = 76,871.88 \quad "$$

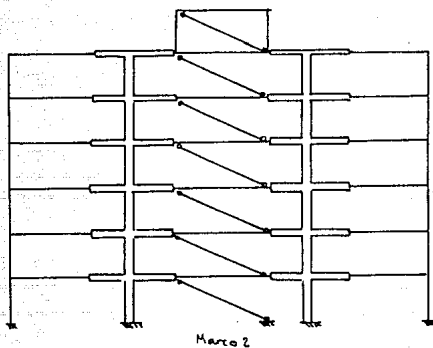
$$R_5 = 152,075.81 \quad "$$

$$R_4 = 217,165.15 \quad "$$

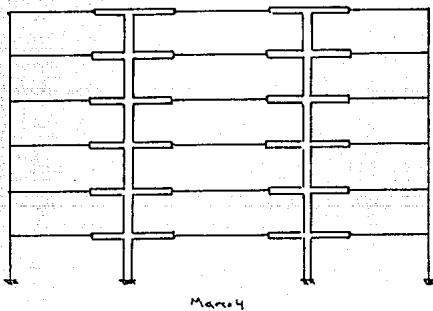
$$R_3 = 300,745.36 \quad "$$

$$R_2 = 467,672.41 \quad "$$

$$R_1 = 1,158,165.30 \quad "$$



$R_7 = 84,857.14$	kg/cm
$R_6 = 174,067.00$	"
$R_5 = 248,705.18$	"
$R_4 = 291,770.00$	"
$R_3 = 337,459.93$	"
$R_2 = 440,266.37$	"
$R_1 = 482,450.82$	"



$R_6 = 120,481.93$	kg/cm
$R_5 = 203,703.70$	"
$R_4 = 276,243.09$	"
$R_3 = 361,445.78$	"
$R_2 = 520,833.33$	"
$R_1 = 1,312,800.00$	"

Fig. 5.7. Rigideces de entrepiso (Método de la columna ancha)

5.4. Análisis Dinámico.

El artículo 241 del R.C.D.F. 1976 especifica como métodos de análisis dinámico el modal y el cálculo paso a paso de respuesta ante un sismo específico. Alguno de éstos debe ser empleado cuando no se satisfacen las limitaciones que existen para aplicar el método estático. Sin embargo, con el fin de presentar otro modalidad del análisis sísmico, se incluye en este trabajo el primero de estos métodos, elaborado con las recomendaciones contenidas en el R.C.D.F. 1987 y con un factor de ductilidad $Q = 2$ para estructuras con muros de rigidez al cortante de concreto. En el mismo reglamento se estipula que cuando se aplique el análisis modal, se sigan las siguientes hipótesis:

a. La estructura se comporta elásticamente.

b. La ordenada del espectro a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, esta dada por las siguientes expresiones:

$$a = (1 + 3T/T_a)(c / 4), \text{ si } T < T_a$$

$$a = c, \text{ Para } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c(T_b / T)^r, \text{ para } T > T_b$$

Para valuar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor Q' , el cual se tomará igual a Q si $T \geq T_a$, e igual a $1 + (Q - 1)T / T_a$, en caso contrario.

Los espectros definidos en el R.C.D.F. 1987 ya toman en cuenta las incertidumbres en la valuación de periodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y los distintos tipos de suelo. Por otro lado, para aplicar el método de análisis modal, es necesario conocer las características dinámicas del sistema (en este caso de 7 grados de libertad), punto desarrollado posteriormente.

5.4.1. Cargas para análisis sísmico.

Retomando lo elaborado en el inciso 4.3.1, con las nuevas recomendaciones del R.C.D.F. 1987 y con las Propiedades de los ángulos y placas tomadas de la referencia [7], se llega a los siguientes valores de pesos de cada nivel:

$$\begin{aligned}W_1 &= 578.58 \text{ Ton.} \\W_{2-5} &= 600.00 \text{ " } \\W_6 &= 527.20 \text{ " } \text{ y} \\W_7 &= 57.66 \text{ " }\end{aligned}$$

5.4.2. Centros de gravedad.

Siendo necesario conocer los nuevos centros de gravedad al momento de efectuar la distribución de las fuerzas cortantes, éstos se Presentan de manera resumida en la Tabla 5.4.

5.4.3. Sistemas de varios grados de libertad.

En edificios es aceptable suponer que las masas están concentradas en los niveles de los pisos, que las fuerzas de inercia importantes son sólo las laterales y que la rigidez de cada entrepiso queda dada exclusivamente por la rigidez al corte de las columnas y muros de éste. Si la masa m_j se hace oscilar con un movimiento armónico [4] cuyo desplazamiento máximo es unitario:

cuando $y = 1$ aparecen las siguientes fuerzas:

k_{jj} = fuerza aplicada en m_j que produce un desplazamiento $y_j = 1$ estando fijas las demás masas.

k_{ij} = Fuerza que aparece en m_i cuando $y_j = 1$ y todas las otras masa están fijas.

Además en la masa m_j aparecen una fuerza de inercia que es masa \times aceleración y Para el movimiento armónico: $y_{\max} = -\omega^2 y_{\max}$

$$\therefore y_{\max} = -\omega^2 y_{\max}$$

donde:

ω = Frecuencia circular.

y = Aceleración función del tiempo.

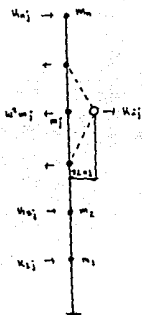


Fig. 5.8. Sistema de n grados de libertad.

Considerando que todas las masas del sistema oscilan y que en un instante dado los desplazamientos son: $y_1, y_2, \dots, y_j, \dots, y_n$, en m_j aparecen las siguientes fuerzas $(k_{jj} - \omega^2 m_j) y_j$. Estas fuerzas están en equilibrio, por lo que:

$$k_{1j} y_1 + k_{2j} y_2 + \dots + (k_{jj} - \omega^2 m_j) y_j + \dots + k_{nj} y_n = 0$$

Y para las otras masas se pueden escribir ecuaciones similares a la anterior:

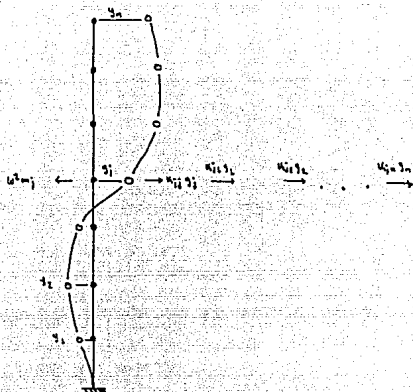


Fig. 5. p. Fuerzas actuantes en la masa m_j .

$$\begin{bmatrix}
 (k_{11} - \omega^2 m_1) y_1 + k_{12} y_2 + \dots + k_{1n} y_n = 0 \\
 k_{21} y_1 + (k_{22} - \omega^2 m_2) y_2 + \dots + k_{2n} y_n = 0 \\
 \dots \\
 \dots \\
 k_{n1} y_1 + k_{n2} y_2 + \dots + (k_{nn} - \omega^2 m_n) y_n = 0
 \end{bmatrix} \quad (A)$$

A las ecuaciones se les llama "ecuaciones de equilibrio dinámico de n grados de libertad" y pueden escribirse en forma matricial:

$$\left[\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} Y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \end{Bmatrix} \quad (B)$$

donde:

$[K]$ = Matriz simétrica de rigideces.

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}$$

[M] = Matriz diagonal de masas.

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & m_n \end{bmatrix}$$

{Y} = Vector o matriz columna de desplazamientos.

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ y_n \end{bmatrix}$$

{0} = Vector cero.

$$\{0\} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{bmatrix}$$

Para que en la ecuación (B) el segundo término sea cero es necesario que $\{y\}$ ó $[K] - \omega^2 [M]$ sea cero. Si $\{y\} = \{0\}$ el sistema estaría en la posición inicial de equilibrio, por lo tanto:

$$[K] - \omega^2 [M] = \{0\}$$

o bien:

$$\begin{bmatrix} k_{11} - \omega_1^2 m_1 & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} - \omega_1^2 m_2 & & k_{2n} \\ \dots & & & \\ \dots & & & \\ k_{n1} & k_{n2} & & k_{nn} - \omega_1^2 m_n \end{bmatrix} = 0 \quad (C)$$

que son las ecuaciones de los valores característicos del sistema de n grados de libertad y en donde las n raíces $\omega_1^2, \dots, \omega_n^2$ se denominan las frecuencias características del sistema de n grados de libertad. Solucionando el sistema (A) con un valor ω_i^2 se tiene:

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{Y\} = \{0\} \quad (D)$$

de aquí se podría despejar $\{y_\mu\}$ que es el vector de desplazamientos asociado a ω_i . Existe un número indefinido de vectores $\{y_\mu\}$ que resuelven la ecuación (D) pero todos guardan la misma proporcionalidad entre sí.

El modo está definido como la ley de variación de los desplazamientos del sistema asociado a una frecuencia característica, y para definir el vector que resuelve la ecuación (D) usualmente uno de los desplazamientos se iguala a 1. Por ejemplo $y_{n1} = 1$.

$$\theta_{1i} = \frac{y_{1i}}{y_{ni}}$$

$$\theta_{2i} = \frac{y_{2i}}{y_{ni}}$$

$$\dots$$

$$\theta_{nl} = \frac{y_{nl}}{y_{nl}} = 1$$

El modo normalizado nos da la ley de variación de los desplazamientos asociados a una frecuencia característica.

$$\{ \theta_{lj} \} = \begin{Bmatrix} \theta_{1l} \\ \theta_{2l} \\ \cdot \\ \cdot \\ \theta_{nl} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta_{1l} \\ \theta_{2l} \\ \cdot \\ \cdot \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Los desplazamientos debidos al primer modo son Predominantes, por eso a ese modo se le llama fundamental, a su frecuencia la frecuencia fundamental (ω_1) y a su periodo $T_1 = 2\pi / \omega_1$, el periodo fundamental.

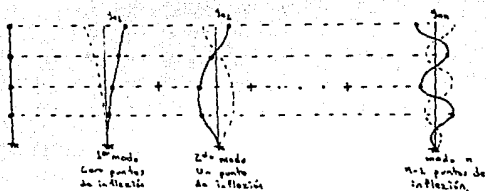


Fig. 5.10. Modos de vibración.

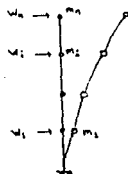
En las Normas Técnicas Complementarias se establece que si se usa el análisis modal deberá incluirse el efecto de los 3 primeros modos de traslación al menos en cada dirección de análisis y la diferencia mínima de sus periodos debe ser de un 10 % entre sí.

5.4.4. Métodos para calcular las características dinámicas de sistemas de múltiples grados de libertad.

El planteamiento visto en el inciso Pasado conduce a ecuaciones de laboriosa solución. Sin embargo, Para conocer las características dinámicas de un sistema de n grados de libertad, se han desarrollado métodos aproximados que permiten resolver manualmente el Problema. En seguida se Presenta el método de Raleigh, el de Holzer y el de Newmark para la obtención del Primer, segundo y tercer modo respectivamente en la dirección X , mostrándose al final los modos de vibrar de la estructura en ambas direcciones (Fig. 5.12).

5.4.4.1. Método de Raleigh.

Permite conocer el periodo fundamental de una estructura y se basa en el principio de la conservación de la energía. Considerando al sistema oscilando entre una posición inicial y posiciones extremas bajo la acción de carga lateral cuyos valores son el peso de cada piso se observa que: en la posición inicial los desplazamientos son nulos (energía potencial nula) y las velocidades máximas (energía cinética máxima) y en posición extrema, los desplazamientos son máximos y la velocidad es nula, por lo que la energía potencial es máxima y la cinética nula.



$$P. \text{ ini: } (y) = \{0\}, (\dot{y}) = \{\dot{y}_{\max}\}$$

$$E = E_c + E_p$$

$$= \sum_{l=1}^n (1/2) m_l \dot{y}_l^2 + 0$$

$$P. \text{ ext: } (y) = \{y_{\max}\}, (\dot{y}) = \{0\}$$

$$E = E_c + E_p$$

$$= 0 + \sum_{l=1}^n (1/2) W_l y_l$$

Fig. 5.11. Posición inicial y final del sistema masa-resorte.

la energía total se mantiene constante:

$$\sum_{l=1}^n \frac{1}{2} m \dot{y}_l^2 = \sum_{l=1}^n \frac{1}{2} W y_l$$

como $m_l = W_l / g$ y $\dot{y}_l = \omega y_l$

$$\sum_{l=1}^n (W_l / g) \omega^2 y_l^2 = \sum_{l=1}^n W_l y_l$$

$$(\omega^2 / g) \sum_{l=1}^n W_l y_l^2 = \sum_{l=1}^n W_l y_l$$

$$\omega = \left[\frac{g \sum_{l=1}^n W_l y_l}{\sum_{l=1}^n W_l y_l^2} \right]^{1/2}$$

$$T = 2\pi / \omega = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[\frac{\sum_{l=1}^n W_l y_l^2}{\sum_{l=1}^n W_l y_l} \right]^{1/2}$$

$$T = 0.2 \left[\frac{\sum_{l=1}^n W_l y_l^2}{\sum_{l=1}^n W_l y_l} \right]^{1/2}$$

si $n = 1$ (sistema de un solo grado de libertad):

$$T = 0.2 \left[\frac{W_1 y_1^2}{W_1 y_1} \right]^{1/2} \\ = 0.2 y_1$$

donde y_1 es el desplazamiento estático debido a una fuerza lateral

W_1 .

Aplicando el método de Raleigh al edificio en estudio:

• Dirección X

$W_l = 57.66 T_n$	$W_l (T_n)$	$\Delta z_l = W_l / h_l$	$z_l = 2.6 z_l$	$W_l z_l$	$W_l z_l^2$
$W_1 = 57.66 \cdot 2.4 = 138.384$	$W_1 = 246.94 \text{ T/cm}$	$\rightarrow 57.66$	0.4495	12.190	704.81
$W_2 = 460.80 \cdot 2.4 = 1105.92$	$W_2 = 447.91$	$\rightarrow 584.86$	1.307	11.635	6165.00
$W_3 = 620.80 \cdot 2.4 = 1490.88$	$W_3 = 663.65$	$\rightarrow 1184.66$	1.785	10.388	6232.80
$W_4 = 620.80 \cdot 2.4 = 1490.88$	$W_4 = 776.68$	$\rightarrow 1784.86$	2.298	8.645	5161.80
$W_5 = 620.80 \cdot 2.4 = 1490.88$	$W_5 = 936.97$	$\rightarrow 2364.86$	2.547	6.305	3783.0
$W_6 = 620.80 \cdot 2.4 = 1490.88$	$W_6 = 1121.17$	$\rightarrow 2984.86$	2.944	3.758	2254.80
$W_7 = 620.80 \cdot 2.4 = 1490.88$	$W_7 = 1310.47$	$\rightarrow 3664.86$	3.314	2.154	760.25
				Σ	Σ
				29,061.32	237,182.39

$$T_{1x} = 0.2 \left[\frac{223,152.39}{25,061.12} \right]^{1/2} = 0.596 \text{ seg.}$$

$$\omega_{1x} = 2\pi / T_{1x} = 2(3.14) / 0.596 = 10.53 \text{ rad/seg.}$$

5.4.4.2. Método de Holzer.

Permite calcular cualquier modo por iteraciones sucesivas mediante el siguiente procedimiento:

- a. Se supone un valor de la frecuencia característica (ω^2).
- b. Se supone el desplazamiento de la primera masa $y_1 = \Delta_1 = 1$ (por comodidad).

- c. Se calcula el valor de la primera fuerza:

$$F_1 = m_1 \omega^2 y_1 = m_1 \omega^2$$

- d. Se obtiene el valor del primer cortante de entrepiso:

$$K_1 = V_1 / \Delta_1 \rightarrow V_1 = K_1 \Delta_1$$

- e. Por equilibrio de fuerzas se calcula el cortante del segundo entrepiso.

- f. Se llega así a obtener el desplazamiento relativo en el segundo entrepiso:

$$\Delta_2 = V_2 / K_2$$

- g. Se calcula el desplazamiento total de la segunda masa.

- h. Se obtiene la fuerza en la segunda masa:

$$F_2 = m_2 \omega^2 y_2$$

- i. Por equilibrio de fuerzas se obtiene el cortante del tercer entrepiso.

- j. Así sucesivamente se llega a la masa n y si las 2 fuerzas (V_n y F_n) están en equilibrio, ω^2 supuesta es la frecuencia característica y los valores y_1, y_2, \dots, y_n representan la ley de modo.

- k. Si F_n y V_n no están en equilibrio se obtiene el residuo y

es necesario hacer otra iteración hasta que $R = 0$.

Para aplicar el método de Holzer, se supone que el sistema está formado por masas unidas por resortes colineales.

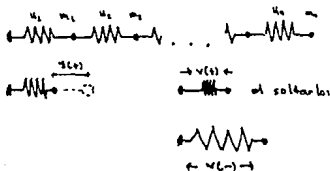


Fig. 5.12. Sistema masa-resorte idealizado para la aplicación del método de Holzer.

Aplicando lo anterior en el edificio estudiado:

• Dirección X

	$m_1=0.587$	$m_2=0.41$	$m_3=0.41$	$m_4=0.41$	$m_5=0.41$	$m_6=0.577$	$m_7=0.258$	
	$k_1=27047$	$k_2=1821.17$	$k_3=976.77$	$k_4=776.68$	$k_5=667.65$	$k_6=497.41$	$k_7=116.74$	
$\omega^2 \times 10^{-6}$								
2		2.877	7.712	7.66	8.437	11.418	7.281	
A	1	1.871	1.115	-0.885	-3.006	-4.881	-2.733	$R = -18.41$
V	2710.67	2292.48	1044.30	-687.98	-2075.16	-2092.76	-318.24	
F	489.74	1748.18	1778.86	1748.76	1700	-1778.84	-1778.84	
2		6.475	2.781	2.78	-0.405	-4.888	-7.083	
A	1	1.815	1.106	-0.942	-3.693	-4.573	-2.443	$R = 5.13$
V	2710.67	2290.12	1075.75	-710.07	-2482.94	-2046.17	-286.91	
F	424.94	1294.37	174.78	174.76	-6.786	-179.31	-15.204	

Tabla. 5.2. Cálculo del segundo modo con el método de Holzer.

Cuando el residuo es pequeño, una aproximación precisa de la frecuencia es:

$$\bar{\omega}^2 = \omega^2 \left[\frac{\sum V \Delta_x}{\sum F_x} \right]$$

así, de la Tabla 5.2 se obtienen las siguientes características dinámicas para el segundo modo de vibración:

$$\omega_2^2 = 713.97 \text{ (rad/seg)}^2$$

$$\omega_2 = 26.72 \text{ rad/seg}$$

$$T_{2x} = 0.235 \text{ seg.}$$

$$y_{2x} = \begin{Bmatrix} 0.141 \\ -0.407 \\ -0.564 \\ -0.436 \\ 0.002 \\ 0.650 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

y en la dirección Y:

$$\omega_2^2 = 791.40 \text{ (rad/seg)}^2$$

$$\omega_2 = 28.13 \text{ rad/seg}$$

$$T_{2y} = 0.223 \text{ seg.}$$

$$y_{2y} = \begin{Bmatrix} -0.068 \\ -0.191 \\ -0.282 \\ -0.250 \\ -0.049 \\ 0.305 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

5.4.4.3. Método de Newmark.

Este método es de aproximaciones sucesivas y permite calcular un modo y una frecuencia característica cualquiera del sistema de n grados de libertad. El procedimiento es el siguiente:

- Supóngase la ley del modo que se busca y_i .
- Calcular la fuerza en cada masa:

$$F_i = m_i \ddot{y}_i$$

$$F_i = \omega^2 m_i y_i, \quad F_i / \omega^2 = m_i y_i$$

- Se calculan los cortantes en cada entrepiso:

$$V_i / \omega^2 = \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{\omega^2}$$

- Se calculan en seguida los desplazamientos relativos en cada entrepiso:

$$\Delta_i / \omega^2 = V_i / K_i \omega^2$$

e. Se calculan los desplazamientos totales en cada piso:

$$y'_i / \omega^2 = \sum_{i=1}^n \Delta_i / \omega^2$$

f. Los desplazamientos inicialmente supuestos se dividen entre los obtenidos en el paso e :

$$y_i / (y'_i / \omega^2) = \omega^2$$

como en general la suposición es incorrecta, obtendremos valores diferentes de ω^2 en cada piso.

g. Se repite el proceso anterior partiendo con (y'_i) , esto conduce a valores de ω^2 más cercanos entre sí. Iteraciones posteriores conducen a la práctica igualdad de ω .

A continuación se muestran las 2 últimas iteraciones para el tercer modo del edificio en la dirección X.

Δ_i / ω^2	$u_1 = 270.67$	$u_2 = 152.19$	$u_3 = 93.37$	$u_4 = 77.65$	$u_5 = 67.45$	$u_6 = 60.91$	$u_7 = 55.74$	$u_8 = 51.44$
$\omega^2 (1/\omega^2)$	$m_1 = 734$	$m_2 = 64$	$m_3 = 21$	$m_4 = 21$	$m_5 = 21$	$m_6 = 21$	$m_7 = 21$	$m_8 = 21$
y_2 / ω^2	0.277	1.37	0.718	-0.76	-1.07	0.79	4.20	
Δ_2 / ω^2	0.274	0.945	0.507	-0.468	-0.682	0.441	0.277	
y_1 / ω^2	0.879	0.605	-0.240	-0.897	-0.731	0.245	0.239	
Δ_1 / ω^2	$3.92E-04$	$4.36E-04$	$-1.57E-04$	$-1.03E-03$	$-5.72E-04$	$1.44E-03$	$2.09E-03$	
y_2 / ω^2	3.72E-04	0.28E-04	3.72E-04	-7.28E-04	-9.28E-04	4.28E-04	2.5E-03	
Δ_2 / ω^2	1.50E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	
y_1 / ω^2	0.322	0.818	0.571	-0.668	-0.780	0.258	2.51	
Δ_1 / ω^2	0.193	0.206	0.798	-0.186	-0.376	0.746	0.193	
y_2 / ω^2	0.550	0.361	-0.143	-0.413	-0.227	0.311	0.345	
Δ_2 / ω^2	$1.28E-04$	$2.49E-04$	$-1.95E-04$	$-6.74E-04$	$-3.26E-04$	$8.79E-04$	$1.84E-03$	
y_1 / ω^2	2.05E-04	5.0E-04	3.4E-04	-1.8E-04	-1.8E-04	6.8E-04	2.7E-04	1.51E-03
Δ_1 / ω^2	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	1.67E-04	

Tabla 5.3. Aplicación del método de Newmark para la obtención del tercer modo de vibración (dirección X).

Para calcular la frecuencia se Pueden Promediar los valores del ultimo ciclo o mejor aún, determinarla con el cociente de Schwartz, es decir como:

$$\omega^2 = \frac{\sum (F / \omega^2) (Y / \omega^2)}{\sum M (Y / \omega^2)^2}$$

empleando para F y para Y / ω^2 los valores del último ciclo. Así, para nuestro caso:

$$\begin{aligned} \omega^2 &= \frac{(0.145)(2.05E-04) + 0.594(5.00E-04) + 0.543(7.16E-04) + 0.261(2.88E-04) + 0.593(1.00E-04)}{0.587(2.05E-04)^2 + 0.611[(5.00E-04)^2 + (7.16E-04)^2 + (2.88E-04)^2 + (1.00E-04)^2]} + \\ &+ \frac{0.244(1.78E-04) + 0.145(1.52E-04)}{0.571(2.77E-04)^2 + 0.058(1.52E-04)^2} \\ &= 1641.43 \text{ (rad/seg)}^2 \end{aligned}$$

La figura 5.13 muestra los modos de vibración obtenidos para cada dirección.

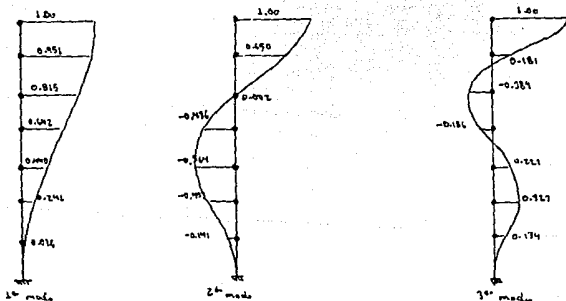


Fig. 5.13a. Modos de vibración para el edificio (dirección X).

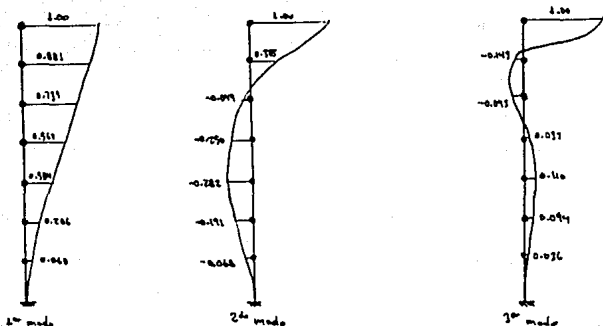


Fig. 5.19b. Modos de vibración del edificio (dirección Y).

5.4.5. Análisis modal espectral.

El desplazamiento de la masa de un sistema de n grados de libertad en un instante t cualquiera puede obtenerse mediante la expresión:

$$y_i(t) = \sum_{j=1}^n F_j(t) C_j \theta_{ij}$$

donde:

$F(t)$ = Función que indica la participación del modo j en el desplazamiento total.

C_j = Coeficiente de participación del modo j en el desplazamiento total.

$$C_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i y_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i y_{ij}^2} \quad \text{o} \quad C_j = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \theta_{ij}}{\sum_{i=1}^n W_i \theta_{ij}^2}$$

θ_{ij} = Desplazamiento máximo normalizado de la masa i en el

modo j

Dado lo complicado de este enfoque, suele calcularse para cada modo el desplazamiento máximo de cada masa:

$$y_{\max i j} = S_d C_j \theta_{i j}$$

aquí:

S_d = Ordenada del espectro de desplazamientos correspondiente a T_j

$y_{\max i j}$ = Desplazamiento máximo de la masa i en el modo j

Como el R.C.D.F. proporciona espectros de aceleración S_a , se puede hacer la sustitución:

$$S_d = S_a / \omega_j^2$$

$$y_{\max i j} = (S_a / \omega_j^2) C_j \theta_{i j}$$

Los desplazamientos máximos totales de cada masa no pueden obtenerse por la suma de los desplazamientos de esa masa para cada modo, ya que esas máximas ocurren en instantes diferentes. Puede demostrarse que:

$$R_{\max} = \sqrt{R_{\max i 1}^2 + R_{\max i 2}^2 + \dots + R_{\max i n}^2}$$

Y esta igualdad abarca cualquier respuesta de la estructura: fuerza cortante (V), desplazamientos relativos (Δ), etc.

El análisis modal espectral se ejemplifica en la dirección X y se muestran solamente los resultados obtenidos en la dirección Y.

De los incisos anteriores:

$$\theta_{i 1} = \begin{Bmatrix} 0.076 \\ 0.241 \\ 0.440 \\ 0.642 \\ 0.815 \\ 0.951 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

$$\theta_{i 2} = \begin{Bmatrix} -0.141 \\ -0.407 \\ -0.564 \\ -0.436 \\ 0.002 \\ 0.650 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

$$\theta_{i 3} = \begin{Bmatrix} 0.134 \\ 0.327 \\ 0.227 \\ -0.186 \\ -0.389 \\ 0.181 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 0.596 \text{ seg.} & T_2 &= 0.235 \text{ seg.} & T_3 &= 0.155 \text{ seg.} \\
 \omega_1 &= 10.53 \text{ rad/seg} & \omega_2 &= 26.72 \text{ rad/seg} & \omega_3 &= 40.51 \text{ rad/seg} \\
 \omega_1^2 &= 110.88 (\text{rad/seg})^2 & \omega_2^2 &= 713.97 (\text{rad/seg})^2 & \omega_3^2 &= 1641.43 (\text{rad/seg})^2
 \end{aligned}$$

de acuerdo con el R.C.D.F. 1987:

Estructura del grupo B	Zona III
$c = 0.40$	$T_a = 0.60 \text{ seg.}$
$a_0 = 0.10$	$T_b = 3.90 \text{ ''}$
$r = 1.0$	$Q = 2$

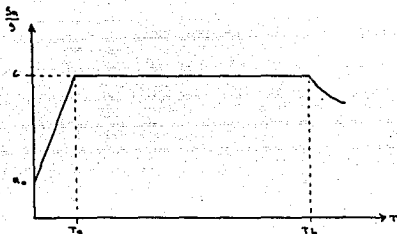


Fig. 5.14. Espectro de diseño para la zona III del R. C. D. F. 1987.

● Aceleración para cada modo:

Modo 1: $T_1 = 0.596 < 0.60 \text{ seg.}$

$$a = (1 + 3T/T_a) c / 4 = [1 + 3(0.596)/0.60] 0.4/4 = 0.398 \text{ seg.}$$

$$Q'_1 = 1 + (Q - 1)T/T_a = 1 + (2 - 1)0.596/0.60 = 1.993$$

$$A_1 = (a)(g) / Q'_1 = 0.398(981)/1.993 = 195.87$$

Modo 2: $T_2 = 0.235 < 0.60 \text{ seg.}$

$$a = 0.2115$$

$$Q'_2 = 1.391$$

$$A_2 = 153.31$$

Modo 3: $T_3 = 0.155 < 0.60$ seg.

$$a = 0.177$$

$$Q'_3 = 1.258$$

$$A_3 = 138.41$$

• Coeficiente de Participación.

Modo 1:

$$C_j = \frac{\sum_{l=1}^n W_l \theta_{lj}}{\sum_{l=1}^n W_l \theta_{lj}^2}$$

$$C_1 = \frac{57.44(1) + 527.2(0.97) + 600.0[(0.815 + 0.442 + 0.440 + 0.241)]}{57.44(1)^2 + 527.2(0.97)^2 + 600.0[0.815^2 + 0.442^2 + 0.440^2 + 0.241^2]} +$$

$$+ \frac{518.53(0.076)}{576.53(0.076)^2}$$

$$C_1 = 1.413$$

Modo 2: $C_2 = -0.753$

Modo 3: $C_3 = 0.746$

• Desplazamientos de las masas para el cálculo de fuerzas.

$$y_{lj} = [A_l / \omega_j^2] \theta_{lj}$$

Modo 1:

$$\{y_l\}_1 = \frac{195.87}{110.88} \times 1.413 \begin{Bmatrix} 0.076 \\ 0.241 \\ 0.440 \\ 0.642 \\ 0.815 \\ 0.951 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.189 \\ 0.601 \\ 1.098 \\ 1.602 \\ 2.034 \\ 2.373 \\ 2.496 \end{Bmatrix}$$

Modo 2:

$$\{y_i\}_2 = \frac{153.31}{713.97} (-0.753) \begin{Bmatrix} 0.141 \\ -0.407 \\ -0.567 \\ -0.436 \\ 0.022 \\ 0.650 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.022 \\ 0.065 \\ 0.091 \\ 0.070 \\ -0.003 \\ -0.105 \\ -0.161 \end{Bmatrix}$$

Modo 3:

$$\{y_i\}_3 = \frac{138.41}{1641.43} \times 0.746 \begin{Bmatrix} 0.134 \\ 0.327 \\ 0.227 \\ -0.186 \\ -0.389 \\ 0.181 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.008 \\ 0.020 \\ 0.014 \\ -0.011 \\ -0.024 \\ 0.011 \\ 0.063 \end{Bmatrix}$$

• Desplazamientos relativos. Se obtienen por diferencia de desplazamientos totales entre los niveles consecutivos.

$$\{\Delta_i\}_1 = \begin{Bmatrix} 0.189 \\ 0.412 \\ 0.497 \\ 0.504 \\ 0.432 \\ 0.339 \\ 0.123 \end{Bmatrix} \quad \{\Delta_i\}_2 = \begin{Bmatrix} 0.022 \\ 0.043 \\ 0.026 \\ -0.021 \\ -0.070 \\ -0.104 \\ -0.056 \end{Bmatrix} \quad \{\Delta_i\}_3 = \begin{Bmatrix} 0.008 \\ 0.012 \\ -0.006 \\ -0.026 \\ -0.036 \\ 0.036 \\ 0.051 \end{Bmatrix}$$

• Cortantes de entrepiso. Para cada entrepiso $V_i = \Delta K_i$ (por modo).

$$\{V_i\}_1 = \begin{Bmatrix} 512.31 \\ 503.13 \\ 465.37 \\ 391.44 \\ 286.69 \\ 151.67 \\ 14.32 \end{Bmatrix} \quad \{V_i\}_2 = \begin{Bmatrix} 59.63 \\ 52.51 \\ 24.34 \\ 16.31 \\ 46.45 \\ 46.53 \\ 6.52 \end{Bmatrix} \quad \{V_i\}_3 = \begin{Bmatrix} 22.77 \\ 14.89 \\ 5.90 \\ 20.19 \\ 24.02 \\ 16.06 \\ 5.99 \end{Bmatrix}$$

- Cortante de entrepiso total. En cada Piso:

$$V_i = \sqrt{V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2}$$

$$V_1 = \sqrt{(512.31)^2 + (59.63)^2 + (22.77)^2} = 516.27 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = \sqrt{(503.13)^2 + (52.51)^2 + (14.89)^2} = 506.08 \text{ "}$$

$$V_3 = 466.04 \text{ Ton.} \quad V_6 = 159.45 \text{ "}$$

$$V_4 = 392.30 \text{ "} \quad V_7 = 16.83 \text{ "}$$

$$V_5 = 291.42 \text{ "}$$

- Revisión por cortante basal. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se establece que: "si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección considerada, la fuerza cortante basal V_0 , es menor que $0.8 W_0 / Q'$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una Proporción tal que V_0 iguale a este valor". Así, en la dirección que se considera:

$$0.8 W_0 / Q' = 0.8(3563.44) (0.392) / 1.993 = 569.29 > 516.27 \text{ Ton.}$$

la diferencia es $569.29 - 516.27 = 53.02 \text{ Ton}$, las que se distribuirán en proporción al peso de cada nivel, llegando a los siguientes incrementos:

$$\Delta_{V1} = 8.68 \text{ Ton.}$$

$$\Delta_{V5} = 9.00 \text{ Ton.}$$

$$\Delta_{V2} = 9.00 \text{ "}$$

$$\Delta_{V6} = 7.91 \text{ "}$$

$$\Delta_{V3} = 9.00 \text{ "}$$

$$\Delta_{V7} = 0.86 \text{ "}$$

$$\Delta_{V4} = 9.00 \text{ "}$$

De este modo se llega al siguiente valor para V_0 :

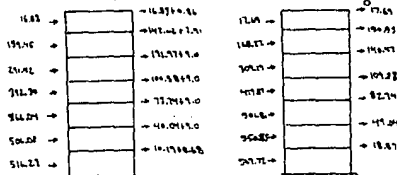


Fig. 5.15. Incrementos de las fuerzas cortantes.

Estos nuevos valores de cortantes para la dirección X son distribuidos en los elementos resistentes de la estructura. Puede comprobarse, a su vez, que los cortantes obtenidos por el análisis modal espectral son, para cada nivel, al menos un 80 % de los que se obtendrían aplicando el método estático.

● Análisis en la dirección Y. Después de aplicar un Procedimiento similar al anterior pero en la dirección Y se llega a los siguientes valores de cortantes:

$$\begin{array}{ll}
 V_1 = 554.54 \text{ Ton.} & V_5 = 301.84 \text{ Ton.} \\
 V_2 = 530.66 \text{ " } & V_6 = 167.08 \text{ " } \\
 V_3 = 487.59 \text{ " } & V_7 = 23.18 \text{ " } \\
 V_4 = 406.88 \text{ " } &
 \end{array}$$

5.4.6. Distribución de fuerzas sísmicas en los elementos resistentes.

Dado que se ejemplificó la distribución de fuerzas sísmicas en el inciso 4.3.4, sólo se presentan a continuación los centros de gravedad de cada piso y los resultados de dicha distribución.

Nivel	V_{1x} (Ton)	P_{1x} (Ton)	\bar{X}_i	$P_{1x} \bar{X}_i$	$\sum P_{1x} \bar{X}_i$	\bar{X}_i (m)	V_{1y} (Ton)	P_{1y} (Ton)	\bar{Y}_i	$P_{1y} \bar{Y}_i$	$\sum P_{1y} \bar{Y}_i$	\bar{Y}_i (m)
7	17.69	17.69	14.45	254.16	254.16	14.45	23.18	23.18	13.20	234.97	234.97	13.20
6	166.22	150.51	11.11	1681.13	1943.59	11.55	167.08	143.90	13.20	1899.19	2205.15	13.20
5	309.19	140.97	11.01	1550.52	3594.12	11.33	301.84	134.72	13.20	1778.83	3904.19	13.20
4	499.01	109.88	11.01	1210.31	4720.49	11.26	406.88	105.04	13.20	1386.53	5376.84	13.20
3	501.81	82.74	11.01	915.53	5636.03	11.23	487.59	80.71	13.20	1065.37	6436.18	13.20
2	550.85	49.04	11.01	542.87	6179.30	11.21	530.66	43.07	13.20	568.52	7004.71	13.20
1	569.72	18.87	11.01	208.70	6388.00	11.21	554.94	23.88	13.20	315.21	7319.53	13.20

$$\bar{X}_i = \frac{\sum P_{1x} \bar{X}_i}{V_{1x}}$$

$$\bar{Y}_i = \frac{\sum P_{1y} \bar{Y}_i}{V_{1y}}$$

Tabla 5.4. Centros de cortante para cada entrepiso.

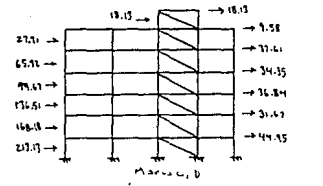
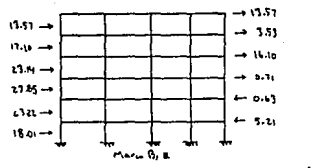
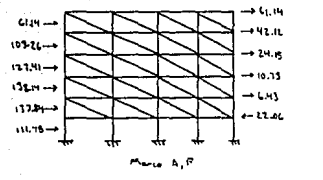
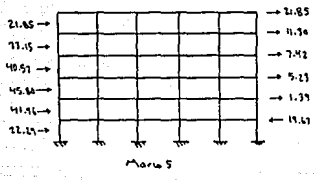
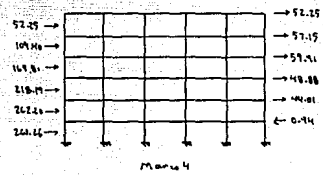
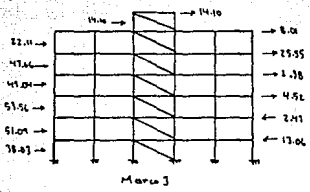
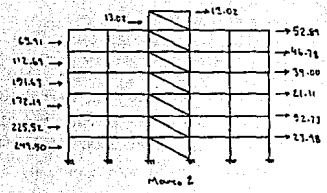
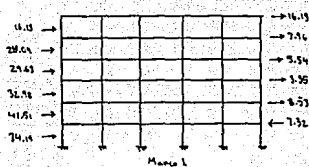


Fig. 5.16. Fuerzas sísmicas resultantes del análisis modal espectral en la estructura ya reforzada.

5.5. Análisis Estructural (condición reforzada).

Los marcos tomados como representativos para el análisis estructural del edificio en sus nuevas condiciones son, una vez más, los marcados en los ejes 2 y D. Así, bajo estas líneas se presentan los cambios que contiene el R.C.D.F. 1987 principalmente en el aspecto de cargas vivas para análisis gravitacional (cargas máximas) y los valores de carga uniformemente distribuida obtenidos.

5.5.1. Carga para análisis vertical.

Como se vio en el inciso 5.4.5 los valores para los espectros de diseño, comparados con los señalados en el reglamento anterior, se vieron incrementados con el objetivo de que las acciones sísmicas, a su vez, fueran mayores. Del mismo modo, en el R.C.D.F. 1987 se establecen los valores para carga viva máxima, según el destino del piso o las cubiertas (Art.199) que buscan llegar a condiciones adversas de tal suerte que las reacciones que la estructura presentará (y por ende sus elementos mecánicos) serán considerablemente mayores que los obtenidos con el R.C.D.F. 1976. Lo anterior implica que el diseño de las estructuras tratadas con las nuevas normas tendrá que ser más cuidadoso y apegado a dicha reglamentación, alcanzándose así una mayor seguridad en ellas.

Los nuevos valores utilizados para la obtención de carga distribuida son:

Planta 1 - 5

• Losa

$$\begin{array}{r} \text{Carga muerta} = 450.0 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Carga viva máx.} = 250.0 \text{ " } \\ \hline 700.0 \text{ " } \end{array}$$

$$\text{Carga adicional} = 40.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga total} = 740.0 \text{ "}$$

● Escaleras

$$\text{Carga muerta} = 450.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva máx.} = 350.0 \text{ "}$$

$$\text{Carga total} = 800.0 \text{ Kg/m}^2$$

Planta 6

● Losa

$$\text{Carga muerta} = 450.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva máx.} = 100.0 \text{ "}$$

$$550.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga adicional} = 40.0 \text{ "}$$

$$\text{Carga total} = 590.0 \text{ Kg/m}^2$$

Planta 7

● Losa

$$\text{Carga muerta} = 530.0 \text{ Kg/m}^2$$

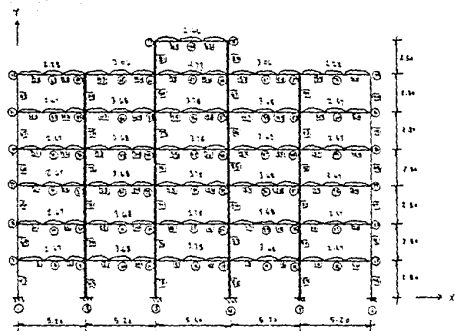
$$\text{Carga viva máx.} = 100.0 \text{ "}$$

$$630.0 \text{ "}$$

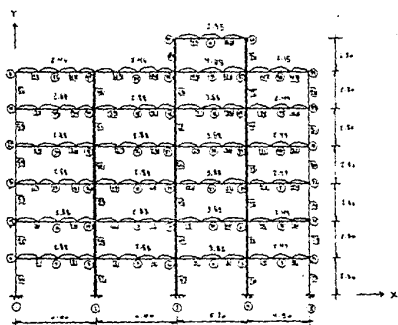
$$\text{Carga adicional} = 40.0 \text{ "}$$

$$\text{Carga total} = 670.0 \text{ Kg/m}^2$$

Con estos nuevos valores de cargas y considerando el peso de los ángulos de acero así como el de los muros de concreto se llega a la siguiente topología:

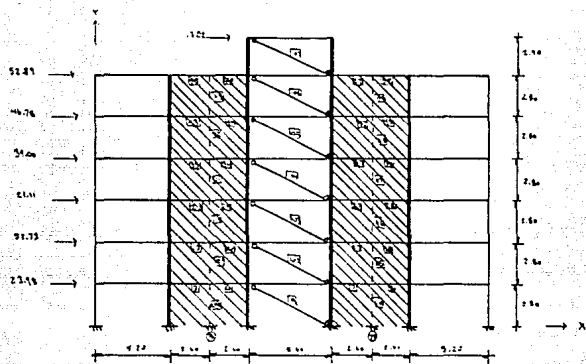


Marco 2

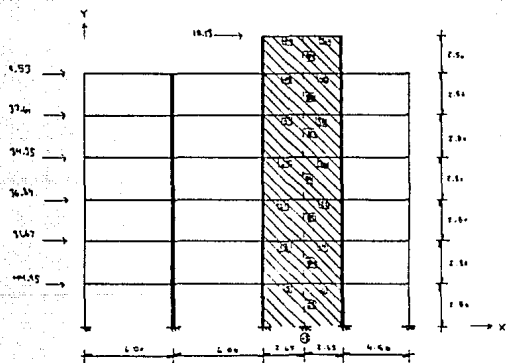


Marco D

Fig. 5.17. Topología para análisis gravitacional de los marcos 2 y D (ver notas 1, 2 y 3).



Marco 2



Marco D

Fig. 5.18. Topografía para carga accidental en los marcos 2 y D y en las 4 y 5.

• Notas:

1. Las unidades de las cargas distribuidas y accidentales son toneladas sobre metro y toneladas respectivamente aunque en la entrada de datos y en los resultados de las corridas, las primeras aparecen como toneladas sobre centímetro. Así mismo, las coordenadas de los nudos están dadas en centímetros.

2. La línea marcada en algunas columnas indica que aquellas constan de encamisado con ángulos metálicos y sus nuevas propiedades aparecen en el listado de datos correspondiente.

3. Los valores de carga distribuida ya consideran el peso de los muros tanto de mampostería como de concreto armado y es por eso que éstos, como componentes del sistema resistente no son incluidos más que en el caso de carga accidental.

4. Los nuevos marcos de concreto, en la figura 5.18, se representan por las áreas ahuradas y dentro de ellos se muestran las vigas y columnas con las que se idealizan en el método de la columna ancha. Dichos muros y de acuerdo con la descripción del método (inciso 5.3.3) tendrán un momento de inercia infinito. Para fines prácticos se le dio un valor a dicho parámetro igual a 100 veces el momento de inercia, tanto de vigas como de columnas, en sus condiciones originales.

5. Los elementos y nudos mostrados en la figura 5.18 se complementan con los de la figura 5.17 para formar el marco idealizado para carga accidental.

Considerando los puntos anteriores, se podrá tener una mejor interpretación del listado correspondiente al marco D para carga accidental, presentado a continuación como ilustrativo de las corridas elaboradas.

ANALISIS DE UN MARCO EN EL PLANO

MARCO D REFORZADO

NUMERO DE MIEMBROS = 89
 NUMERO DE NUDOS = 63
 NUMERO DE CARGAS = 1
 E GLOBAL = 141

DATOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	TRAS. Y	TRAS. X	COORDENADA X	COORDENADA Y	EQUIC
1	1	1	1	0.000	0.000	
2	1	1	1	600.000	0.000	
3	1	1	1	1200.000	0.000	
4	1	1	1	1730.000	0.000	
5	1	1	1	2180.000	0.000	
6	0	0	0	0.000	280.000	1 2 3
7	0	0	0	300.000	280.000	4 5 6
8	0	0	0	600.000	280.000	7 8 9
9	0	0	0	900.000	280.000	10 11 12
10	0	0	0	1200.000	280.000	13 14 15
11	0	0	0	1465.000	280.000	16 17 18
12	0	0	0	1730.000	280.000	19 20 21
13	0	0	0	1955.000	280.000	22 23 24
14	0	0	0	2180.000	280.000	25 26 27
15	0	0	0	0.000	560.000	28 29 30
16	0	0	0	300.000	560.000	31 32 33
17	0	0	0	600.000	560.000	34 35 36
18	0	0	0	900.000	560.000	37 38 39
19	0	0	0	1200.000	560.000	40 41 42
20	0	0	0	1465.000	560.000	43 44 45
21	0	0	0	1730.000	560.000	46 47 48
22	0	0	0	1955.000	560.000	49 50 51
23	0	0	0	2180.000	560.000	52 53 54
24	0	0	0	0.000	840.000	55 56 57
25	0	0	0	300.000	840.000	58 59 60
26	0	0	0	600.000	840.000	61 62 63
27	0	0	0	900.000	840.000	64 65 66
28	0	0	0	1200.000	840.000	67 68 69
29	0	0	0	1465.000	840.000	70 71 72
30	0	0	0	1730.000	840.000	73 74 75
31	0	0	0	1955.000	840.000	76 77 78
32	0	0	0	2180.000	840.000	79 80 81
33	0	0	0	0.000	1120.000	82 83 84
34	0	0	0	300.000	1120.000	85 86 87
35	0	0	0	600.000	1120.000	88 89 90
36	0	0	0	900.000	1120.000	91 92 93
37	0	0	0	1200.000	1120.000	94 95 96
38	0	0	0	1465.000	1120.000	97 98 99
39	0	0	0	1730.000	1120.000	100 101 102

40	0	0	0	1955.000	1120.000	103	104	105
41	0	0	0	2180.000	1120.000	106	107	108
42	0	0	0	0.000	1400.000	109	110	111
43	0	0	0	300.000	1400.000	112	113	114
44	0	0	0	600.000	1400.000	115	116	117
45	0	0	0	900.000	1400.000	118	119	120
46	0	0	0	1200.000	1400.000	121	122	123
47	0	0	0	1465.000	1400.000	124	125	126
48	0	0	0	1730.000	1400.000	127	128	129
49	0	0	0	1955.000	1400.000	130	131	132
50	0	0	0	2180.000	1400.000	133	134	135
51	0	0	0	0.000	1680.000	136	137	138
52	0	0	0	300.000	1680.000	139	140	141
53	0	0	0	600.000	1680.000	142	143	144
54	0	0	0	900.000	1680.000	145	146	147
55	0	0	0	1200.000	1680.000	148	149	150
56	0	0	0	1465.000	1680.000	151	152	153
57	0	0	0	1730.000	1680.000	154	155	156
58	0	0	0	1955.000	1680.000	157	158	159
59	0	0	0	2180.000	1680.000	160	161	162
60	0	0	0	1200.000	1920.000	163	164	165
61	0	0	0	1465.000	1920.000	166	167	168
62	0	0	0	1730.000	1920.000	169	170	171
63	1	1	1	1465.000	0.000			

D A T O S D E L O S M I E M B R O S

MIEMBRO	N1	N2	M. INERCIA	AREA	MOD. ELAST.	LONGITUD	TIPO
1	6	7	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
2	7	8	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
3	8	9	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
4	9	10	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
5	10	11	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
6	11	12	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
7	12	13	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
8	13	14	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
9	15	16	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
10	16	17	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
11	17	18	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
12	18	19	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
13	19	20	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
14	20	21	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
15	21	22	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
16	22	23	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
17	24	25	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
18	25	26	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0

19	26	27	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
20	27	28	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
21	28	29	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
22	29	30	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
23	30	31	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
24	31	32	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
25	33	34	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
26	34	35	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
27	35	36	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
28	36	37	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
29	37	38	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
30	38	39	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
31	39	40	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
32	40	41	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
33	42	43	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
34	43	44	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
35	44	45	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
36	45	46	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
37	46	47	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
38	47	48	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
39	48	49	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
40	49	50	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
41	51	52	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
42	52	53	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
43	53	54	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
44	54	55	540000.000	1800.000	141.420	300.000	0
45	55	56	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
46	56	57	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
47	57	58	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
48	58	59	540000.000	1800.000	141.420	225.000	0
49	60	61	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
50	61	62	54000000.000	4200.000	141.420	265.000	0
51	1	6	216000.000	2000.000	141.420	300.000	0

52	6	15	216000.000	2000.000	141.420	280.000	0
53	15	24	178000.000	1750.000	141.420	280.000	0
54	24	33	161000.000	1575.000	141.420	280.000	0
55	33	42	101000.000	1350.000	141.420	280.000	0
56	42	51	90000.000	1200.000	141.420	280.000	0
57	2	8	510000.000	2943.700	141.420	280.000	0
58	8	17	510000.000	2943.700	141.420	280.000	0
59	17	26	361000.000	2423.700	141.420	280.000	0
60	26	35	343000.000	2318.700	141.420	280.000	0
61	35	44	231000.000	2093.700	141.420	280.000	0
62	44	53	219000.000	1943.700	141.420	280.000	0
63	3	10	510000.000	2943.700	141.420	280.000	0
64	10	19	510000.000	2943.700	141.420	280.000	0
65	19	28	361000.000	2423.700	141.420	280.000	0
66	28	37	313000.000	2318.700	141.420	280.000	0
67	37	46	231000.000	2093.700	141.420	280.000	0
68	46	55	219000.000	1943.700	141.420	280.000	0
69	55	60	219000.000	1943.700	141.420	250.000	0
70	4	12	510000.000	2943.700	141.420	280.000	0
71	12	21	510000.000	2943.700	141.420	280.000	0
72	21	30	361000.000	2493.700	141.420	280.000	0
73	30	39	343000.000	2318.700	141.420	280.000	0
74	39	48	231000.000	2093.700	141.420	280.000	0
75	48	57	219000.000	1943.700	141.420	280.000	0
76	57	62	219000.000	1943.700	141.420	250.000	0
77	5	14	216000.000	2000.000	141.420	280.000	0
78	14	23	216000.000	2000.000	141.420	280.000	0
79	23	32	178000.000	1750.000	141.420	280.000	0
80	32	41	161000.000	1575.000	141.420	280.000	0
81	41	50	101000.000	1350.000	141.420	280.000	0
82	50	59	90000.000	1200.000	141.420	280.000	0
83	11	63	2160000.000	7250.000	141.420	280.000	0
84	11	20	2160000.000	7250.000	141.420	280.000	0

85	20	29	21600000.000	7950.000	141.420	280.000	0
86	29	38	21600000.000	7950.000	141.420	280.000	0
87	38	47	21600000.000	7950.000	141.420	280.000	0
88	47	56	21600000.000	7950.000	141.420	280.000	0
89	56	61	21600000.000	7950.000	141.420	250.000	0

CARGAS NODALES PARA CONDICION 1

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
6	0.00	0.00	44.95
15	0.00	0.00	31.67
24	0.00	0.00	35.84
33	0.00	0.00	34.35
42	0.00	0.00	37.61
51	0.00	0.00	9.58
60	0.00	0.00	18.13

DESPLAZANTOS. Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 1

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000
6	-0.0009914	0.0090000	0.1276870
7	0.0004672	0.0020702	0.1788270
8	-0.0009093	0.0064257	0.1222670
9	0.0007143	0.0476537	0.1851007
10	-0.0004731	0.1511086	0.1403747
11	-0.0008065	0.0011504	0.2211057
12	-0.0004660	-0.1507952	0.2742370
13	0.0006549	-0.0862881	0.2251532
14	-0.0003308	-0.0200687	0.2260744
15	-0.0007234	0.0171928	0.2573641
16	0.0003799	0.0132384	0.2184678
17	-0.0007655	0.0152631	0.4195713
18	0.0010103	0.1409879	0.6390092
19	-0.0008590	0.2548361	0.5984473
20	-0.0011504	0.0022614	0.5843210
21	-0.0008485	-0.2487916	0.5832767
22	0.0009834	-0.1715147	0.5837078
23	-0.0004970	-0.0546927	0.5841388
24	-0.0009308	0.0235710	1.1925632
25	0.0004150	0.0092983	1.1496719
26	-0.0007629	0.0202091	1.1067804
27	0.0012293	0.1989241	1.0635685
28	-0.0011287	0.3227784	1.0203565
29	-0.0013564	0.0032007	1.0045832
30	-0.0011159	-0.3145011	1.0042028
31	-0.0011660	-0.2367362	1.0045636
32	-0.0003590	-0.0763244	1.0049241
33	-0.0008304	0.0278658	1.6175928
34	-0.0003629	0.0125575	1.5774062
35	-0.0006364	0.0263538	1.5372078
36	0.0013085	0.2404830	1.4981458
37	-0.0012788	0.3592456	1.4590838
38	-0.0014415	0.0079142	1.4449474
39	-0.0012666	-0.3485963	1.4437689
40	0.0011931	-0.2854607	1.4427863
41	-0.0001551	-0.0972870	1.4418037
42	-0.0005784	0.0301479	2.0678034
43	0.0002561	0.0199238	2.0247283
44	-0.0004345	0.0312016	1.9814531
45	0.0013001	0.2707820	1.9321071
46	-0.0013515	0.3727061	1.8965616
47	-0.0014482	0.0043813	1.8880761
48	-0.0013413	-0.3624052	1.8806470
49	0.0011506	-0.3172660	1.8800751

50	0.0000910	-0.1109857	1.8811476
51	-0.0003352	0.0305802	2.3272922
52	0.0000574	-0.0033744	2.3170812
53	0.0001411	0.0341166	2.3068700
54	0.0011719	0.3207852	2.3023281
55	-0.0013862	0.3783592	2.2977855
56	-0.0014412	0.0046280	2.2959640
57	-0.0013795	-0.3681031	2.2942972
58	0.0009968	-0.3616441	2.2910872
59	0.0007328	-0.1175572	2.2878766
60	-0.0014189	0.3821456	2.2707664
61	-0.0013352	0.0047256	2.2662148
62	-0.0014165	-0.3722806	2.2667312
63	0.0000000	0.0000000	0.0000000

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1
1	-732.14	10.45	2.11	2.41	41.16
2	-10.45	-711.24	2.11	2.11	41.16
3	-771.10	55.52	2.12	2.19	41.00
4	-55.52	-660.07	2.12	2.29	41.00
5	-1225.67	-20438.33	-81.75	81.75	17.99
6	-20674.87	-1050.23	-81.76	81.76	-1.64
7	-771.21	-10.29	-2.12	2.12	41.01
8	10.29	-793.20	-2.12	2.12	41.01
9	-593.21	3.42	-1.27	1.27	35.00
10	-3.42	-587.07	-1.27	1.27	35.00
11	-916.35	-11.77	-1.00	1.00	31.37
12	11.77	-939.20	-1.00	1.00	31.37
13	-518.04	-17311.24	-67.28	67.28	11.64
14	-17699.92	-302.52	-67.23	67.23	-2.24
15	-1183.85	59.65	-5.00	5.00	-0.43
16	-59.65	-1064.55	-5.00	5.00	-0.43
17	-663.82	21.37	-2.14	2.14	36.39
18	-21.37	-621.08	-2.14	2.14	36.39
19	-1060.83	-46.55	-3.69	3.69	36.67
20	46.55	-1153.93	-3.69	3.69	36.67
21	238.39	-12886.33	-47.73	47.73	35.35
22	-13374.41	486.28	-48.63	48.63	0.85
23	-1427.33	121.65	-5.80	5.80	-0.41
24	-121.65	-1184.02	-5.80	5.80	-0.41
25	-582.82	24.70	-1.86	1.86	34.10
26	-24.70	-533.43	-1.86	1.86	34.10
27	-1071.92	-81.77	-3.85	3.85	33.15
28	81.77	-1235.46	-3.85	3.85	33.14
29	702.42	-8676.35	-30.09	30.09	11.69
30	-9158.92	925.31	-31.07	31.07	2.61
31	-1481.04	188.62	-5.74	5.74	1.11
32	-188.62	-1103.81	-5.74	5.74	1.11
33	-406.52	18.31	-1.29	1.29	36.55
34	-18.31	-369.89	-1.29	1.29	36.55
35	-999.81	-116.72	-3.72	3.72	36.10
36	116.72	-1233.24	-3.72	3.72	36.10
37	1022.27	-4590.11	-13.46	13.46	35.17
38	-5003.36	1196.00	-14.37	14.37	0.46
39	-1448.52	243.08	-5.36	5.36	-0.77
40	-243.08	-962.36	-5.36	5.36	-0.77
41	-120.73	60.62	-0.26	0.26	36.66
42	-60.62	-17.98	-0.26	0.26	36.66
43	-719.16	-194.39	-1.05	1.05	36.85
44	194.39	-1107.25	-1.05	1.05	36.85
45	999.23	-2173.16	-1.11	1.11	36.88

46	-2438.56	1120.42	-4.97	4.97	3.74
47	-1254.61	358.46	-3.98	3.98	3.63
48	-358.46	-537.70	-3.98	3.98	3.63
49	-62.37	-1040.81	-4.16	4.16	17.60
50	-1167.84	-51.66	-4.60	4.60	0.45
51	783.51	567.19	4.82	-4.82	-9.93
52	164.96	208.17	1.33	-1.33	-7.53
53	385.74	361.02	2.67	-2.67	-5.56
54	302.80	319.14	2.22	-2.22	-3.42
55	263.69	289.39	1.98	-1.98	-1.56
56	117.12	139.23	0.92	-0.92	-0.26
57	1352.87	884.41	7.22	-7.22	-2.86
58	597.93	671.51	4.51	-4.51	-1.87
59	831.91	833.21	5.95	-5.95	-1.75
60	848.70	892.56	6.22	-6.22	-7.70
61	712.79	759.89	5.26	-5.26	-5.21
62	609.81	737.15	4.81	-4.81	-2.28
63	1083.16	839.41	6.87	-6.87	-2.91
64	1046.33	847.55	6.75	-6.75	-14.26
65	610.38	512.03	4.01	-4.01	8.57
66	403.48	351.46	3.70	-2.70	41.34
67	181.57	164.60	1.24	-1.24	15.79
68	46.37	38.70	0.30	-0.30	5.55
69	70.48	62.37	0.51	-0.51	3.16
70	997.63	757.54	6.27	-6.27	-24.78
71	1064.57	867.51	6.20	-6.20	11.78
72	618.84	521.33	3.07	-3.07	82.76
73	419.68	367.46	2.81	-2.81	18.91
74	188.21	170.76	1.28	-1.28	13.68
75	81.76	73.32	0.55	-0.55	4.59
76	60.83	51.65	0.45	-0.45	4.60
77	412.70	296.80	2.53	-2.53	21.36
78	497.01	504.38	3.58	-3.58	25.88
79	560.16	577.78	4.06	-4.06	20.88
80	606.24	645.91	4.47	-4.47	15.08
81	457.89	483.01	3.36	-3.36	9.34
82	479.35	537.70	3.63	-3.63	1.98
83	17051.80	34648.63	184.64	-184.64	-1.66
84	24061.37	16558.50	145.07	-145.07	-4.11
85	18452.64	13957.19	115.75	-115.75	-3.77
86	12303.53	10446.00	81.25	-81.25	-2.87
87	7389.22	7228.16	52.20	-52.20	-1.88
88	2365.38	2533.00	17.49	-17.49	-0.98
89	2078.75	2208.63	17.15	-17.15	-0.44

CAPITULO VI

DISEÑO DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO.

6.1. Generalidades.

En el capítulo anterior se llegó a obtener los elementos mecánicos correspondientes a 2 de los marcos componentes del sistema estructural del edificio en estudio, de acuerdo a las nuevas características que el reforzamiento Propuesto y mostrado en la figura 5.1, indujo. Ahora bien, dado que el objetivo que este trabajo persigue es el de adecuar al inmueble a los nuevos requerimientos del R.C.D.F. 1987, en este capítulo se incluyen las revisiones elaboradas en viga, columna y unión viga-columna, así como el diseño del muro tipo de concreto reforzado con las disposiciones contenidas en el reglamento mencionado. Por tal motivo, al referirse a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 1987 (N.T.C. 1987) se señalará el inciso considerado de dichas normas a lo largo de la revisión. Posteriormente, se incluyen un breve resumen del Procedimiento constructivo que se siguió en el reforzamiento del edificio y algunas fotografías que lo ilustran.

6.2. Revisión de Vigas.

Apegándose a la figura 5.1 se puede observar que para las vigas no se consideró ningún tipo de refuerzo y, de hecho, en el inciso 4.6 se cumplieron los requisitos geométricos, de acero longitudinal, anclaje y de refuerzo transversal; se revisó la deflexión, el agrietamiento y el momento resistente del elemento considerado y dado que se trata de la misma viga en esta nueva revisión, podrá ser comparado su comportamiento para $Q = 4$ y $Q = 2$ (condiciones originales y reforzada del edificio respectivamente).

6.2.1. Envolvente de elementos mecánicos.

Siguiendo el mismo criterio aplicado en el inciso 4.6 para la obtención de las envolventes para la viga 55-56 de la figura 5.17 (marco 2), se tiene:

● Carga viva por sismo

De ejes C a D

Losa	520.0(7.54) + 1670.0(7.82)	= 16.89 Ton.
Muros mamp.	756.0(5.6)	= 4.23 "
Trabes	432.0(5.6)	= 2.42 "
Columnas	430.0(2.8)(1.2)	= 1.61 "
Angulos	9.82(2.8)(4)	= 0.11 "
Placas	3.14(36)	= 0.11 "

25.37 Ton.

$$K = \frac{C.M. + C.V_{sismo}}{C.M. + C.V.} = \frac{25.37}{26.54} = 0.95$$

Para los diagramas de la figura 6.1

$$C.M. + C.V_{sismo} = K(C.M. + C.V.)$$

6.2.2. Requisitos geométricos.

En el inciso 5.2.1 de las N.T.C. 1987 se señala:

a. El claro libre no debe ser menor que 4 veces el peralte efectivo.

$$C = 560.0 \text{ cms.}$$

$$d = 55.0 \text{ "}$$

$$4(55) = 220 < 560 \text{ cms.}$$

b. La relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.

$$L = 560.0 \text{ cms.}$$

$$b = 30.0 \text{ "}$$

$$560/30 = 18.6 < 30$$

c. La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0

$$h = 60.0 \text{ cms.}$$

$$b = 30.0 \text{ "}$$

$$60/30 = 2 < 3$$

d. El ancho de la viga no será menor de 25 cms. ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.

$$b = 30 < 25 \text{ cms.}$$

$$c_1 = 30 < 25 \text{ cms.}$$

6.2.3. Refuerzo longitudinal.

El inciso 5.2.2 de las N.T.C. 1987 señala los mismos requisitos mostrados en la figura 4.15 y dado que se trata del mismo elemento pueden darse por cumplidos. Solo será necesario comparar el momento resistente calculado en 4.6.2 con el máximo presentado en los diagramas. Así, $M_x = 21.97 \text{ T-m}$ es ligeramente menor que el máximo.

6.2.4. Refuerzo transversal Para confinamiento.

En el inciso 5.2.3. de las N.T.C. 1987 se establece un valor para S_1 :

$$S_1 \left\{ \begin{array}{l} 0.25d = 0.25(55) = 13.8 \text{ cms.} \\ 8 d b_{\text{menor}} = 8(1.9) = 15.2 \text{ cms.} \\ 24 d v = 24(0.95) = 22.8 \text{ cms.} \\ 30 \text{ cms.} \end{array} \right. \leftarrow \text{Rige}$$

$$S_1 = 12.5 < 13.8 \text{ cms.} \quad \checkmark$$

Así mismo, Para S_2 se indica que no será mayor que $0.5d$ fuera de las zonas definidas en la figura 4.16 como l_c . Se tiene:

$$0.5d = 0.5(55) = 27.5 \text{ cms.}$$

$$S_2 = 25 < 27.5 \text{ cms.} \quad \checkmark$$

En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

6.2.5. Requisitos Para fuerza cortante.

Con este punto se trata de evitar que en el elemento sujeto a flexión se presente falla por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas en sus extremos. Se establecen los valores para la fuerza cortante que toma el concreto en el inciso 2.1.5 I y la separación del refuerzo en el punto 2.1.5.IV b de las N.T.C. 1987. En el elemento estudiado:

$$p = \frac{A_e}{b d} = \frac{14.25}{(30)(55)} = 0.0086 < 0.01$$

$$\therefore V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c} = 0.8(30)(55) [0.2 + 30(0.0086)] \sqrt{160} = 7.64 \text{ Ton.}$$

Dado que el corte de las 2 barras del # 6 se hace ya en la zona de compresión, no será necesario revisar la interrupción de

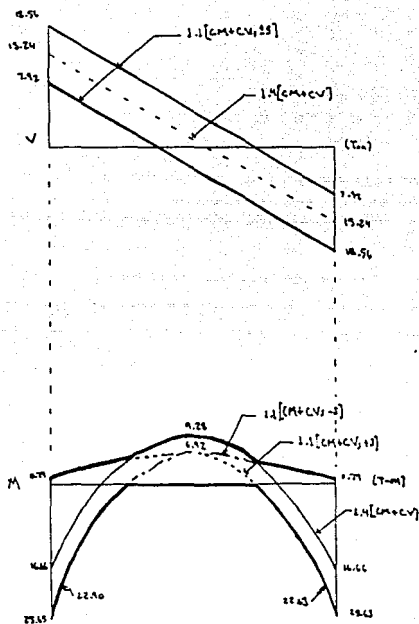


Fig. 6.1. Envolvente de elementos mecánicos para la viga 55-56, marco 2, con la estructura reforzada.

refuerzo longitudinal Para disminuir el valor de V_{cr} , Pero si deberá revisarse que:

$$V_u \leq 2F_x b d \sqrt{f^*c} \quad (\text{inciso 2.1.5.IV b})$$

asi:

$$2(0.8)(30)(55)\sqrt{160} = 33.39 > 18.55 \text{ Ton.}$$

La separación S_i será PUES:

$$S_i = \frac{F_x A_v f_y d (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_x A_v f_y}{3.5 b}$$

sustituyendo valores:

$$S_i = \frac{0.8(0.71)(2)(4200)(55)}{18,554 - 7,640} = 24.04 \text{ cms.}$$

$$\leq \frac{0.8(0.71)(2)(4200)}{3.5(30)} = 45.44 \text{ cms.}$$

$$S_i = 12.5 < 24.04 \text{ cms.}$$

Después de comprobar que se cumplen los requisitos anteriores se pasa ahora a la revisión del estado limite de servicio siguiendo el inciso 2.2 de las N.T.C. 1987.

6.2.6. Revisión por deflexión.

Se revisará que la deflexión a largo plazo, calculada con métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas, no exceda el valor igual al claro entre 240 más 0.5 cms. En elementos cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería (tal es el caso), se considerará como estado limite una flecha igual al claro entre 480 más 0.3 cms. (Art. 184 R.C.D.F. 1987). En el inciso 4.6.4 se calculó un momento de inercia

$$I = 298,077.08 \text{ cm}^4$$

asi, la nueva flecha inmediata con las nuevas condiciones de

carga es:

$$\Delta_i = \frac{5(560)^2}{48(141,421.36)(298,077.08)} \left[9.28 - \frac{16.66 + 16.66}{10} \right] 10^5$$

= 0.46 cm.

El factor para obtener la flecha diferida se toma ahora como:

$$2 / (1 + 50p') \quad (\text{Ec. 2.37 N.T.C. 1987})$$

con p' calculada en elementos continuos con el mismo criterio aplicado para el momento de inercia; p' en este caso es igual a 0.00518.

$$\Delta_{\text{dif}} = \frac{2}{1 + 50(0.00518)} (0.46) = 0.73 \text{ cm.}$$

por lo que:

$$\Delta_{\text{tot}} = 0.46 + 0.73 = 1.19 \text{ cms.}$$

La flecha permisible es la misma que se obtuvo en el inciso 4.6.4, es decir:

$$\Delta_{\text{per}} = 1.46 > 1.19 \text{ cms.}$$

Los momentos que se consideran para obtener la flecha inmediata son los que se presentan para la condición de carga muerta más viva afectadas por el factor de seguridad $F_c = 1.4$. Por otro lado, la flecha así obtenida es la que se presenta al centro del elemento.

6.2.7. Revisión por agrietamiento.

De acuerdo al inciso 2.2.3 de las N.T.C. 1987, el criterio fue expuesto en 4.6.5, dado que se trata del mismo requerimiento.

6.3. Revisión de Columna.

Al igual que en la revisión de la viga, en este punto se

revisará el mismo elemento considerado en el inciso 4.7, el cual consta de un encamisado de 4 ángulos de 4" x 4" x 1/4". Ahora bien, tal reforzamiento fue diseñado esencialmente para resistir las fuerzas sísmicas que en el elemento pudieran presentarse, más no trabajará para el efecto de cargas gravitacionales, ya que antes de incluirse dichos ángulos, la columna original ya estaba expuesta a dicha condición. Por tal motivo, en el inciso 6.3.4 se elabora la revisión para 3 condiciones de cargas distintas, es decir, se verificará que la columna original cumpla para las condiciones que incluyan la totalidad de carga muerta y viva y una segunda condición que considera carga muerta más viva por sismo y un cierto porcentaje de la accidental. Los ángulos "aislados" absorberán el porcentaje restante de la carga lateral, el cual estará en función de los momentos de inercia, tanto del elemento como de su reforzamiento (Fig. 6.2).

6.3.1. Requisitos geométricos.

El inciso 5.3 de las N.T.C. 1987 indica nuevamente que los requisitos contenidos en este punto son válidos si:

$$P_u \geq A_g f'c / 10$$

Ya en el inciso 4.7 se obtuvo $A_g f'c / 10 = 27.20$ Ton, lo cual es menor que el valor de $P_u = 117.79$ Ton.

a. La dimensión transversal mínima no será menor de 30 cms.

Se tiene una sección de 50 x 40 cms.

b. El área A_g no será menor que $P_u / 0.5f'c$ para toda combinación de carga. En este punto, la condición de carga más desfavorable es $P_u = 179.80$ Ton.

$$\frac{179.80}{0.5(200)} = 1,798.0 < 2,743.7 \text{ cm}^2$$

c. La relación entre la menor dimensión transversal y la

dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4. Es decir:

$$40 / 50 = 0.8 > 0.4$$

d. La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

$$280 / 40 = 7 < 15$$

6.3.2. Refuerzo longitudinal.

Según se indica en 5.3.3 de las N.T.C. 1987:

$$0.01 \leq p \leq 0.04$$

considerando solo al área de las varillas (6 # 10):

$$p = \frac{6(7.91)}{2000} = 0.023$$

Que cae dentro del rango establecido. Se señala, así mismo, que:

$$p > 20 / f_y$$

en nuestro caso: $20 / 4200 = 0.0047 < 0.023$

Para los demás requisitos, ver inciso 4.7.2 de este trabajo.

6.3.3. Refuerzo transversal.

En el segundo párrafo del punto 4.2.3 (N.T.C. 1987) se establecen 3 parámetros para determinar la separación máxima de los estribos (S_2) que, de hecho, son los mismos valores indicados en 4.7.3 del presente trabajo, pudiéndose dar por cumplidas estas disposiciones. En la parte inferior de la columna analizada el refuerzo transversal se prolonga en toda la altura de la cimentación llegando hasta la media altura de la columna (5.3.4 N.T.C. 1987).

6.3.4. Revisión por flexocompresión.

La columna encamisada, para su análisis por flexocompresión, se dividirá como lo muestra la figura 6.2. Para tales secciones y como resultado del análisis estructural se llega a las siguientes condiciones de carga (dado que no se realizó la revisión por resistencia mínima a flexión, el factor de resistencia por flexocompresión valdrá 0.6 según el punto 5.3.2 de las N.T.C. 1987).

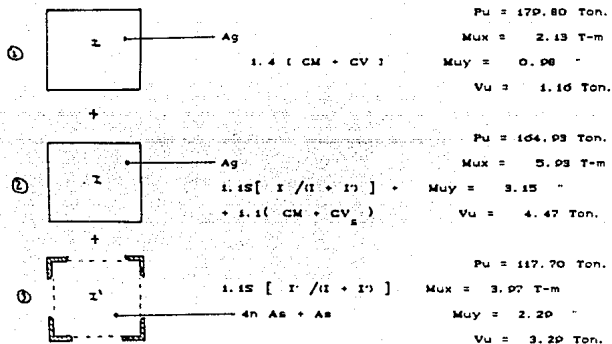


Fig. 6.2. Secciones consideradas para el análisis por flexocompresión de la columna reforzada y fuerzas internas producidas.

Sección 1.

- Cálculo de PRO.

$$\begin{aligned}
 PRO &= FR (A_c f'_c + A_s f_y) \\
 &= 0.6 [(2000) (136) + (47.52) (4200)] = 282.95 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

- Cálculo de PRX.

$$e_x = \frac{213,000}{179,800} = 1.18 \text{ cms.}$$

$$e_{ax} \begin{cases} 2 \text{ cms.} \\ 0.05h = 0.05(50) = 2.5 \text{ cms.} \end{cases} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

$$e_{\text{tot}} = 1.18 + 2.50 = 3.68 \text{ cms.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_{\text{tot}}}{h} &= \frac{3.68}{50} = 0.073 \\ q &= 0.73 \end{aligned} \right\} \quad k_x = 1.43$$

$$P_{ax} = F_R k_x b h f''c = 0.6(1.43)(40)(50)(136) = 233.37 \text{ Ton.}$$

• Cálculo de P_{ay} .

$$e_y = \frac{98,000}{179,800} = 0.54 \text{ cm.}$$

$$e_{ay} \begin{cases} 2 \text{ cms.} \\ 0.05h = 0.05(40) = 2 \text{ cms.} \end{cases} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

$$e_{\text{tot}} = 0.54 + 2.0 = 2.54 \text{ cms.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{e_{\text{tot}}}{h} &= \frac{2.54}{40} = 0.063 \\ q &= 0.73 \end{aligned} \right\} \quad k_y = 1.48$$

$$P_{ay} = 0.6(1.48)(40)(50)(136) = 241.53 \text{ Ton.}$$

• Cálculo de P_R

$$P_R = \left[\frac{1}{233.37} + \frac{1}{241.53} - \frac{1}{282.95} \right]^{-1}$$

$$= 204.45 \text{ Ton.}$$

$$204.45 > 179.80 \text{ Ton.}$$

Sección 2.

Siguiendo un Procedimiento similar al mostrado Para la sección 1, se llega a obtener Para esta segunda condición de carga

$$P_R = 179.19 > 164.93 \text{ Ton.}$$

Sección 3.

Dado que esta sección cuenta con los ángulos metálicos, se elaborará la gráfica de interacción para ambas direcciones y se determinará en base a ella su resistencia a la flexocompresión. Se ilustra el procedimiento seguido para la obtención de tales gráficas en la dirección X y los resultados para la dirección Y se presentan posteriormente.

Se tienen los siguientes datos:

$$A_g = 2000 + 4(14.85)(12.52) = 2,743.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \# 10 = 47.52 \text{ cm}^2$$

$$e_x = \frac{397,000}{117,790} = 3.37 + 0.05(50) = 5.87 \text{ cms.}$$

$$e_y = \frac{229,000}{117,790} = 1.94 + 0.05(40) = 3.94 \text{ cms.}$$

El diagrama se elaborará determinando 4 puntos Principales.

- Punto P_{oc} , corresponde a carga axial de compresión pura.

$$P_{oc} = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \quad (\text{Ec. 4.1 ref. [6] })$$

sustituyendo:

$$P_{oc} = 0.85(200)(2743.7) + (47.52)(4200) = 666.01 \text{ Ton.}$$

● Punto A que corresponde a la falla balanceada. Este estado de deformación es el que se tiene cuando, simultáneamente, el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia.

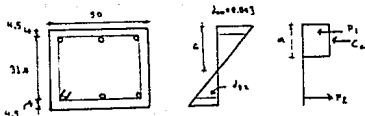


Fig. 0.3. Estado de deformación con falla balanceada.

$$c = 0.003(35.5) / (0.003 + 0.002) = 21.3 \text{ cms.}$$

$$a = 0.8c = 0.8(21.3) = 17.04 \text{ cms.}$$

$$\delta_{s1} = \frac{0.003(21.3 - 4.5)}{21.3} = 0.0023 > \delta_y$$

$$\delta_{s2} = 0.002$$

Esfuerzo en el acero:

$$\begin{aligned} f_{s1} &= f_y \\ f_{s2} &= f_y \end{aligned}$$

Fuerzas en el acero:

$$F_1 = A_s f_{s1} = 3(7.91)(4200) = 99.67 \text{ Ton.}$$

$$F_2 = A_s f_{s2} = 3(7.91)(4200) = 99.67 \text{ "}$$

Fuerza en el concreto:

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 f'_c a b \\ &= 0.85(200)(17.04)(50) = 144.84 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Calculo de M:

Fuerza (Ton)	Brazo(cm)	Momento(T-cm)
$C_c = 144.84$	11.48	1662.76
$F_1 = 99.67$	15.50	1544.88
$F_2 = 99.67$	15.50	1544.88
		<u>1544.88</u>
		M = 4,752.53 T-cm

$$P = 144.84 \text{ Ton.}$$

$$M = 47.52 \text{ T-m.}$$

● Se obtiene los valores de P y M para un punto cercano a M_o , es decir, se supone $c = 7 \text{ cms}$. Siguiendo el procedimiento anterior:

$$\begin{cases} P = 1.32 \text{ Ton.} \\ M = 31.91 \text{ T-m.} \end{cases}$$

● Así mismo, suponiendo $\delta_{s2} = 0$ ($c = 35.5$) se llega a:

$$\begin{cases} P = 341.01 \text{ Ton.} \\ M = 29.45 \text{ T-m.} \end{cases}$$

Con estos 4 puntos es suficiente para la elaboración de la gráfica (Fig. 6.3). Ahora bien, se tiene una excentricidad

$e_x = 5.87$ cms. y para fijar la línea correspondiente, se supone un valor de P y se determina el de M : si $P = 100.0$ Ton, $M = 5.87$ T-m. Se determina la intersección de la línea con el diagrama de interacción, así: $P_x = 405.0$ Ton.

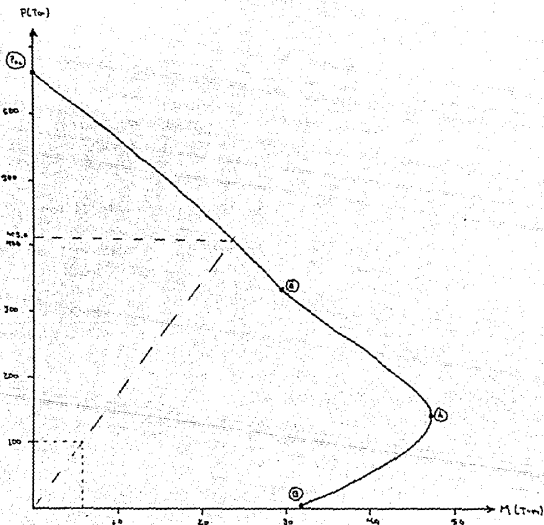


Fig. d. 4. Diagrama de interacción para la sección 3 de la figura d. 2.

En la dirección Y se tiene como resultado $P_n = 537.50$ Ton; en ambos $P_n > P_u = 117.79$ Ton. Por lo anterior puede darse por aceptable la sección total de la columna a flexocompresión.

6.3.5. Revisión por cortante.

Siguiendo el inciso 2.1.5 III de las N.T.C. 1987:

$$P_u \leq 0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

$$0.7(136)(2000) + (2000)(47.52) = 285.44 \text{ Ton.}$$

de acuerdo a la figura 6.2 la P_u mayor corresponde a la sección 1, por lo que:

$$p = \frac{3(7.91)}{40 \times 35.5} = 0.016 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 F_{R1} \sqrt{f_c^*} [1 + 0.007 (P_u / A_g)] b d$$

$$= 0.5(1.1) \sqrt{180} [1 + 0.007 (179,800 / 2000)] (50)(35.5)$$

$$= 21.21 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 4.47 < 21.21 \text{ Ton.}$$

Si P_u fuese mayor que $0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$, se haría variar linealmente V_{cr} en función de P_u hasta cero para $P_u = A_g f_c^* + A_s f_y$.

6.4. Uniones Viga-columna.

Para este punto puede consultarse el inciso 4.8 del Presente trabajo, ya que en este aspecto las N.T.C. 1987 no sufrieron cambios. No obstante, se hará énfasis en las conexiones del reforzamiento propuesto para las uniones viga-columna.

Las N.T.C. 1987 definen una unión viga-columna o nudo como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella. Así mismo, indica que en los planos

estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones. En la figura 6.5 se detalla la forma en que fueron elaboradas las conexiones en las columnas encamisadas.

6.5. Diseño de Muro de Rigidez.

En estructuras con muros de rigidez, la demanda de ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que en estructuras a base de marcos; Por tanto, los requisitos de refuerzo son menos estrictos. Cualquiera que sea el valor de Q que se adapte a la estructuración, deberán cumplirse los requisitos siguientes: la cuantía de refuerzo horizontal y vertical no serán menores de 0.0025; el espaciamiento de refuerzo no excederá de 35 cms. y se colocarán en 2 capas siempre que el espesor del muro sea igual o mayor de 15 cms. o el esfuerzo cortante promedio en el muro debido a las cargas de diseño sea superior a $0.6\sqrt{f'c}$ (en kg/cm^2).

El refuerzo mínimo vertical y horizontal trata de evitar que haya agrietamiento previo por cambios volumétricos que afecten la capacidad del muro. La colocación de 2 capas de refuerzo es siempre conveniente ya que se reduce la abertura de las grietas en el muro. Cuando su liga con otros muros o marcos es poco rígida, se inducen en ella momentos flexionantes de gran magnitud que demandan una cuantía de refuerzo en exceso del mínimo. Es conveniente colocar dicho refuerzo en los extremos de los muros que trabajarán como columnas sujetas a carga axial muy alta. A su vez, las normas señalan ciertos requisitos que rigen el espesor del muro para evitar pandeo lateral.

A continuación se presenta el diseño de un muro de concreto reforzado ($f'c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$) para el edificio y su armado se ilustra en la figura 6.5.

6.5.1. Flexocompresión.

Para el muro formado por los elementos 13, 14 y 84 del marco D (figura 5.18), se tiene:

$$V = 145.07 \text{ Ton.}$$

$$P = 4.42 \text{ "}$$

$$M = 240.61 \text{ T-m.}$$

Adicionalmente, para elementos que tomen más del 35 % del cortante total debe considerarse un factor de seguridad de 1.2 (según el Art. 203 del R.C.D.F. 1987).

$$M_u = 1.1(1.2)(240.61) = 317.60 \text{ T-m.}$$

$$P_u = 1.1(1.2)(4.42) = 5.83 \text{ Ton.}$$

$$f'_c = 0.8(1.2)(250) = 240.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85(240) = 204.0 \text{ "}$$

Lo siguiente se aplica en muros sin carga vertical considerable y con $l/t < 70$.

$$l = 530 - 40 = 490.0 \text{ cms.}$$

$$490 / 15 = 32.66 < 70$$

La resistencia de muros a flexión en su claro es:

$$M_R = F_x A_s f_y z \quad \text{Para } P_u < 0.2 F_x t \text{ y } f'_c$$

con el brazo z :

$$z = 0.8 l$$

$$\text{si } H / l \geq 1.0$$

$$z = 0.4(1 + H / D) l$$

$$\text{si } 0.5 < H / l < 1.0$$

$$z = 1.2 H$$

$$\text{si } H / l \leq 0.5$$

en este caso:

$$H / l = 280 / 490 = 0.57$$

$$\therefore z = 0.4(1 + 0.57)490 = 307.72 \text{ cms.}$$

por otro lado, P_u debe ser menor que $0.2 F_x t$ y f'_c

$$0.2(0.85)(490)(15)(250) = 312.37 \text{ Ton.}$$

$$5.83 < 312.37 \text{ Ton.}$$

así:

$$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y z} = \frac{317.60 \times 10^5}{0.85(4200)(307.72)} = 28.91 \text{ cm}^2$$

Este último refuerzo debería estar comprendido en los extremos del muro, pero será sustituido por el acero longitudinal de las columnas, solo habrá que revisar que el último sea mayor o igual a aquel.

$$A_{s, \text{col}} = 6 \# 10 = 6(7.91) = 47.52 > 28.91 \text{ cm}^2$$

6.5.2. Revisión por cortante.

La fuerza cortante que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano es:

$$V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f'_c} \ell t, \quad \text{si } H / \ell \leq 1.5$$

$$= 0.85(0.85) \sqrt{240} (490)(15) = 82.26 \text{ Ton.}$$

En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que

$$2F_R \ell t \sqrt{f'_c}$$

sustituyendo valores:

$$2(0.85)(490)(15) \sqrt{240} = 193.57 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.1(1.2)(145.07) = 191.50 < 193.57 \text{ Ton.}$$

Refuerzo longitudinal.

• La cuantía de refuerzo horizontal p_h , será:

$$p_h = \frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_y \ell t} \quad (\text{Ec. 4.6 N.T.C. 1987})$$

$$= \frac{(191.50 - 82.26) 10^3}{0.85(4200)(490)(15)} = 0.0041 > 0.0025 \text{ (ref. mínimo)}$$

Para estribos del # 3 en 2 lechos:

$$S_h = \frac{2(0.71)}{15(0.0041)} = 23.09 \text{ cms.}$$

$$S_h = 25.0 < 35 \text{ cms.}$$

• Refuerzo vertical.

Para refuerzo vertical, p_v , se tiene:

$$p_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - H / l) (p_h - 0.0025) \quad (\text{Ec. 4.7 N.T.C. 1987})$$

sustituyendo valores:

$$p_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 0.57)(0.0041 - 0.0025) = 0.0040$$

$$S_v = \frac{2(0.71)}{15(0.0040)} = 23.41 \text{ cms.}$$

$$S_v = 25.0 < 35 \text{ cms.}$$

La relación $H / l = 0.57$ es menor que 2.0, por lo tanto p_h debe ser menor que p_v ; en este caso prácticamente es la misma cuantía para ambas direcciones. Al mismo tiempo, se provee del refuerzo necesario en caso de aberturas (figura 6.5) tal como se señala en el inciso 4.5.2 d de las N.T.C. 1987.

6.6 Notas Sobre el Procedimiento Constructivo.

En primer lugar se procedió a la demolición de los muros de ladrillo que debían ser sustituidos por muros de concreto. Se abrieron ranuras en traveses y columnas que demilitaban al nuevo muro para lograr un anclaje satisfactorio del elemento por colar. Después de habilitar el refuerzo, se procedió al colado del muro empleando concreto prefabricado para garantizar la calidad del material y la rapidez de la ejecución. El concreto debió ser fluido, con un alto revenimiento para poder llenar los moldes que dejaban un espacio muy reducido. Los muros se descimbraron a los 3 días de colado y para reforzar las columnas fue necesario demoler porciones de bovedilla adyacente a las mismas en cada piso, para lograr la continuidad de los ángulos de reforzamiento en toda la altura. Como los perfiles adquiridos tenían una longitud menor a la altura total del edificio, fue necesario empalmarlos en la obra

mediante juntas soldadas a tope.

Para adherir el entramado metálico a la columna de concreto se empleó resina epóxica. Este producto es muy costoso e inicialmente se tuvieron problemas para su aplicación ya que por su fluidez se fugaba por numerosas vías sin lograr que se quedara en donde se le requería: en el espacio entre el entramado y la columna de concreto. Después de varios ensayos el problema fue resuelto empleando un mortero epoxico en el que se revolvían arenas finas con la resina, evitándose así las fugas. En la parte inferior los ángulos de reforzamiento de las columnas se soldaron a un collarín, formado también por ángulos metálicos, que se ancló a la contratrabe del cajón de cimentación mediante pernos de acero, introducidos con taladros en barrena que se rellenaron posteriormente con un mortero rico en concreto provisto de un aditivo expansor. Se incluyen en seguida algunas fotografías que fueron tomadas durante el procedimiento constructivo.

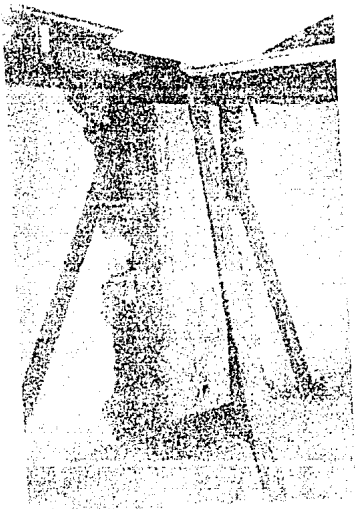


Fig. 6.6. Apartado de la columna y la viga, reforzado con malla de acero.

Fig. 6.7. Perforaciones a través de las bovedillas al pie de columnas, para permitir la continuidad de los ángulos.



Fig. 6.8. Rellenado de grietas en columnas por medio de resinas epóxicas.

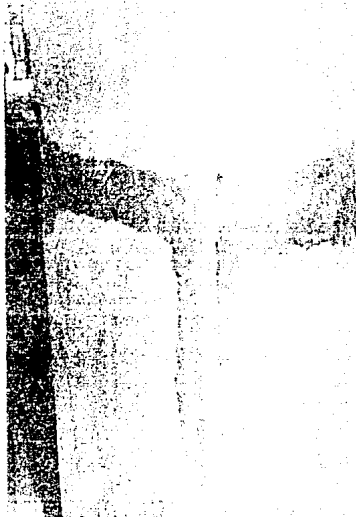
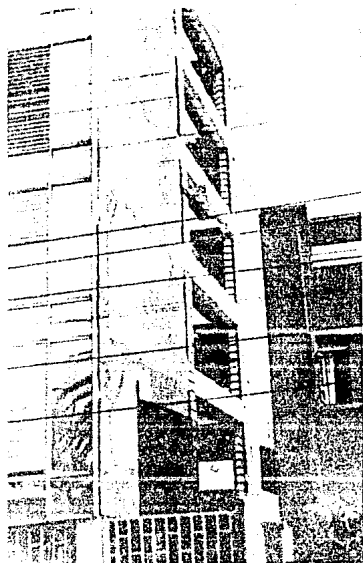


Fig. 6.9. Demolición de muros de mampostería. Para el reforzamiento, estos muros se sustituyeron por otros de concreto reforzado.



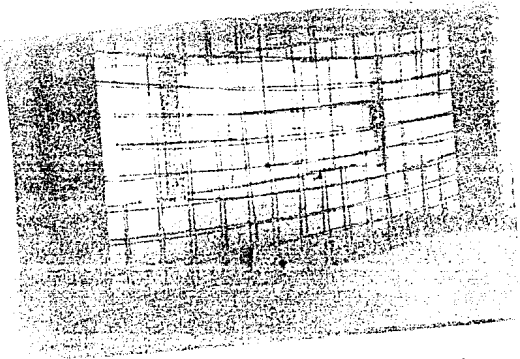


Fig. 6.10. Matrices for digital synthesis of a
 16-point DFT.



Fig. 6.11. Las citadas
 en la parte inferior
 de la imagen, se
 ven.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES.

1. El reforzamiento de un edificio debe decidirse después de un cuidadoso análisis del comportamiento del mismo durante el terremoto que le causó daños. La estructura debe revisarse en sus condiciones iniciales para verificar que no tenía errores importantes de concepción y debe revisarse también ya reforzada para demostrar que cumple con las exigencias de seguridad del nuevo reglamento.

2. Aun cuando el reglamento vigente no exige el reforzamiento de un edificio común que no haya sufrido daños estructurales, dicho proyecto puede resultar conveniente por razones comerciales para aumentar la confianza de los futuros usuarios.

3. El problema de reforzamiento es muy diferente al de proyecto de una estructura nueva. El ingeniero tropezará ineludiblemente con muchas dudas en el cálculo y en los procesos constructivos, por lo que sus decisiones deben ser conservadoras y cautelosas.

4. Los procedimientos de análisis con auxilio de computadoras libera al ingeniero de las pesadas tareas de cálculo manual y le permiten realizar rápidamente el examen de diversas posibilidades de reforzamiento estructural.

5. Las técnicas para reforzar no son todavía del dominio general de ingenieros y operarios de la construcción, por lo que al iniciar una obra de reforzamiento, deben realizarse en el sitio pruebas que permitan verificar la factibilidad y eficacia de los procedimientos propuestos.

6. La decisión de reforzar un edificio después de un sismo es de índole económica. Al término del proyecto debe realizarse un presupuesto de la obra y un análisis de la inversión para que el propietario decida si le resulta más conveniente reforzar o perder la construcción dañada.

7. Aunque los daños por sismo en los edificios han existido a lo largo de la historia de la humanidad, es hasta épocas muy recientes cuando se empieza a rescatar estructuras dañadas mediante obras de reparación y reforzamiento.

8. Se percibe la necesidad de que en el futuro inmediato se destinen mayores recursos y esfuerzos a investigaciones de ingeniería para dilucidar las incertidumbres actuales y para desarrollar mejores técnicas de análisis y ejecución de las obras reforzadas.

REFERENCIAS.

1. UNESCO, "Terremotos. Evaluación y Mitigación de su Peligrosidad", Ed. Blume, Barcelona (1980).
2. Iglesias, J., Robles, F. y otros, "Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería", División de Ciencias Básicas e Ingeniería, U.A.M., México D.F. (1986).
3. "Informe de la Evaluación Realizada a la Estructura del Edificio Ubicado en Vertiz 852". Informe Interno de la Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, México D.F. (1986).
4. Bazán, E. y Meli, R. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, México D.F. (1987).
5. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F. (1977).
6. González, D. y Robles, F. "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Ed. Limusa, México D.F. (1986).
7. "Manual de Construcciones en Acero, Tomo I", Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A.C., Ed. Limusa, México D.F. (1987).
8. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México D.F. (1976).

9. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México D.F. (1987).
10. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación México D.F. (1987).
11. "Diseño por Sismo. Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México D.F. (1987).
12. Apuntes de la materia "Ingeniería Sísmica", impartida por el Ing. Amílcar Galindo Solorzano en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, México D.F. (1987).