

7
2 y



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ARAGON "

ANALISIS Y DISEÑO DE LA
REESTRUCTURACION DE UN
EDIFICIO DAÑADO POR SISMO



T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE FRANCISCO DIAZ PEREZ

TEJIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

I.-	INTRODUCCION	1
II.-	EVALUACION DE DAÑOS	3
	II.1.- Generalidades del Sismo de 1985	3
	II.2.- Descripción de la Estructura Actual	12
	II.3.- Comportamiento del Edificio Durante el Sismo	18
III.-	PROYECTO DE REESTRUCTURACION	30
	III.1.- Evaluación del Estado Actual	30
	III.2.- Criterios para el Proyecto de Rehabilitación.....	35
IV.-	ANÁLISIS.....	53
	IV.-1.- Criterios Generales de Análisis	53
	IV.-2.- Análisis por Cargas Verticales	97
	IV.-3.- Análisis por Cargas Horizontales	110
	IV.-4.- Revisión de la Cimentación	168
V.-	DISEÑO	183
	V.1.- Generalidades sobre Diseño Estructural	183
	V.2.- Diseño de Trabes	196
	V.3.- Diseño de Columnas	214
	V.4.- Diseño de Muros de Concreto	226
	V.5.- Revisión de Muros de Mampostería	234
	V.6.- Diseño del Sistema de Piso	240
VI.-	CONCLUSIONES	260
	APENDICE A	262
	APENDICE B	265
	BIBLIOGRAFIA	278



Uno de los problemas más complejos que se presentan a los ingenieros civiles a raíz de un terremoto, es la atención que debe prestarse a aquellos edificios que habiendo sufrido daños importantes como consecuencia del fenómeno, se estima que todavía son susceptibles de rehabilitación para su posterior aprovechamiento. Generalmente esta situación se plantea en aquellos edificios en que se tienen algunos elementos estructurales severamente dañados, pero en los que no está comprometida la estabilidad del conjunto. Una solución expedita es la que indicaría la demolición total del inmueble en esas condiciones, pero evidentemente esta solución resulta poco práctica y excesivamente costosa por el desperdicio de recursos que implica.

Este problema es difícil porque no existen disposiciones reglamentarias claras para su tratamiento, ni pueden existir ya que se presentarán numerosas variantes y posibilidades para cada caso particular. El problema de rehabilitación de una estructura dañada es más complejo que el de diseño de una estructura nueva porque el proyectista queda restringido por un mayor número de condicionantes y porque debe trabajar con un mayor margen de incertidumbre. También se enfrenta a un mayor número de variantes de solución. Todas estas dificultades lo obligan a aguzar su ingenio y poner en juego todos sus conocimientos académicos y su experiencia profesional.

En la presente tesis se desarrolla el cálculo de rehabilitación posterior al sismo de un edificio de la Ciudad de México que sufrió daños importantes durante el terremoto de 1985. A lo largo del trabajo se van planteando las dificultades anteriormente descritas

y se van presentando los criterios con que se pretende justificar las decisiones adoptadas.

En primer término se describe el edificio en su condición original, se relacionan los daños que recibió durante el sismo de 1985 y se hace una evaluación de dichos daños.

Con base en esa evaluación se propone una reestructuración del inmueble para colocarlo en condiciones de seguridad conforme a las normas del nuevo Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987. La reestructuración propuesta consiste en la supresión de algunas plantas superiores, en la regularización de las restantes, en la introducción de un núcleo de muros de cortante de concreto reforzado y en el reforzamiento de algunas vigas y columnas.

Posteriormente se analizan el comportamiento de la estructura en condición original y modificada y se discute en términos generales el efecto global de la reestructuración en el comportamiento de conjunto.

Con los resultados del análisis se procede al diseño detallado del reforzamiento. En la tesis, por razones de brevedad únicamente se presentan algunos ejemplos.

El autor espera que la presente tesis sea una contribución modesta al desarrollo de la Ingeniería sísmica en el país.

22.1. GENERALIDADES DEL SISMO DE 1985.

Existen zonas consideradas de quietud sísmica donde no se han registrado sismos con fuerza mayor a 7° en escala de Richter capaces de provocar una ruptura en la corteza terrestre; a estas zonas se les conoce con el nombre de brechas y se localizan sobre las áreas de contacto de las placas tectónicas del Océano Pacífico. Las brechas que se encontraban en el Pacífico mexicano hasta antes del 19 de septiembre de 1985 son: La de Jalisco, Guerrero, Michoacán, Ometepec y Tehuantepec.

Siendo una de las más importantes la de Michoacán donde desde 1800 no se registraban movimientos telúricos con gran fuerza, capaces de provocar una gran liberación de energía, la cual, se fué almacenando esperando ser liberada. Fué tanta la energía almacenada en esta zona que al producirse el sismo, la liberación de energía provocó una ruptura en la corteza terrestre.

La ruptura de la corteza terrestre se puede considerar que se dió en dos eventos. El evento principal dividido a su vez en dos etapas. Fue el que se dió el día 19 de septiembre, dando inicio la primera etapa a las 07:17:48 hora local y la segunda, 29 segundos después, el evento complementario fué el que se dió el día 20 de septiembre a las 19:37:13 hora local.

El evento principal del día 19 de septiembre comenzó a las 07:17:48 hora local 113:17:48 GMT, con una intensidad de 8.7 Ms; provocando un maremoto

con olas hasta de dos metros con algunos centímetros fenómeno de este tipo por primera vez visto en México. El epicentro de este sismo se localizó a una latitud de 17.68° Norte y una longitud de 102.47° Oeste, frente a la desembocadura del río Balsas a 30 km. de la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán y a 400 km. de la ciudad de México. La ruptura que provocó este sismo, abarca desde los estados de Colima y Michoacán hasta Zihuatanejo.

El segundo evento del día 20 de septiembre de 1985 comenzó a las 19:37:15 hora local (01:37:13 GMT), considerándose como complemento del evento principal tuvo una intensidad de 7.5 Ms. El epicentro de este sismo se localizó a una latitud de 17.0 Norte y a una longitud de 101.67° Oeste, frente a las costas de Zihuatanejo y a 340 km. de la ciudad de México; provocando la ruptura hasta Petatlán. Fig. (2.1.1).

El área de ruptura fue en la zona de subducción entre la placa de Cocos y la de Norteamérica, abarcando una longitud de 180 a 200 km. sobre la falla y de 75 a 80 km. de ancho, lo cual, da como resultado una superficie de falla de 13500 a 16000 km^2 .

Se introdujo 1.4 mts. bajo la placa de Norteamérica. Para hacer una cuantificación de la energía que se liberó durante los sismos, se tomará como punto de comparación la bomba nuclear de Hiroshima cuya magnitud es igual a 20 kilotoneladas de TNT. Esta comparación da como resultado que el sismo del 19 de septiembre de 1985, liberó una cantidad de energía equivalente a 8500 bombas nucleares y el sismo del 20 de 2150.

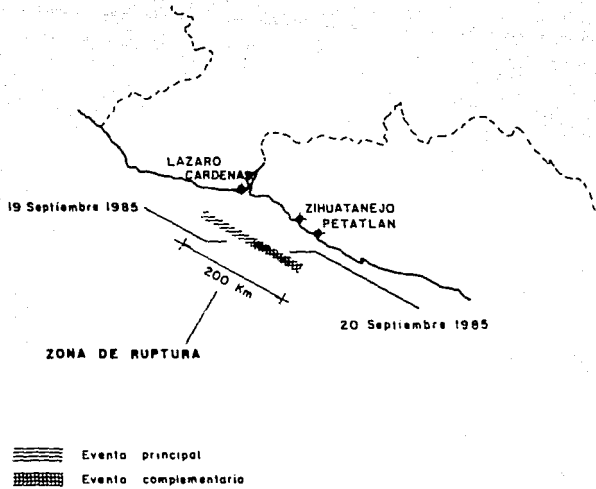


Fig. 2.1.1 Localización de las zonas de ruptura y epicentros de los sismos del día 19 y 20 de septiembre de 1985.

Se puede considerar a los sismos como uno solo, ya que el sismo del día 20 fue una parte complementaria del principal pero demorado. Considerándose réplicas a los movimientos que se encuentran entre 2 y 3 grados.

Cuando se presenta un sismo, las placas que lo producen, no entran en equilibrio inmediatamente y provocan movimientos menores a los del sismo cuando buscan su acomodo, a estos movimientos se les llama réplicas. Las réplicas son importantes porque nos proporcionan datos para conocer la heterogeneidad de las rocas en la zona de ruptura, así como el área total y el movimiento general de las placas.

En la ciudad de México se obtuvieron mediciones del temblor en Ciudad Universitaria, Tacubaya, Viveros de Coyoacán, Centro S.C.T., lago de Texcoco, Central de Abastos, Tláhuac y Presa Madín. Las cuales corresponden a distintos tipos de suelos.

De los acelerogramas obtenidos el más representativo, pudiera ser el del Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (CNSCT), por que estuvo cerca de las zonas más dañadas; ya que en estas zonas no estaban instrumentadas y no se obtuvieron mediciones. El registro de la CNSCT indica que la aceleración máxima resultante de las direcciones Oriente - Poniente y Norte - Sur, fue aproximadamente de 200 gals. (20% de la aceleración de la gravedad). El período fundamental fue de 2 segundos y se mantuvo constante durante 45 segundos que fue la duración de la fase más intensa. El registro del desplazamiento máximo obtenido en la superficie terrestre fue de 42.6 cm. Fig. 2.1.2.

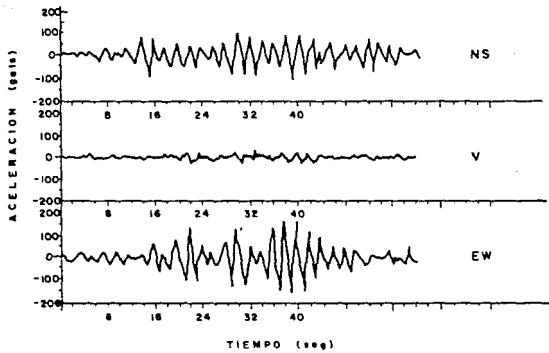


Fig. 2.1.2 Acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en la S.C.T.

El sismo por sus características fue muy severo y dejó fenómenos dignos de estudio como la licuación de las arenas en Lázaro Cárdenas y daños en zonas que dependieron en gran parte de su distancia focal. Pero en la Ciudad de México fue donde dejó una estela de daños muy profunda, pues el movimiento fue severo en intensidad, contenido de frecuencia y duración.

Los daños que ocasionó el sismo en la Ciudad de México, fueron en estructuras construidas en diferentes épocas y de diferentes tipos; pero las características que predominaron para que estas estructuras sufrieran daños severos y en ocasiones hasta el colapso, fueron las siguientes:

- Daños por otros sismos.
- Hundimientos diferenciales en sus cimentaciones.
- La concentración de daños mostrando la importancia del subsuelo.
- La resonancia que se presentó entre el suelo y las estructuras principalmente en edificios de 8 a 16 niveles.
- Movimientos laterales muy fuertes en edificios esbeltos aumentados por resonancia, produciendo momentos flexionantes muy grandes en la parte inferior del edificio.
- La torsión producida por elementos no estructurales (principalmente en edificios de esquina).
- Cambios bruscos en la rigidez estructural o en

la resistencia de un nivel a otro.

- Pisos excesivamente cargados.
- Irregularidad en construcciones.
- Daños por impacto o sea separación inadecuada de las estructuras.

En general se puede concluir que el sismo provocó tantos daños porque tuvo las siguientes características:

1. Gran duración.
2. Ciclos con período casi constante.
3. Las características de oscilación del suelo que coincidió con numerosas construcciones.
4. Aceleraciones importantes que excedieron en 4 veces las máximas de diseño.

Con respecto al punto 4, conviene señalar que el sismo de 1957 sirvió para crear las Normas de Diseño Sísmico del Reglamento del D. F.; y el sismo del 19 de septiembre de 1985 superó en 4 al espectro de diseño para estructuras con período natural de oscilación de 2 seg. y un amortiguamiento del 5% del crítico fig. 2.1.3.

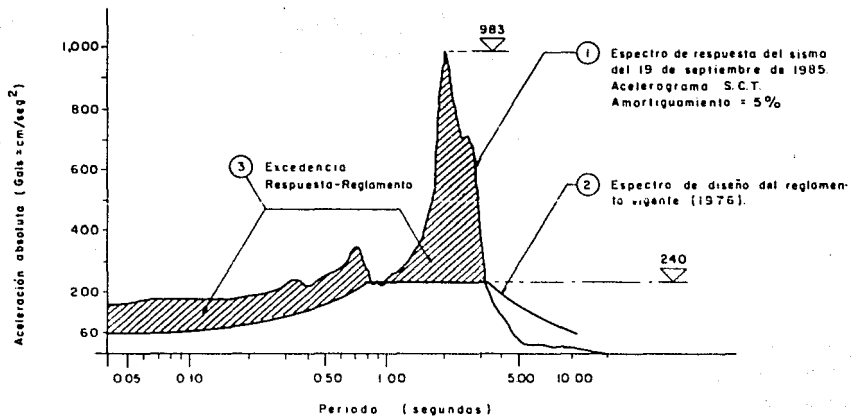


Fig. 2.1.3 Espectros de diseño y de respuesta.

Los daños ocasionados por el sismo del 19 de septiembre en la Ciudad de México, tuvieron mayor severidad en la zona del centro histórico de esta ciudad, en virtud de las condiciones del subsuelo que mantuvieron una amplificación dinámica muy importante entre las aceleraciones transmitidas al nivel de roca basal y las registradas al nivel del terreno natural.

Por otra parte, los mayores daños se presentaron, dentro de la zona del centro histórico, en edificios de 10 a 15 pisos de altura. Esto se explica por la cercanía entre el período fundamental de estas estructuras y el período propio del suelo en esa zona; lo que indujo fenómenos de resonancia que amplificaron una vez más las aceleraciones en la parte superior de los edificios con respecto a los registrados al nivel del terreno natural.

En este tesis se presenta el proyecto de rehabilitación de un edificio de oficinas, ubicado en la zona del centro histórico, con estructura de concreto reforzado de marcos rígidos. Este edificio por su altura y ubicación así como también por su antigüedad, sufrió daños severos, que se describen posteriormente, durante el terremoto de 1985. El proyecto de rehabilitación se realizó siguiendo los lineamientos del nuevo reglamento de construcciones implantado en 1987 por las autoridades del D. F.

II.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ACTUAL.

El edificio se localiza en una zona de alta compresibilidad (baja resistencia) en el centro de la ciudad, que fue afectada fuertemente por los sismos de 1985; la construcción se realizó en 1978, bajo las normas que regían desde 1976.

El edificio se construyó en una esquina de planta irregular, formada por un rectángulo con una saliente del lado suroeste, también presenta una irregularidad en su alzado, ya que las plantas disminuyen a partir del nivel 9. Los primeros niveles se utilizan como estacionamiento, por lo que existe también irregularidad en elevación, pues los entrepisos de estacionamiento son de mayor altura que los de oficinas.

La estructura del edificio es a base de marcos ortogonales de concreto reforzado, con columnas y trabes (principales y secundarias) de sección variable; más un núcleo rígido a base de muros de ladrillo en la zona de elevadores. El sistema de entrepiso está constituido por el sistema de vigueta y bovedilla con una capa de concreto de compresión armada con malla electrosoldada. En las colindancias existe un muro de ladrillo rojo desligado de la estructura principal.

La cimentación es semicompensada sobre pilotes de punta, lográndose la compensación parcial por medio del sótano.

La cimentación consta de una losa maciza (losa de sótano) de 35 cm. de espesor sobre una red de contratraves de 3 metros de peralte que descansa sobre 153 pilotes de punta penetrante de 40 x 40 cm., desplan-

tados a una profundidad promedio de 35 m.

Cuenta el inmueble con sótano, planta baja, tres niveles para estacionamiento, diez niveles destinados a oficinas, azotea y cuarto de elevadores (estructurado a base de muros de ladrillo) que ocupa una zona del nivel de azotea que se localiza casi en el centro de la edificación.

Cuenta también con un cubo en todo lo alto del edificio que contiene: Escaleras, elevadores y baños. Apartir del sótano hasta el tercer nivel se encuentra una serie de rampas, pues estos niveles se utilizan como estacionamiento.

En total la construcción abarca $26,600 \text{ m}^2$ en un predio de $2,240 \text{ m}^2$.

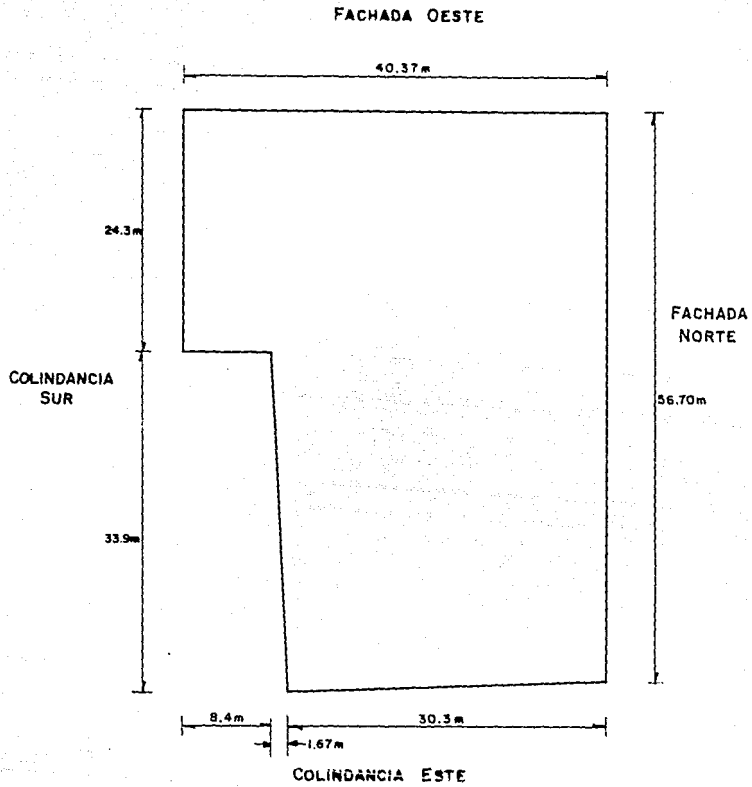
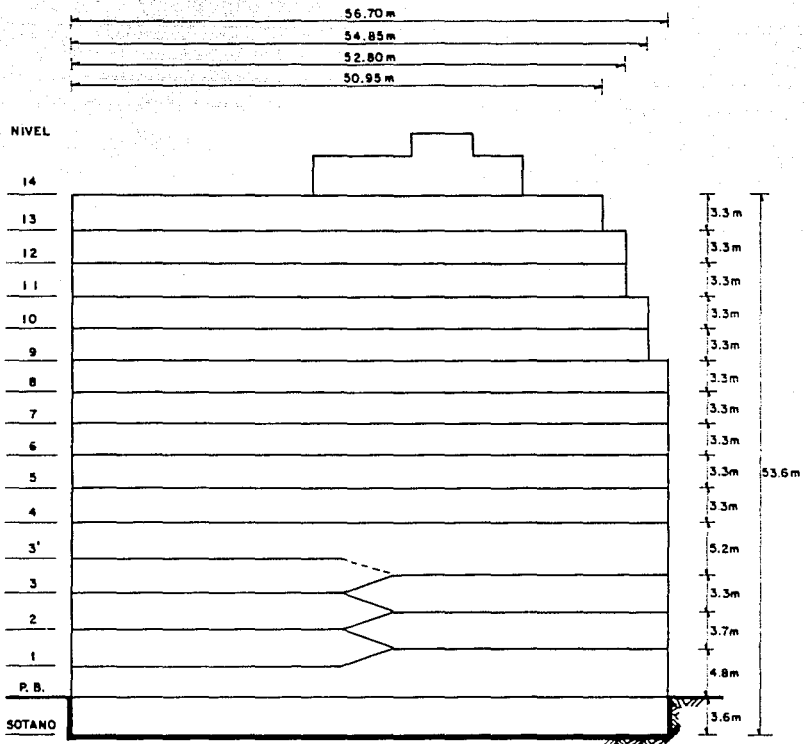
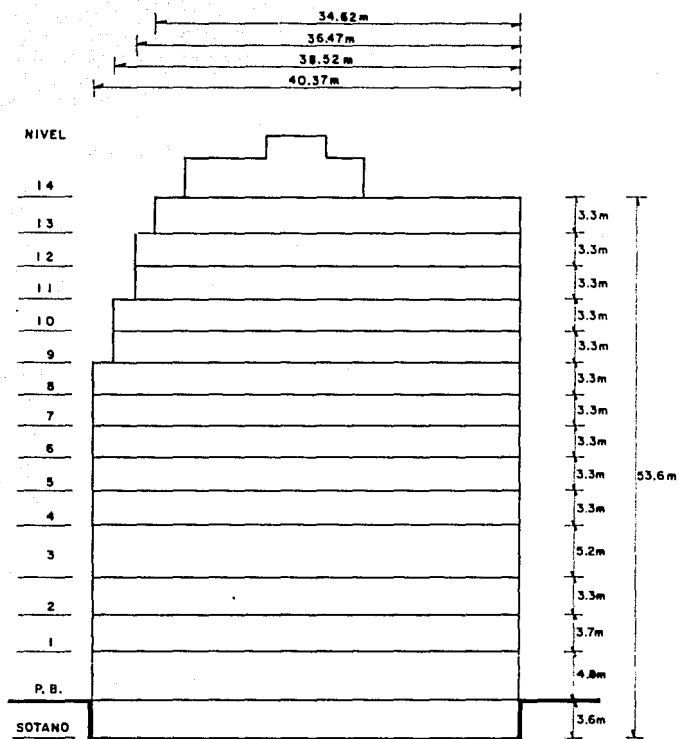


Fig. 2.2.1 PLANTA DEL PREDIO



CORTE DEL EDIFICIO

Fig. 2.2.2. FACHADA NORTE



CORTE ESQUEMATICO DE LA ESTRUCTURA

Fig. 2.2.3. FACHADA OESTE

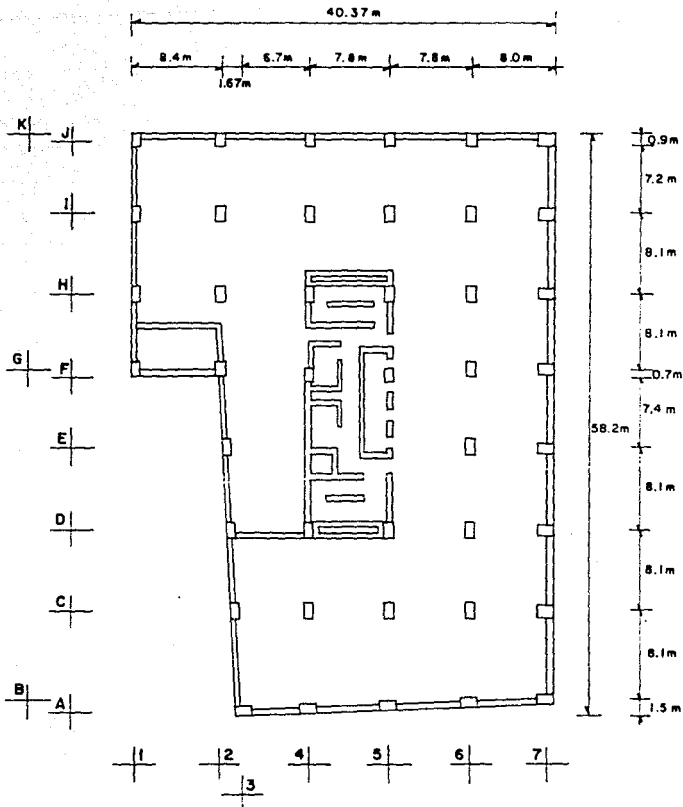


Fig. 2.2.4. PLANTA TIPO NIVEL 4 di 7

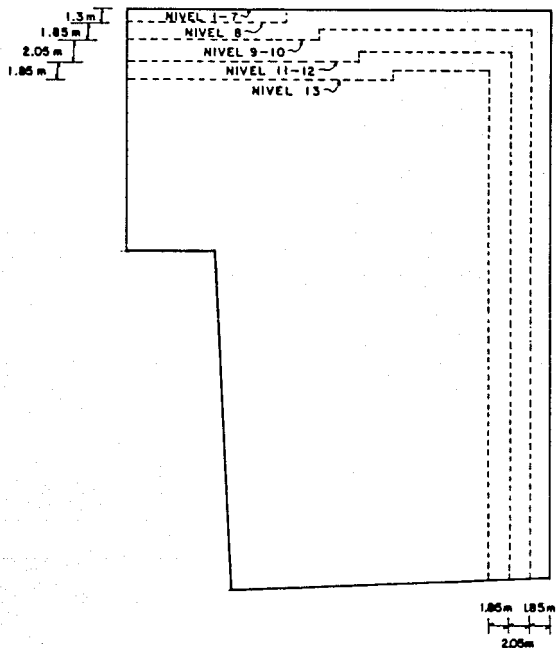


Fig. 2.2.5 IRREGULARIDADES DE PLANTAS
A PARTIR NIVEL 8

3.3. COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO DURANTE EL SISMO.

Después de los sismos ocurridos en la Ciudad de México en el mes de septiembre de 1985, se realizaron una gran cantidad de inspecciones en edificios para la determinación de la magnitud de daños y para la clasificación de los mismos. Ello permitió, además de tomar las medidas de emergencia para la protección y ayuda a la población, realizar estadísticas de las edificaciones y zonas más dañadas de la Ciudad de México.

Posteriormente también se llevó a cabo un gran número de dictámenes técnicos, para determinar las posibles soluciones estructurales o en su caso, de demolición de los edificios dañados.

Asimismo, está bien claro que la planeación y la organización previa a un sismo juegan un papel muy importante en el desarrollo de las actividades de evaluación estructural, y significan una gran diferencia en los logros que pueden llegar a alcanzarse.

A continuación se pretende establecer una metodología práctica, uniforme, completa y sencilla, para realizar la evaluación estructural del edificio dañado.

Se requiere de un dictamen técnico preliminar cuya finalidad es determinar si los edificios dañados por un sismo brindan las condiciones de seguridad necesarias para ser habitados. En caso contrario, se deberán establecer medidas de emergencia para la protección de los usuarios.

Los edificios dañados se pueden clasificar en

función de sus condiciones de seguridad, servicio y estabilidad. Las condiciones de seguridad (daños estructurales) establecen si el edificio es habitable o si debe ser desocupado. Las condiciones de servicio (daños no estructurales) indican las restricciones, bajo las cuales el edificio puede ocuparse y las condiciones de estabilidad señalan las restricciones de acceso al edificio o a la zona donde éste se encuentre.

Es importante que el ingeniero conozca los siguientes parámetros fundamentales de evaluación, con objeto de establecer las propiedades reales de resistencia y rigidez de la estructura e identificar las diferentes acciones sobre ésta.

1. Materiales.
2. Dimensiones
3. Desplomes y desniveles.
4. Armado.
5. Cargas o acciones
6. Daños.

En cuanto a los daños, resulta difícil cuantificar la disminución de la resistencia y rigidez de un elemento estructural. Por lo tanto en la tabla 2.3.1 se ha elegido definir magnitudes generales de daños en función de la clasificación del daño y de la solución opcional.

TABLA 2.3.1

Ligeramente dañado (LD)	El elemento o la estructura prácticamente no requiere reparación; por ejemplo pequeñas fisuras, desprendimientos de acabados.
Moderadamente dañado (MD)	El elemento o la estructura requiere reparación de daños menores; por ejemplo, grietas que pueden repararse sin necesidad de refuerzo.
Fuertemente dañado (FD)	El elemento o la estructura necesita refuerzo y reparación de daños mayores locales; por ejemplo, fisuras que disminuye la resistencia y rigidez, problemas de estabilidad.
Severamente dañado (SD)	El elemento o la estructura requiere reconstrucción. Se observan daños mayores globales; por ejemplo - dislocaciones con pérdida de material, colapsos o derrumbes.

Para elementos de concreto reforzado en particular, el ancho de los agrietamientos superficiales puede utilizarse como un buen parámetro para definir en forma preliminar la magnitud de los daños. Tabla 2.3.2.

TABLA 2.3.2

AGRIETAMIENTO	ANCHO	MAGNITUD DE DAÑO	EJEMPLOS DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES POSIBLES DEL ELEMENTO
Fisura	1mm	LD	No requiere reparación
Grieta	1mm	MD	Reparación con resinas - epóxicas
Fractura	5.0mm	FD	Aumento de dimensiones y acero de refuerzo
Dislocación	5.00mm	SD	Demolición y construcción de un elemento nuevo

Sin embargo, para muros de mampostería confinados el tipo de falla constituye un mejor parámetro para la definición de la magnitud de los daños.

De manera similar, podrán escogerse otros parámetros para definir la magnitud de daños en materiales y sistemas estructurales diferentes.

Para poder evaluar con detalle el comportamiento del edificio se efectuó una inspección detallada del estado de la estructura y un levantamiento de los daños.

Durante el levantamiento se observaron en la estructura defectos constructivos de origen como por ejemplo; ligeros desplomes en columnas y muros y leves pendientes de los pisos.

Los daños que provocó el sismo en elementos no estructurales fueron grietas y fisuras en muros divisivos.

rios, recubrimientos y cubo donde se encuentran escaleras y elevadores. Estos daños pueden ir de ligeros a moderados en la parte superior y de fuertes a severos en la parte inferior de la estructura. Pero el mayor número de grietas aparece en el cubo de elevadores y escaleras, pues esta zona es la más dañada.

Los elementos estructurales sufrieron daños que van de ligeros a severos durante los sismos, existiendo una gran variedad en las formas como se presentaron.

Las columnas presentan grietas y fisuras orientadas hacia diferentes direcciones, dentro de las cuales prevalece la de forma vertical. En la parte superior de la estructura las columnas con daños son pocas y en las cuales aparecen grietas verticales y en algunos casos de forma diagonal en dos direcciones.

En la parte inferior se presentaron un mayor número de columnas con daños; las grietas que se presentan son de tipo vertical, horizontal, diagonal en dos direcciones, helicoidal y combinaciones de ellas. También se presentaron fracturas que provocaron en algunos casos la pérdida de material, y en algunas ocasiones llega a ser tan fuerte esta pérdida que las varillas se pueden observar.

La mayor parte de las columnas con daños se encuentran en los marcos de fachada.

Las trabes presentan grietas diagonales en dos direcciones, verticales y horizontales sobre el perímetro de la varilla. También en las trabes se presentan fracturas que provocan pérdidas de material que en algunos casos deja la varilla al descubierto.

La mayoría de las traves que tienen daños se encuentran localizadas en el contorno del cubo de elevadores y escalera.

Como conclusión a los párrafos anteriores, se puede decir que los daños de la mayoría de columnas y traves se dió en la parte inferior de la estructura y en la conexión de estos elementos.

Con lo que respecta a los muros se consideró que sólo existen pequeños daños (fisuras) en los muros de contención y los daños más fuertes se encuentran en los muros de cubo de elevadores y escaleras.

Las losas presentan algunas grietas en los niveles 1-2 y en los demás no se presenta daño alguno.

Esta evaluación de daños se hizo en forma local a cada elemento para determinar su comportamiento de cada uno de ellos durante el sismo. Pues en forma global el edificio presenta daños mayores como fracturas con pérdida de material y un derrumbe parcial en la parte superior.

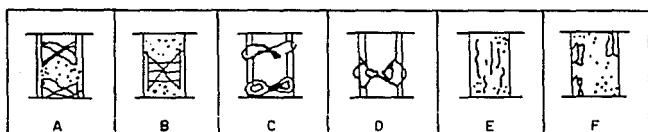
A continuación se presentan tablas que contienen los resúmenes de las evaluaciones de daños en forma local de cada nivel y grupos de elementos que componen la estructura.

RESUMEN DE DAÑOS NO ESTRUCTURALES

PISO	DAÑOS	CALIFICACION
SOTANO	En muros divisorios y recubrimientos (Fisuras y grietas)	Moderados
PB, 1, 2	En muros divisorios, recubrimientos y cubo de elevadores (Fisuras y grietas)	Severos
3 al 8	En muros divisorios, recubrimientos y cubo de elevadores (Fisuras y grietas)	Fuertes
9 al 14	En muros divisorios, recubrimientos y cubo de elevadores (Fisuras y grietas)	Moderados

TABLA 1: Afectaciones del Sismo del 85 en elementos no estructurales.

a) Columnas



b) Trabes

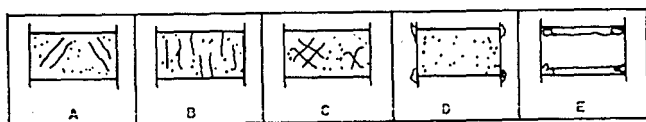


Fig. 2.2.6 Tipos de fisuras y grietas

TABLA 2: Resumen de Daños en Columnas

PISO	DAÑOS	CALIFICACION
Sotano	Fisuras y Grietas Tipo E	Ligeros
P. B.	Fisuras y Grietas Tipo E	Ligeros
1	Fisuras y Grietas Tipo E en columnas de Fachada Oriente	Ligeros
2	Fisuras y grietas Tipo A,B,C,D,E con pérdida de material principalmente en fachada Norte	Severos
3	Fisuras y grietas Tipo A y E con pérdida de material que en algunos casos deja visibles las varillas	Fuertes
4	Fisuras y grietas Tipo A y E	Moderados
5	Fisuras y grietas Tipo E con pérdida de material que deja varillas visibles	Fuertes
6	Fisuras y grietas Tipo E	Moderados
7	Fisuras y grietas Tipo E con pérdida de material que deja varillas al descubierto	Fuertes
8	Fisuras Tipo A y E	Ligeros
9	Fisuras Tipo E	Ligeros
10	Fisuras Tipo A y E	Ligeros
11	Fisuras Tipo E	Ligeros
12	Fisuras Tipo A y E	Ligeros
13	Fisuras y Grietas Tipo A y E	Ligeros
14		No hay

TABLA 3 Resumen de Daños en Trabes

PISO	DAÑOS	CALIFICACION
Sotano		No Hay
P. B.	Fisuras y grietas tipo A y B con pérdida de material que deja al descubierto variables	Fuertes
1	Fisuras y grietas tipo A y E con pérdida de material que deja al descubierto variables	Fuertes
2	Fisuras y grietas tipo A y E con pérdida de material que deja al descubierto variables	Fuertes
3	Fisuras y grietas del tipo A y E con pérdida de material que deja al descubierto variables que en algunas cosas se mantienen vivas	Serios
4	Fisuras y grietas tipo A y E con pérdida de material que deja variables - variables	Fuertes
5	Fisuras y grietas tipo A y E con pérdida de material que deja al descubierto variables	Fuertes
6	Grietas tipo E con pérdida de material que deja al descubierto algunas variables	Fuertes
7	Grietas tipo E con pérdida de material que deja al descubierto algunas variables	Fuertes
8	Grietas tipo E con pérdida de material que deja al descubierto algunas variables	Fuertes
9	Fisuras y grietas tipo A y E con pérdida de material	Moderados
10	Fisuras y grietas tipo A y B con pérdida de material	Moderados
11	Fisuras y grietas del tipo B y E con pérdida de material	Moderados
12	Fisuras y grietas tipo A	Ligeros
13	Fisuras y grietas tipo A y B	Ligeros
14	Fisuras y grietas tipo A y B	Ligeros

PISO	DAÑO	CLASIFICACION
Sotano		No hay
P.B.		No hay
1 - 2	Grietas	Ligero
11 - 14		No hay

En su origen la estructura presenta características inadecuadas para zonas sísmicas, pues está localizada en una zona blanda y tiene además trabes de peralte variable y desalineamiento de marcos; que provocan al edificio deficiencias de comportamiento durante los sismos.

Los daños se pueden atribuir al aumento de la fuerza cortante sísmica, la torsión que provoca la asimetría de la planta y el cambio brusco de rigidez entre dos entrepisos. La torsión que sufrió el edificio es una característica de edificios localizados en esquina.

De acuerdo con los resultados de la evaluación, los daños se consideran severos y al edificio se le clasifica con daños mayores globales.

Con la información derivada del levantamiento de daños se debe definir si existe la necesidad de proceder a la demolición inmediata de la estructura, o si es posible considerar su reparación.

3.1.1. EVALUACION DEL ESTADO ACTUAL.

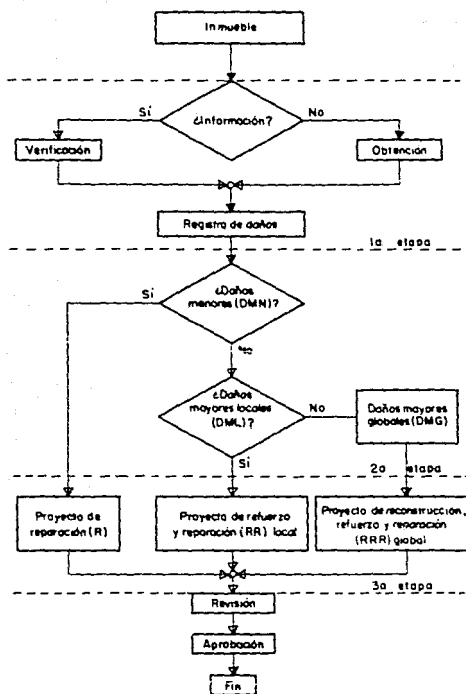
El dictamen definitivo es la base para determinar la mejor solución estructural o de demolición del edificio dañado.

La figura 3.1.1 muestra el procedimiento general de registro y el análisis de información que se requieren para emitir un dictamen para la ejecución de proyectos de reparación, refuerzo o reconstrucción.

Este procedimiento consta de tres etapas:

1. Recopilación de información (evaluación de daños).
2. Dictamen definitivo.
3. Alternativa de solución estructural.

Cada una de estas etapas tienen diferentes alternativas a seguir. La elección de alguna de las alternativas dependen de la información, la cantidad de daños y su posible solución.



ING. JAVIER PEREZ CABALLERO

La clasificación de daños y la definición de las soluciones estructurales posibles se incluyen en las tablas 3.1.1 y 3.1.2 respectivamente.

TABLA 3.1.1

CLASIFICACION DE DAÑOS	
Daños menores (DM)	Los daños carecen de importancia para la estabilidad del elemento o de la estructura que puede dejarse en su estado actual.
Daños mayores locales (DML)	Los daños carecen de importancia para la estabilidad del elemento o de la estructura y solo se reforzará localmente.
Daños mayores globales (DMG)	Los daños afectan la estabilidad del elemento o la estructura y se debe reconstruir.

TABLA 3.1.2

SOLUCIONES ESTRUCTURALES POSIBLES	
Reparación (R)	Recuperación de las propiedades originales de resistencia o rigidez de un elemento o estructura.
Refuerzo y reparación (RR)	Mejoramiento de las propiedades de resistencia o rigidez de un elemento o estructura.
Reconstrucción, refuerzo y reparación (RRR)	Modificación total de las propiedades de resistencia o rigidez de un elemento o estructura.

Para verificar las condiciones existentes y las propiedades de los elementos, se realizó una evaluación exhaustiva de la estructura. Dicha evaluación generó los siguientes resultados.

El edificio sufrió daños importantes en elementos estructurales y no estructurales, los cuales consisten básicamente en:

Ruptura de muros de ladrillo en torno de cubo de escaleras y elevadores y en colindancias y fachadas. Agrietamiento de algunas columnas y vigas principalmente en pisos inferiores, en la mayor parte de los casos las grietas aparecen en las conexiones de vigas y columnas.

La decisión para reforzar o intervenir en la estructura se basa en esta evaluación. De la cual se concluye que los daños son graves, por lo que el edificio no puede seguirse ocupando en el estado actual. Sin embargo, apesar de su gravedad, son reparables, ya que no se presenta el desplome ni el dislocamiento general del inmueble. Las grietas en conexiones de vigas y columnas no presentan evidencias de fluencia del acero de refuerzo ni de dislocaciones locales de estos elementos. De acuerdo con esta situación, bastaría reparar los miembros dañados; pero el reglamento de construcciones vigentes obliga a que las construcciones que hayan sufrido daño por efecto del sismo, no solamente se reparen, si no que también se refuercen para cumplir con las disposiciones de seguridad del propio reglamento.

De las consideraciones anteriores se establece que es posible rehabilitar el edificio, si se le reestructura y refuerza para que satisfaga el reglamento de construcción de 1987.

Durante la inspección realizada, al edificio, también se hizo un levantamiento geométrico, del cual se concluye que en general las secciones existentes coinciden con las secciones y armado de proyecto. Las características mecánicas del concreto se revisaron combinando procedimientos de gran precisión como la extracción de 40 corazones de 1" de diámetro, que fueron tomados en forma selectiva en columnas y trabes de diferentes niveles de la estructura. Los resultados obtenidos dan una resistencia media de 369 kg/cm^2 , con lo cual, se puede concluir que la resistencia existente es satisfactoria, si se le compara con la resistencia de proyecto.

La cimentación no presenta daños visibles, como hundimientos, desplomes o emersiones; por lo que se concluye que el comportamiento de ésta durante el sismo fue satisfactorio. Pero se recomienda verificar su comportamiento ante las sollicitaciones sísmicas con el refuerzo que se proponga a la superestructura y en función de los resultados determinar si se debe reforzar o no.

3.2. CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE REHABILITACION.

Los edificios de concreto reforzado se han diseñado y construido en tamaño y formas muy diferentes, y se han usado distintos sistemas de marcos. Como cada edificio es único, debe adoptarse para cada uno de ellos el sistema adecuado de reparación o reforzamiento para mejorar su comportamiento sísmico.

Es evidente la necesidad de información sobre el reforzamiento y la reparación de estructuras de concreto reforzado.

El reforzamiento sísmico de estructuras existentes es la modificación juiciosa de las propiedades estructurales con el fin de mejorar su comportamiento para futuros sismos; lo cual, es una tarea difícil que abarca muchas áreas de estudio.

El reforzamiento de una estructura para mejorar su comportamiento sísmico es similar al reforzamiento para que soporte las cargas de gravedad o viento, pero los criterios y filosofía son diferentes. Los criterios se deben dirigir a la anticipación de la sismicidad y de los movimientos de tierra en el sitio de la estructura. La filosofía del reforzamiento requiere una completa evaluación de la resistencia y rigidez relativas en toda la estructura, así como de la calidad o ductilidad de la resistencia para el comportamiento inelástico y después la prudente modificación de la resistencia y la rigidez para lograr una resistencia a fuerzas laterales dúctil, bien distribuida y equilibrada. La modificación de la resistencia y la rigidez implica generalmente el incremento de ambas, aunque en algunas estructuras la rigidez de ciertos elementos puede

reducirse para reforzar la estructura. La tarea más crucial en el reforzamiento sísmico es la evaluación realista de la ductilidad o de la capacidad de la estructura para actuar en el rango inelástico.

Los criterios que se siguen en proyectos de reforzamiento sísmico pueden ser sencillos o complejos. El criterio seleccionado debe ser el adecuado para lograr el objetivo del reforzamiento. El objetivo es cumplir con las normas y reglamentos actuales de construcción, a fin de reforzar voluntariamente una unión débil de la estructura o mejorar el comportamiento global de su resistencia a sismos, ya sea para evitar el colapso estructural, lo cual protege a los ocupantes, o para reducir el daño, que protege tanto la inversión financiera como a los ocupantes.

Como el objetivo es cumplir con las normas o reglamentos de construcción, entonces éstos constituirán por lo regular los criterios para el reforzamiento.

Las reparaciones se realizarán de manera que la estructura satisfaga los requisitos de seguridad del reglamento que se promulgó por el Departamento del Distrito Federal en 1987, para edificaciones del grupo B (estructuras no importantes).

Considerándose como construcciones del grupo B: A las construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales, no incluidos en el grupo A. Las construcciones del grupo B se subdividen a su vez en:

Subgrupo 1: Construcciones de más de 30 m. de

altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas J y JJ; dentro de esta clasificación también se encuentran construcciones de más de 15 m. de altura a 3000 m² de área total construida en zona JJJ.

Subgrupo 2: Todas las demás de este grupo (restantes).

Las zonas mencionadas en los subgrupos se refieren a las partes en que se encuentra dividido el D. F. de acuerdo al tipo de suelo; pero solo se hará mención de las características de la zona JJJ que es donde se encuentra el edificio que se rehabilitará.

La zona JJJ es una zona lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas de arena son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Para estructuras marcadas como tipo 1, grupo B, zona JJJ como la que se trata; el reglamento marca que el coeficiente sísmico se tomará igual a 0.4.

El reglamento marca que las estructuras dañadas por sismo, deben ser revisadas para ver su estabilidad y seguridad. Si el dictamen demuestra que los daños no afectan la estabilidad de la construcción en su conjunto, o de una parte significativa de la misma, la construcción puede dejarse en su situación actual

o bien, sólo repararse o reforzarse localmente. Pero como el edificio fue diseñado con el reglamento de 1976, deberá ser objeto de un proyecto de refuerzo para adecuarlo al reglamento actual.

El Reglamento del Departamento del Distrito Federal de 1987, señala que el proyecto de refuerzo debe cumplir con lo siguiente:

- I Deberá proyectarse para que la construcción alcance cuando menos los niveles de seguridad establecidos para construcciones nuevas del reglamento.
- II Deberá basarse en una inspección detallada de los elementos estructurales, en los que se retiren los acabados y recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales.
- III Tendrá consideraciones sobre la participación de la estructura existente y de refuerzo en la seguridad del conjunto así como detalles de liga entre ambas.
- IV Se basará en el diagnóstico del estado de la estructura dañada y en la eliminación de las causas de los daños que se hayan presentado.
- V Deberá incluir una revisión detallada de la cimentación ante las condiciones que resulten de las modificaciones de la estructura.
- VI Será sometido al proceso de revisión que establezca el Departamento para la obtención de la licencia respectiva.

Una vez tomada la decisión de reforzar el edificio, se deben concebir diferentes modos de hacerlo. Estos métodos incluyen la adición de muros de contante de mampostería o de concreto reforzado, la inclusión de contravientos diagonales de acero estructural o nuevos marcos, la integración de camisas de concreto reforzado para aumentar la ductilidad y resistencia de los marcos de concreto, la adición de muros de relleno y otros métodos adecuados.

Las soluciones de reforzamiento deben ser compatibles con la funcionalidad del edificio, la cual influirá mucho en la solución seleccionada. Es necesario comparar las soluciones y sopesar sus ventajas y desventajas, para poder seleccionar un proyecto adecuado.

La solución definitiva será aquella que logre conciliar en cada caso las limitaciones de costo, funcionamiento, espacio, estética, importancia social y dificultad técnica.

El reforzamiento del edificio se hará tomando la tercera de las soluciones posibles de la tabla 3.1.2, la cual, consta de tres puntos, los cuales son: Restaurar, reforzar y reestructurar.

Como resultado de la evaluación de la estructura se desprende que la causa principal de los daños es un exceso de flexibilidad o de asimetría e irregularidad en planta o elevación, entonces la reparación debe tender a modificar la estructuración original.

Esta modificación comienza con la demolición de los niveles 11, 12, 13 y 14, más caseta de azotea, quedando el nivel 11 como tal, para reducir la asimetría

en elevación; la cual, se ve complementada al regularizar la forma de la estructura en planta, pues a partir del nivel 9, el tamaño de la planta va disminuyendo cada dos niveles.

Para regularizar la forma del edificio tanto en planta como en elevación, además de la demolición se propone construir una losa en todos los niveles para cubrir el ducto vertical previsto para futuros elevadores, que se tiene en el tablero limitado por los ejes F-H y 1-2. Se debe construir una parte adicional para complementar los niveles superiores con el fin de conservar la misma geometría que se tiene en los niveles inferiores.

Al demoler los niveles superiores se busca un aligeramiento en la estructura, el cual, se ve incrementado con un cambio en el sistema de abastecimiento de agua potable de un tanque elevado, a un sistema hidroneumático. Además solo se colocarán en la azotea las casetas necesarias para elevadores.

Uno de los objetivos que se busca con el aligeramiento, es obtener menores desplazamientos laterales y elementos mecánicos sísmicos. Pero el objetivo principal es contemplar la posibilidad de que no sea necesaria la recimentación.

Para poder cumplir con las especificaciones del Reglamento para tener una buena estabilidad y seguridad, se hace necesario reestructurar el edificio mediante la inclusión de elementos nuevos. En estos casos es importante revisar la redistribución de las acciones y su concentración en la cimentación, así como la eficiencia de las conexiones entre la estructura original y los

elementos nuevos. Las opciones de reestructuración que se utilizaron son:

Muros de rigidez: La inclusión de muros de concreto reforzado es uno de los procedimientos más efectivos para rigidizar una estructura y reducir sus asimetrías; sin embargo, presenta el problema de producir grandes concentraciones de carga en la cimentación. Es importante garantizar la continuidad vertical del muro, sobre todo en el acero de refuerzo por flexión de los extremos.

Se construirán muros de rigidez en forma de U invertida alrededor del cuarto de elevadores y huecos de escaleras en toda la altura del edificio, con los lados paralelos a los muros existentes del cubo de elevadores. Estos muros se construirán para soportar el cortante sísmico, pues los resultados de la evaluación dieron como resultado que esta zona es generalmente muy vulnerable bajo solicitaciones sísmicas.

También se construirán dos muros paralelos a los lados cortos de la U invertida del nivel PB al nivel 3, en los marcos A y K de colindancia y fachada respectivamente limitados por los ejes 4-5. Estos muros tienen como objetivo principal, disminuir desplazamientos laterales en esta dirección del edificio.

Las trabes pueden reforzarse con nuevas trabes confinadas con acero de refuerzo continuo y estridos estrechamente espaciados en cada lado de la trabe original o con una nueva trabe que sustituya la que se ha eliminado.

La torsión que se presenta en el edificio a causa de los muros de colindancia, es característica de edificios ubicados en esquina. Se evitará al construir

trabes de gran peralte en fachadas, mismas que servirán de ligadura y refuerzo. También se construirán trabes adicionales para conectar la estructura original al cubo central de rigidez.

El edificio se reestructuró mediante la inclusión de elementos nuevos, pero los ya existentes requieren de refuerzo y reparación para poder soportar las fuerzas sísmicas.

El refuerzo de elementos de concreto consiste en incrementar su resistencia y su capacidad de deformación. Si se logra que el refuerzo tenga continuidad entre varios elementos, puede modificar también en forma importante la estructuración. En cualquier caso será necesario analizar la redistribución de las acciones que produce el refuerzo. Las opciones de refuerzo que se utilizarán son:

Encamisado con concreto reforzado; este procedimiento consiste en envolver los elementos con barras y estribos, o bien con malla electrosoldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o colado en obra.

El encamisado con concreto reforzado se puede hacer continuo, recurriendo a perforaciones en la estructura original, por lo general en el sistema de piso, que facilitan el colado a la vez que permiten el paso del acero. Figuras 3.2.1 y 3.2.2.

Este es uno de los métodos más comunes y eficientes para aumentar la capacidad portante vertical de la estructura. Puede utilizarse para aumentar la capacidad al instante del elemento más que la capacidad a flexión.

con lo cual puede incrementar significativamente la capacidad de ductilidad de la columna.

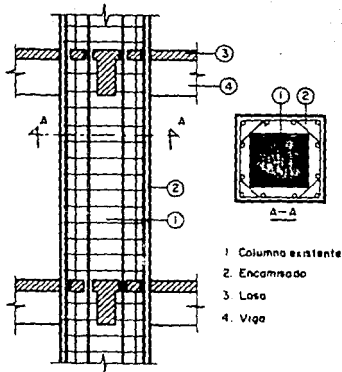


Figura 3.2.1

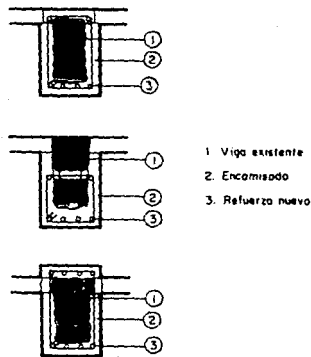


Figura 3.2.2

La versatilidad del prestuero permite su aplicación en el refuerzo de diversos tipos de elementos estructurales, principalmente al sistema de piso.

Para muros de mampostería confinados, el tipo de falla constituye un parámetro para determinar el tipo de refuerzo, en la tabla 3.2.1, se muestra el tipo de falla y su posible refuerzo.





TIPO DE FALLA	SOLUCIONES POSIBLES DE REFUERZO
	<p>Recubrimiento con yeso mortero.</p>
	<p>Aplicado de mortero, cemento.</p>
	<p>Refuerzo con malla electrosoldada y aplicado de mortero, cemento, arena.</p>
	<p>Demolición y construcción de un elemento nuevo.</p>

TABLA 3.2.1. Ejemplos de soluciones posibles para muros de mampostería

Los muros de mampostería ubicados en los marcos sur y oriente, necesitan el refuerzo con malla electrosoldada, el cual en forma concisa consistirá en:

1. Retirar aplanado existente.
2. Ranurar trabes y columnas para hacer una caja de 5 x 5 cm.
3. Habilitar malla electrosoldada y anclarla al armado que aparece en la caja y al muro de ladrillo con amarres y clavos.
4. Aplicar aplanado de refuerzo (montero, arena-cemento).

Es indispensable intentar restaurar las características originales de los elementos dañados, independientemente de los métodos de refuerzo y reestructuración que se empleen. Las técnicas más usuales de restauración son:

La inyección de grietas con resinas permite restaurar elementos de concreto con grietas de hasta 5 mm. de ancho. Con este procedimiento se puede recuperar prácticamente toda la resistencia original, pero sólo el 70% al 80% de la rigidez por la imposibilidad de inyectar todas las grietas.

La sustitución de materiales se hace cuando los daños son tan graves que se presenta el aplastamiento del concreto o el pandeo del refuerzo, se puede proceder a reemplazar los materiales dañados por otros en buen estado. Como ejemplo se muestra en la figura 3.2.3.

En estos casos es importante el uso de aditivos expansores y si se recurre a la soldadura para unir

las nuevas varillas, será necesario controlar el precalentamiento y el enfriamiento del acero.

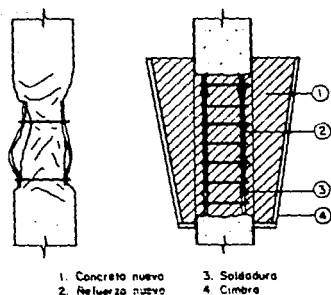


Figura 3.2.3

Estos procedimientos de restauración serán usados en:

- Muro de cubo de elevador.
- Escaleras generales del edificio.
- Traveses y columnas en los diferentes niveles del edificio que resultaron con desprendimiento de material o simplemente con fisuras y grietas.
- Elementos secundarios que resultaron dañados.

Con la remodelación que se aplicó al edificio, quedará constituido de 12 niveles, los cuales están divididos en planta baja, 3 estacionamientos (1 al 3), niveles del 4 al 10 para oficinas y sótano, además de azotea y cuarto de máquinas. El área total construida será de 31000 m² y el peso de 30685 ton, el cual es muy parecido al peso con el que el edificio sufrió los daños (30114 ton). Sin embargo al disminuir su altura y aumentar la sección de elementos estructurales y añadir nuevos; el edificio rigidizado muestra condiciones de estabilidad adecuadas.

La cimentación no tuvo daños durante el sismo y al tomar como referencia que el peso del edificio antes y después de la rehabilitación es similar, se concluye que no tendrá problemas por sobre carga y su comportamiento será adecuado si se llegara a presentar otro sismo. Al tratarse de un edificio sobre pilotes, es posible que la cimentación se vea afectada al presentarse una emersión relativa respecto a banquetas y construcciones circundantes que aumente con el tiempo. Es posible que dicha emersión por su falta de uniformidad genere desplomes de la estructura es recomendable; por lo tanto, realizar un levantamiento periódico de niveles de puntos de referencia, para conocer la evolución del problema y definir en su caso las medidas correctivas procedentes.

Por tratarse de un edificio del grupo B, la ocupación debe limitarse a oficinas con densidad normal de ocupación. Los archivos y otras cargas pesadas deben ubicarse en el sótano y las zonas de gran afluencia de público en la planta baja. Los pisos de estacionamiento deben reservarse exclusivamente a automóviles y camionetas. Todo esto se debe tomar como una medida complementaria de seguridad unida a la rehabilitación que se realizará a la estructura.

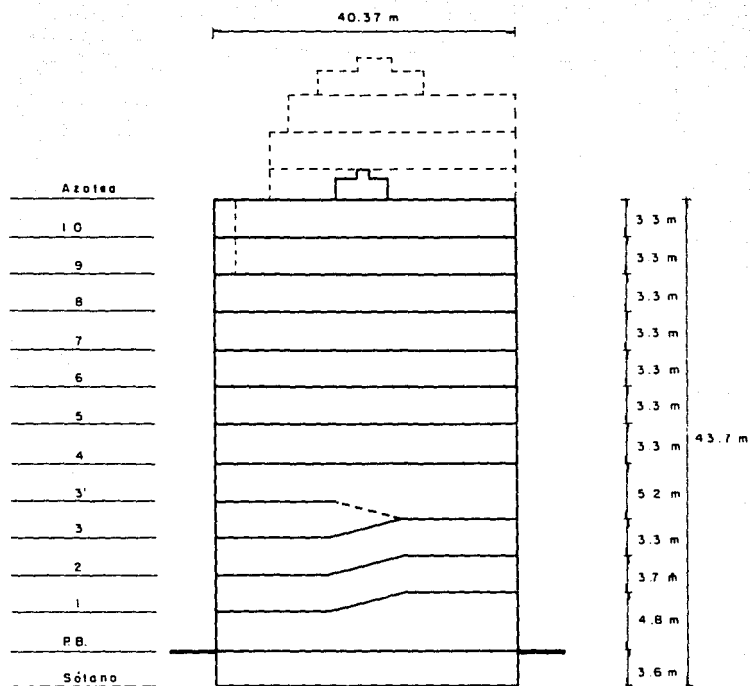


Fig. 3.2.4 Corte esquemático del edificio después de la rehabilitación.
Fachada oeste.

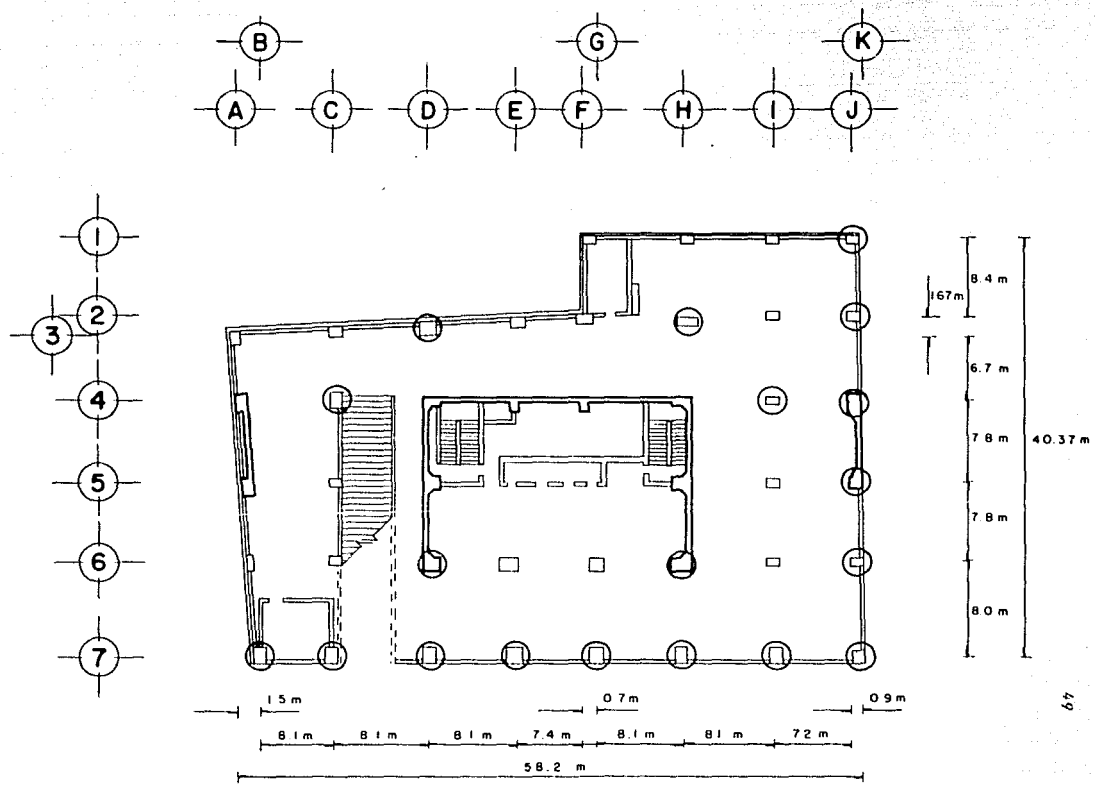


Fig. 3.2.5 Planta sótano.

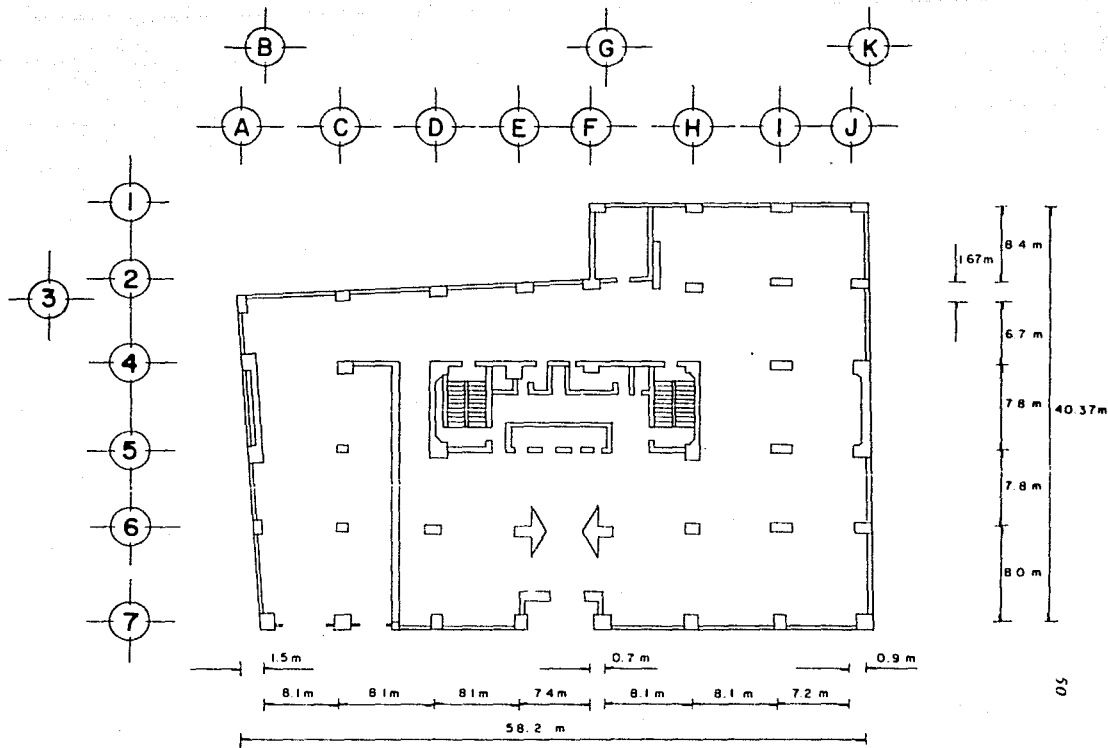


Fig. 3. 2. 6 Planta baja.

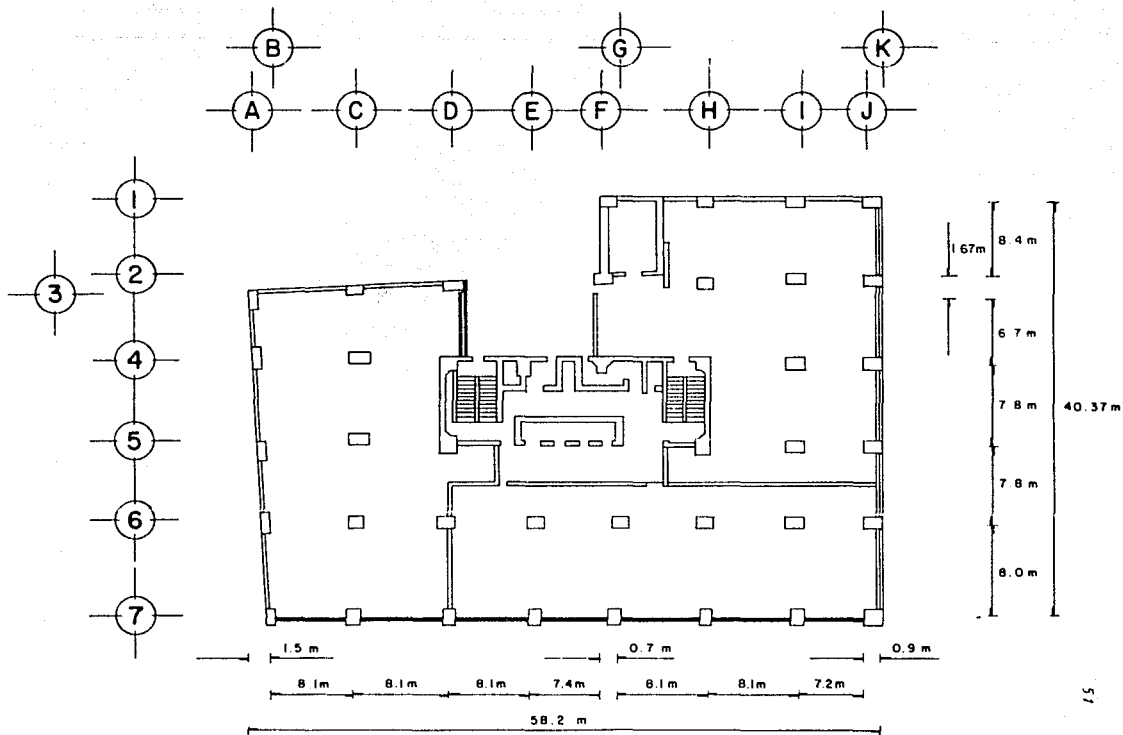


Fig. 3.2.7 Planta tipo nivel 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10

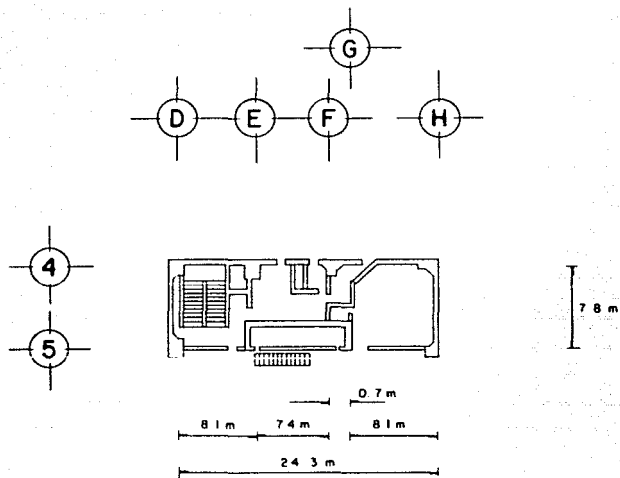


Fig. 3.2.8 Pianta nivel oxidat.

IV.1.- Criterios generales de Análisis.

Es necesario cumplir con las disposiciones que marca el Reglamento y las Normas Técnicas complementarias que se aplican tanto a las modificaciones, ampliaciones, obras de refuerzo, reparaciones y demoliciones que se harán al edificio que se rehabilitará.

El Departamento creó las Normas Técnicas complementarias para definir los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales, así como procedimientos de diseño para acciones particulares, como efectos de sismo. El proyecto de rehabilitación deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura con especial atención a los efectos sísmicos.

En el análisis de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas y del sismo. Las intensidades de estas acciones que deben considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse y combinarse sus efectos, se especifican en el Reglamento.

Se consideran tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

1. Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: La carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos

y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

37. Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, las principales acciones que entran en esta categoría son: La carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.

377. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves pertenecen a esta categoría: Las acciones sísmicas, los efectos de viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso en que ocurran estas acciones.

Las intensidades se establecen siguiendo los criterios generales siguientes:

A1 Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable

a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad.

B) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura.

- La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.
- La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en el que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable.
- La intensidad media se estimará como el valor medio que pueda tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo.
- La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

C) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un período de recurrencia de 50 años.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de

combinaciones:

1. Para las combinaciones que incluyen acciones permanentes y variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva que marca el reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el Reglamento

2. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados, de acuerdo al Reglamento.

Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones, se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando. El método de análisis será el del programa llamado ANET, que se basa en el Método matricial de Rigideces, del cual,

se hablará con detalle más adelante.

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes. En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas, las fuerzas axiales y cortantes, y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura. Estas fuerzas internas son las que se obtienen del análisis.

Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia, correspondientes a los materiales y sistemas constructivos más comunes, se establecen en las Normas Técnicas Complementarias.

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.

El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

- Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción 1, se aplicará un factor de carga de 1.4.
- Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción 2, se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

Para hacer una consideración correcta de los efectos que producen la carga viva, la carga muerta y el sismo. Es necesario hacer una descripción de el alcance que tiene cada uno de estos conceptos y la forma en que se evalúan.

Carga Muerta: Se considerarán como cargas muertas a los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearon las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará

en 20 kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa, se incrementará también en 20 kg/m^2 , de manera que el incremento total sea de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Carga Viva: Se considerarán como cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el Reglamento, las cuales, no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas, deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias, se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

9. La carga viva máxima W_m , se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
10. La carga instantánea W_a , se deberá usar para diseño sísmico y por viento, cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente

repartida sobre toda el área.

III. La carga media W , se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

IV. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación por volteo, de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos de que pueda justificarse otro valor.

Sismo: Se pueden establecer bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de los componentes horizontales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten, se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el Reglamento.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sí mismo, mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describen las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que ahí se establezcan.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no, que sea significativa. Se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y

desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativas, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales, actuando en la estructura deformada ante la acción, tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Cuando se aplique el método estático para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño, las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con este método, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas constantes, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo, inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras sollicitaciones y afectados del correspondiente factor de carga.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, debidos a las fuerzas constantes horizontales, calculadas con el método estático, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

De acuerdo con el reglamento se puede utilizar el método estático para hacer el análisis sísmico en el edificio, donde se hará la rehabilitación, pues tiene una altura menor a 60 m. Este método no toma en cuenta las características dinámicas de la estructura, y su aplicación consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a) Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

La fuerza actuante donde se concentra una masa i , es igual al peso de la misma, W_i , por un coeficiente proporcional a la altura h_i de la masa en cuestión, sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables); sin incluir tanques, apéndices u otros elementos, cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la estructura. El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 en base sea igual a C/Q , pero no menor que α_0 .

$$\frac{V_0}{W_0} = \frac{C}{Q} \geq \alpha_0$$

Siendo:

- V_0 = Fuerza constante basal.
 W_0 = Peso de la construcción.
 C = Coeficiente sísmico.
 a_0 = Aceleración máxima a nivel del terreno natural.
 Q = Factor de comportamiento sísmico.

Esto conduce a que la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masa del nivel i , está dada por la fórmula:

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i$$

donde C_s es el mayor valor de C/Q y a_0 .

Entonces la fuerza constante es la sumatoria de las fuerzas horizontales en dirección de los niveles superiores a los niveles inferiores del edificio aplicadas en los centros de masa correspondientes. La posición de la constante estará determinada por las fórmulas:

$$X_i = \frac{\sum P_{iy} \bar{x}_i}{V_{iy}} ; Y_i = \frac{\sum P_{ix} \bar{y}_i}{V_{ix}}$$

donde:

\bar{x}_i \bar{y}_i = Coordenadas del centro de gravedad de cada piso donde se suponen aplicadas las fuerzas P .

Para hacer la distribución de las fuerzas sísmicas se debe considerar que la excentricidad torsional de rigidez calculada en cada entrepiso, e_A se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza constante en dicho nivel.

Se entenderá por excentricidad de resistencias al corte, e_s , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la línea de acción de la fuerza cortante en ese nivel.

Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5 e_s + 0.1 b$ ó $e_s - 0.1 b$, donde b es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de e_s y e_s . Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s , calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

También se debe tener presente que las estructuras se analizan bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, y que en cada sección crítica se debe considerar la suma vectorial de los efectos (desplazamientos y fuerzas internas) de un componente de movimiento del terreno con 0.3 de los efectos del otro, en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias.

Una manera de distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos de un edificio entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o muros y/o contravientos) que resisten fuerzas paralelas a la dirección X, Y respectivamente, consiste en los siguientes pasos:

- a) La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de gravedad de cada nivel i se calcula como se mencionó anteriormente.
- b) Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.
- c) Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
- d) 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 cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el 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:

$$x_t = \frac{\sum (R_{jy} x_j)}{\sum R_{jy}}$$

$$y_t = \frac{\sum (R_{jx} y_j)}{\sum R_{jx}}$$

x_j , y_j son las coordenadas de los elementos resistentes.

R_{jy} , R_{jx} rigidez de entrepiso de cada elemento (se suponen conocidas).

- e) La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente, cualquiera es igual a la suma de dos efectos: El debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de la torsión y el debido al momento torsionante de piso. Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje X, se obtienen las constantes siguientes:

En los elementos resistentes "X", por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión.

$$\frac{V_x R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

En los elementos resistentes X, por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t R_{ix} y_{jt}}{(\sum R_{ix} y_{jt}^2 + \sum R_{iy} x_{jt}^2)}$$

En los elementos resistentes Y, por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t R_{iy} x_{jt}}{(\sum R_{ix} y_{jt}^2 + \sum R_{iy} x_{jt}^2)}$$

En las expresiones anteriores:

V_x y V_y

Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado en las direcciones X y Y.

x_{jt} y y_{jt}

Distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

M_T

Momento torsionante en el entrepiso considerado, que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades.

$$e_1 = 1.5 e_A + 0.1 b$$

$$e_2 = e_A - 0.1 b$$

donde e_A es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión y b la mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo. De estas excentricidades se toma la que produce efectos más desfavorables.

f) Para cada sistema plano deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma de 100 por ciento de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección X con 30 por ciento de los efectos producidos por el sismo, actuando en la dirección y viceversa. Rige el mayor de los resultados.

g) Conocido el sistema de cargas que actúa en cada elemento resistente, éste se analiza.

Las estructuras del edificio son tridimensionales y podrían analizarse como tal, sin embargo, en la práctica esto origina entre otras cosas, las siguientes dificultades.

a) es muy alto el número de grados de libertad que resultan para el edificio completo, y aún empleando computadoras grandes se requiere de tiempos exagerados de proceso y de entrada y salida de datos.

- b) Por ser elevada la cantidad de datos que hay que proporcionar, y laboriosa su organización, son muchas las posibilidades de cometer errores, algunos muy difíciles de localizar.
- c) Es bastante difícil interpretar, verificar y visualizar los resultados, tanto por su número como porque están referidos a ejes tridimensionales, frecuentemente distintos de un elemento a otro; y nuevamente es muy fácil equivocarse.

Tomando en cuenta estas dificultades, se optó por un procedimiento más sencillo para analizar las estructuras del edificio, es decir, las estructuras se analizarán como marcos planos.

Un marco en el plano está compuesto de miembros en un solo plano y que tienen su eje de simetría en el mismo plano. Los nudos entre los miembros son conexiones rígidas. Las fuerzas que actúan sobre un marco y los desplazamientos están en el mismo plano de la estructura. Todos los momentos que actúan sobre el marco, tienen sus vectores de momento normales al plano. Los esfuerzos internos resultantes que actúan en cualquier sección de un miembro del marco plano, pueden consistir en general, de un momento de flexión una fuerza cortante y una fuerza axial.

En el diseño sísmico es importante el análisis de marcos de edificios sujetos a fuerzas laterales y el cálculo de sus rigideces. En muchos casos prácticos, para dar a los edificios rigidez y resistencia suficiente ante cargas laterales, se recurre al uso de muros de concreto normalmente combinados con marcos. Algunas otras formas de rigidizar marcos son rellenarlos con

muros de mampostería o contraventearlos con elementos de concreto reforzado o de acero.

Para analizar sistemas muro-marco, es necesario hacer una idealización que nos permita representarlas como estructuras esqueléticas, iguales a los marcos.

Para hacer la idealización de los muros de concreto y de mampostería en combinación con los marcos, se puede hacer uso de las teorías de la columna ancha y la diagonal equivalente, las cuales, consisten en:

Columna Ancha.— Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, las deformaciones de un muro ante cierto sistema de cargas en su plano, deben calcularse con los métodos y teorías de la elasticidad. Además de las propiedades elásticas del material (como módulo de elasticidad, de cortante y de Poisson), hay que tomar en cuenta la magnitud y distribución de las cargas, la geometría del muro y la forma en que está apoyado.

Para muros de sección rectangular empotrados en su base y sujetos a una carga lateral en su extremo superior, P , el desplazamiento lateral del extremo cargado δ se puede calcular con bastante precisión con la expresión y la figura 4.1.

$$\delta = \frac{Ph^3}{3 EI} + \frac{Ph}{GA}$$

5 Desplazamiento del punto K obtenido con la expresión.

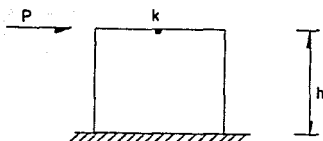


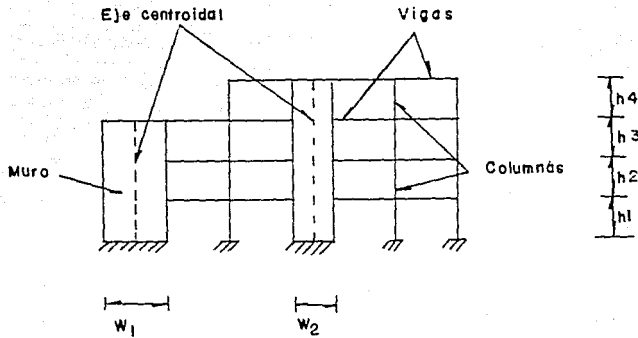
Figura 4.1

donde h , es la altura del muro, I y A el momento de inercia y el área de su sección transversal, E el módulo de elasticidad y G el de constante.

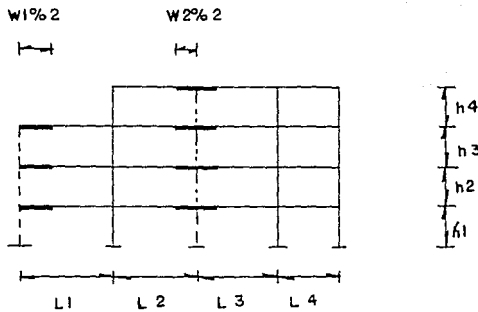
De lo expuesto se concluye que para fines prácticos es suficiente calcular las deformaciones laterales de muros aislados con procedimientos de resistencia de materiales que consideren los efectos tanto de flexión ($Ph^3 / 3EI$), como de constante (Ph / GA).

El método de la columna ancha se basa en esta teoría de resistencia de materiales, la ecuación es aplicable a muros de sección diferente de la rectangular si se reemplaza A por el área efectiva de constante Ω . Se denomina columna ancha a un miembro así idealizado para distinguirlo de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión.

Para analizar sistemas de muros y muro-marco, se considera cada muro como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión, y tienen la ventaja de que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, igual que los marcos, como se muestra en la figura 4.2.



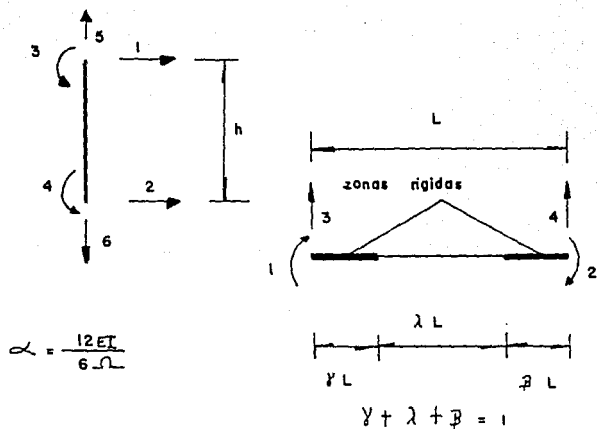
a) Esquema de la estructura



b) Marco con columna ancha

Figura 4.2 a) sistema muro-marco típico
 b) Idealización como marco con columna ancha

Las deformaciones por cortante en las columnas y las zonas rígidas en las vigas, modifican las respectivas matrices de rigideces. Con referencia a los grados de libertad y notación mostrados en la figura 4.3.



a) Columna ancha.

b) Viga con zonas infinitamente rígidas a flexión en sus extremos.

Figura 4.3 Notación y grados de libertad para columnas y vigas en el método de la columna ancha.

Las ecuaciones tomando en cuenta la notación quedarían para la columna ancha:

$\frac{12EI}{(1+\alpha)h^3}$					
$-\frac{12EI}{(1+\alpha)h^3}$	$\frac{12EI}{(1+\alpha)h^3}$	SIMETRICA			
$-\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)h}$			
$\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)h}$	$\frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)h}$		
0	0	0	0		$\frac{EA}{h}$
0	0	0	0	$-\frac{EA}{h}$	$\frac{EA}{h}$

Para vigas con juntas rígidas en sus extremos:

$4 + 12 \frac{Y}{\lambda} (1 + \frac{Y}{\lambda})$			
$2 + 6 \frac{Y+B}{\lambda} + 12 \frac{YB}{\lambda^2}$	$4 + 12 \frac{B}{\lambda} (1 + \frac{B}{\lambda})$		
$-\frac{6(1+2Y)}{\lambda L}$	$-\frac{6(1+2B)}{\lambda L}$	$\frac{12}{\lambda^2 L}$	
$\frac{6(1+2Y)}{\lambda L}$	$\frac{6(1+2B)}{\lambda L}$	$\frac{12}{\lambda^2 L^2}$	$\frac{12}{\lambda^2 L^2}$

En casos extremos, si el área de contacto es grande o las longitudes de zonas rígidas son bastante pequeñas, las matrices anteriores coinciden con las de una viga y columna normales. Así, si dichas matrices se incluyen en un programa para resolver marcos, éste servirá también para analizar sistemas muro-marco. Existen programas para analizar edificios que incluyen explícitamente deformaciones por contacto y zonas rígidas. Pero el programa ANET que se utilizará para hacer el análisis de los marcos con la rehabilitación no incluye esta última opción y las zonas rígidas en este programa pueden representarse por tramos de vigas con momentos de inercia grandes, en comparación con las de las vigas y columnas del conjunto.

Diagonal equivalente: El caso de tableros de muros de mampostería confinados por marcos y sujetos a cargas laterales, ha sido objeto de numerosas investigaciones, pero se ha reconocido que inicialmente tablero y marco trabajan monolíticamente con una sola unidad, en la cual son importantes las deformaciones por flexión y por cortante. Bastan sin embargo, cargas laterales relativamente pequeñas para que tablero y marco se separen en esquinas opuestas, de modo que el primero se apoya sobre el segundo; como se muestra en la figura 4.4.

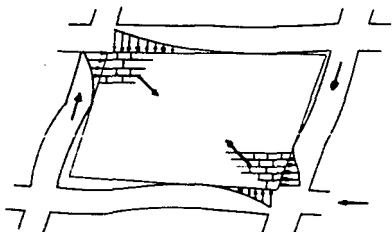


Figura 4.4 Muro de mampostería confinado por marco

Se producen fuerzas axiales en vigas y columnas, así como momentos y cortantes en las mismas. Los momentos son de poca importancia, dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos. Las fuerzas cortantes, por el contrario, son de consideración. En el tablero aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas por compresión en las esquinas de contacto con el marco. En la dirección de la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamientos diagonales del muro.

Para el cálculo de la rigidez lateral y de los elementos mecánicos en marco y tablero, una posible idealización es simular cada tablero como una diagonal equivalente en compresión como se esquematiza en la figura 4.5.

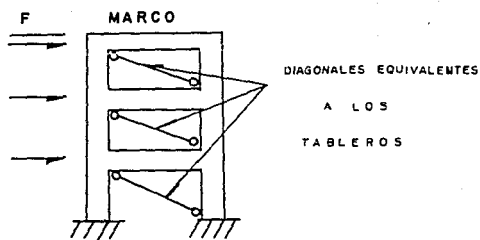


Figura 4.5 Diagonales en compresión equivalentes a tableros de mampostería, confinados por vigas y columnas cuando están sujetos a cargas laterales.

Se propone que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor, t , y módulo de elasticidad, E , que el tablero y que su ancho sea:

$$W_0 = (10.35 + 0.22 \lambda) h$$

donde:

h = altura del tablero entre ejes.

λ = parámetro adimensional basado en las rigideces de tablero y marco. Figura 4.6.

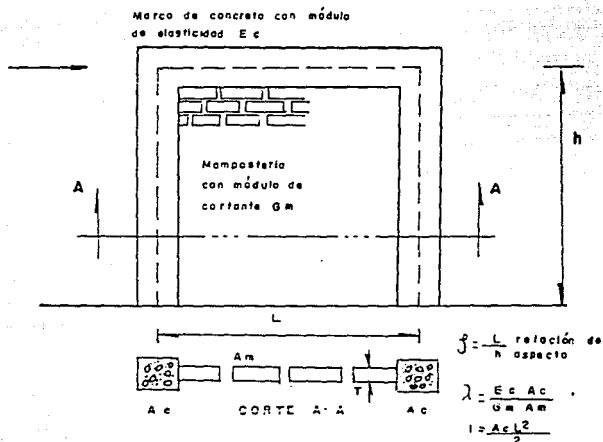


Figura 4.6 Definiciones empleadas para determinar la rigidez lateral de muros de mampostería confinados por marcos de concreto

Para determinar la matriz de rigideces de la diagonal se toman los valores de $A = Wot$ y $L =$ longitud de la diagonal. Para hacer la deducción de las diagonales equivalentes se considera que el marco no esté articulado en las esquinas. La expresión que determina el ancho de la diagonal se dedujo suponiendo $G_m = 0,4 E m$ y es aplicable para valores de λ , comprendidos entre 0.9 y 11 y valores de la relación de aspecto \mathcal{P} que estén entre 0.75 y 2.5; y a que estos intervalos cubren la mayoría de los casos prácticos.

Se puede concluir que para analizar sistemas con muros, es necesario conocer los módulos de elasticidad y de cortante, el momento de inercia, el área axial y el área de cortante de cada muro. En el caso de las diagonales se deben conocer módulos de elasticidad y el área de sección transversal de cada una de ellas.

En la idealización mencionado anteriormente se habló del cambio que sufren las matrices para el análisis de los marcos. Estos métodos matriciales para el análisis de estructuras reticulares, fueron desarrollados desde el siglo pasado, sin embargo, a pesar de su antigüedad, no fueron utilizados sino hasta el surgimiento de la computadora digital, debido al extenso trabajo numérico que se requiere realizar para emplearlos prácticamente.

El sistema de análisis estructural (ANET), utiliza el método matricial de rigideces para el análisis de este tipo de estructuras reticulares, tales como vigas continuas, armaduras planas, armaduras espaciales, marcos planos, pantallas y marcos espaciales. Actualmente se puede contar con avanzadas computadoras de escritorio que permiten la aplicación de este tipo de métodos en el trabajo diario.

Se está convencido de la importancia que representa para el ingeniero que se dedica al análisis y cálculo de estructuras, contar con este tipo de herramientas que le permitan librarse del tedioso trabajo manual y ocupar su tiempo en la interpretación del comportamiento de las estructuras para lograr más fácilmente soluciones adecuadas.

El método de las rigideces, también conocido como el método de los desplazamientos, es el más comúnmente utilizado para el análisis matricial de estructuras, debido a que se puede programar con facilidad.

Una vez que el modelo analítico de una estructura ha sido definido, el ingeniero no tiene que hacer más decisiones para realizar el análisis. Ya que en el método de las rigideces, las incógnitas son los desplazamientos de los nudos en la estructura que son especificados directamente, a partir del modelo analítico, el número de incógnitas por calcular es igual al número de grados de libertad de la estructura.

El método consiste en determinar la matriz de rigidez global de la estructura, a partir de las matrices de rigideces locales de cada uno de los elementos que la componen, para resolver de acuerdo a la situación de carga de la estructura el sistema de ecuaciones:

$$\text{Fuerza} = \text{Rigidez} \times \text{Desplazamiento}$$

En donde las incógnitas son las fuerzas o reacciones en los apoyos y los desplazamientos de los nudos libres. De esta forma, el sistema se resuelve parcialmente para obtener los desplazamientos de los nudos libres y posteriormente calcular las reacciones en los apoyos.

Finalmente, con el sistema resuelto se calculan los elementos mecánicos que actúan en los extremos de cada uno de los elementos de la estructura.

Para llegar a este sistema de ecuaciones, el método se basa en tres principios, los cuales son:

a) Principio de continuidad:

Para llegar a la expresión que nos define el método de rigideces, se parte de saber que existe una relación lineal entre los esfuerzos y deformaciones.

Se puede establecer un arreglo matricial, de tal manera que involucremos tanto deformaciones lineales como angulares, así como los posibles desplazamientos. Dicho arreglo es el siguiente:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d/dx & 0 & 0 \\ 0 & d/dy & 0 \\ 0 & 0 & d/dz \\ d/dy & d/dx & 0 \\ d/dz & 0 & d/dx \\ 0 & d/dz & d/dy \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix}$$

llamando $\{e\}$ Vector de columna de deformaciones
 $[A]$ Operador matriz
 $\{d\}$ Vector columna de desplazamiento

Se tiene:

$$\{e\} = [A] \{d\}$$

Donde $\left[A \right]$ es una matriz operador, ésto es, el producto $\frac{\partial}{\partial x} \cdot U$, deberá entenderse como la derivada parcial de U con respecto a x y así también para los productos restantes.

El operador $\left[A \right]$ recibe el nombre de matriz de continuidad.

b) Ley de Hooke:

Hasta ahora solo se ha establecido una relación entre las deformaciones y los desplazamientos. En seguida se establecerá la relación entre deformaciones y esfuerzos. Para llevar a cabo ésto, se utilizará la llamada Ley de Hooke generalizada, la cual, está representada por:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z))$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z))$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y))$$

Además:

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}$$

Donde:

- ν Módulo de Poisson
 σ_i Esfuerzo kg/cm^2
 E Módulo de elasticidad kg/cm^2
 G Módulo de elasticidad a la fuerza cortante kg/cm^2

A partir de estas expresiones se puede establecer el siguiente arreglo:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ \nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix}$$

llamando $[D]$ a la matriz y $\{S\}$ al vector columna de esfuerzos:

$$\{e\} = [D] \{S\}$$

de donde: $\{S\} = [D] \{e\}$; Siendo $[D] = [D]^{-1}$

Evidente mente $[D]$ es una matriz y no un operador y además tiene inversa.

$$D = \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

c) Principio de Equilibrio:

Además de las relaciones obtenidas anteriormente, se debe tener en cuenta el equilibrio.

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} + \begin{vmatrix} d/dx & 0 & 0 & d/dy & d/dz & 0 \\ 0 & d/dy & 0 & d/dx & 0 & d/dz \\ 0 & 0 & d/dz & 0 & d/dx & d/dy \end{vmatrix} = \begin{Bmatrix} \Gamma_x \\ \Gamma_y \\ \Gamma_z \\ \Upsilon_{xy} \\ \Upsilon_{yz} \\ \Upsilon_{xz} \end{Bmatrix}$$

Llamando $\{F\}$ al vector columna de fuerzas y observando que la matriz operador es igual a $[A]^t$ se tiene:

$$\{F\} + [A]^t \{S\} = 0$$

Al hacer una relación entre las ecuaciones de los principios antes expuesto, se observa que al discretizar estas ecuaciones para un caso práctico, el problema se reduce al trabajar únicamente con matrices y no así con operadores.

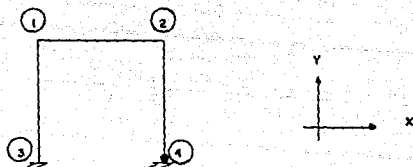
De esta relación se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$[K] = [A]^t [D] [A]$$

$$\{F\} = [K] \{d\}$$

Siendo esta última expresión la que nos define el método matricial de rigideces.

En marcos planos, se consideran como nudos los apoyos extremos en voladizo y en general a aquellos puntos en los que se unen dos o más miembros. El planteamiento y solución del problema se explicará mediante un marco, con el sistema de referencia mostrado.



Los vectores de desplazamiento para los nudos 1, 2, 3, 4 son:

$$\{d_1\} = \begin{Bmatrix} dx_1 \\ dy_1 \\ \psi_1 \end{Bmatrix}, \{d_2\} = \begin{Bmatrix} dx_2 \\ dy_2 \\ \psi_2 \end{Bmatrix}, \{d_3\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \{d_4\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \psi_4 \end{Bmatrix}$$

Siendo dx , dy y ψ los desplazamientos en X , en Y y el giro respectivamente. Por otra parte, si no se consideran alargamientos o acortamientos en los miembros del marco, podemos decir:

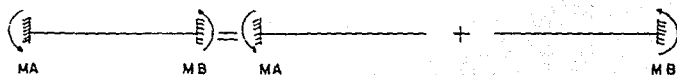
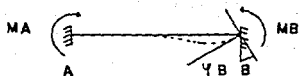
$$dx_1 = dx_2 = 0, \psi_4 \neq 0, \psi_1 \neq 0, \psi_2 \neq 0, dy_1 = dy_2 = 0$$

Para el método, se consideran a los nudos como empotrados, de esta forma se obtiene vigas doblemente empotradas la rigidez de un elemento doblemente empotrado puede obtenerse utilizando el método de la viga conjugada.

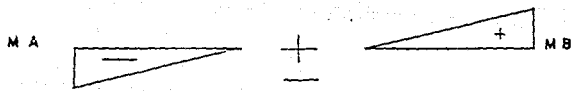
Tomando en cuenta el momento flexionante únicamente, la rigidez se obtiene como sigue:

El Diagrama de momentos para la viga en cuestión

es:



Diagramas



Considerando $R_B = U = \psi_B$ y $R_A = \psi_A$

$$M_B = 0$$

$$\frac{MAL}{2EI} - \frac{2L}{3} - \frac{MBL}{2EI} - \frac{L}{3} + R_A L = 0$$

$$\frac{MAL^2}{3EI} = \frac{MBL^2}{6EI} \quad \therefore \quad 2MA = MB$$

Lo que significa que para producir un giro en B es necesario aplicar un momento M_B , el cual, genera un momento en A $M_A = 2M_B$, por lo que el factor de transporte es 0.5.

Ahora, el constante en B es el valor del giro en ese punto por suma de momentos en A:

$$\frac{M_A}{2EI} \frac{L}{3} + \frac{M_B L}{2EI} \frac{L}{3} - R_{BL} = 0 \quad \text{como } M_A = 1/2 M_B$$

$$-\frac{M_B L^2}{12EI} + \frac{M_B L^2}{3EI} - R_{BL} = 0$$

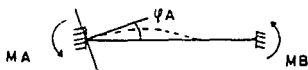
$$R_{BL} = \frac{3 M_B L^2}{12 EI}, \quad R_B = \frac{3 M_B L^2}{12 EI} = \psi_B$$

Si hacemos que $\psi_B = 1$

$$M_B = \frac{4EI}{L} \quad \text{de donde } M_A = \frac{2EI}{L}$$

M_B y M_A son las rigideces angulares de la barra.

Si por el contrario, producimos un giro unitario en A se tiene:

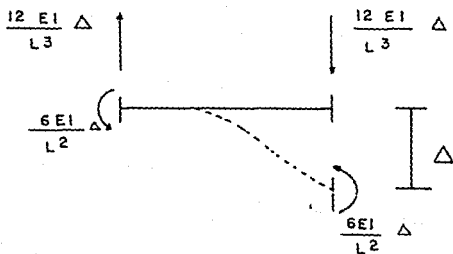


$$R_{AL} = \frac{3 M A L^2}{12 E I} \quad , \quad R_A = \frac{3 M A L}{12 E I} = \psi_A$$

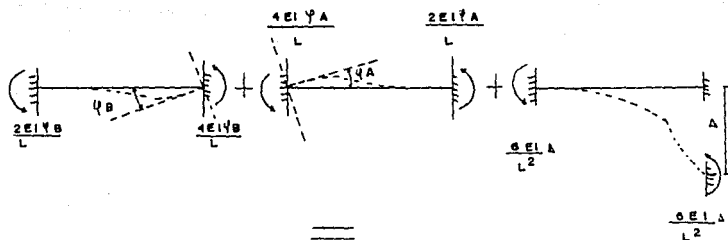
Si hacemos que $\psi_A = 1$

$$M_A = \frac{4 E I}{L} \quad , \quad M_B = \frac{2 E I}{L}$$

Pero también podemos tener desplazamientos, además de giros, las rigideces para este caso se muestran a continuación:



Si consideramos los dos casos anteriores, podemos establecer dos ecuaciones generales para hallar los momentos en A y en B, en función de los desplazamientos.



$$\frac{4EI\psi_A}{L} + \frac{2EI\psi_B}{L} + \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

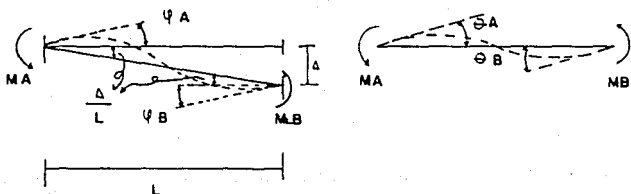
$$\frac{4EI\psi_B}{L} + \frac{2EI\psi_A}{L} + \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

De donde:

$$M_A = \frac{4EI\psi_A}{L} + \frac{2EI\psi_B}{L} + \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

$$M_B = \frac{4EI\psi_B}{L} + \frac{2EI\psi_A}{L} + \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

A partir del resultado obtenido, y considerando un movimiento de cuerpo rígido como se muestra en seguida, sin que por esto se alteren los elementos mecánicos, la barra en estudio podrá interpretarse según los siguientes esquemas.



Como una de las hipótesis del método de rigideces es la de suponer los desplazamientos muy pequeños, el cociente Δ / L , es el ángulo medido en radianes, formado por las posiciones inicial y final de la barra.

$$\text{Así} \quad \Theta_A = \psi_A + \Delta / L$$

$$\Theta_B = \psi_B + \Delta / L$$

en estas condiciones

$$M_A \quad \frac{4EI}{L} (\psi_A + \Delta / L) + \frac{2EI}{L} (\psi_B + \Delta / L)$$

$$M_B \quad \frac{2EI}{L} (\psi_A + \Delta / L) + \frac{4EI}{L} (\psi_B + \Delta / L)$$

θ_A y θ_B son las deformaciones angulares.

Resumiendo las ecuaciones de rigideces en forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \times \frac{EI}{L} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

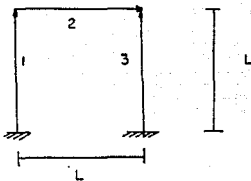
La ecuación de acuerdo con los principios es en realidad la siguiente:

$$\{p\}_i = [K]_i \{e\}_i$$

donde:

$$\{p\}_i = \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix}; [K]_i = \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \frac{EI}{L}; \{e\}_i = \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

Para el marco



$$\{P\} = \begin{Bmatrix} P1 \\ P2 \\ P3 \end{Bmatrix};$$

$$\{e\} = \begin{Bmatrix} e1 \\ e2 \\ e3 \end{Bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K1 & & \\ & K2 & \\ & & K3 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{vmatrix} 4 & 2 & & & & & \\ -2 & 4 & & & & & \\ & & 4 & 2 & & & \\ & & 2 & 4 & & & \\ & & & & 4 & 2 & \\ & & & & 2 & 4 & \end{vmatrix} \frac{EI}{L}$$

Por continuidad

$$\{e\} = [a] \{d\}$$

Por Ley de Hooke

$$\{p\} = [K] \{e\}$$

Por equilibrio

$$\{F\} = [a]^T \{p\}$$

El sistema de análisis estructural ANET, utiliza el método de las rigideces para el análisis de estructuras reticulares como los marcos planos.

El usuario proporciona las características geométricas de la estructura, las propiedades de los elementos que la integran y el estado de cargas que actúa sobre ella. Con esta información el sistema ANET, se utiliza para obtener los desplazamientos de los nudos, las reacciones en los apoyos y los elementos mecánicos en los extremos de las barras.

El sistema maneja toda la información mediante una base de datos que permite examinar y modificar cualquier dato fácilmente, con el objeto de probar diferentes propiedades y cargas sin ocasionar la captura de la información nuevamente.

El método genera la matriz de rigideces globales de la estructura en banda, para un mejor aprovechamiento de la memoria e incrementar la magnitud de los problemas que el sistema puede resolver.

Los reportes que se generan son:

- Coordenadas en los nudos.
- Propiedades de los elementos.
- Geometría de la estructura
- Cargas en los nudos.
- Cargas en los elementos.
- Desplazamientos en los nudos.
- Elementos mecánicos en los extremos de las barras.

El sistema está dividido en varios módulos para aprovechar al máximo la capacidad de memoria de la computadora. Estos módulos se listan a continuación y deben de estar presentes en el disco del sistema:

Módulo	Descripción
Anet	Presentación del sistema
Anetsemo	Selectos principal
Anetinpu	Entrada de datos
Anetedit	Editor de la base de datos
Anetemat	Ensamblador de matrices
Anetsolu	Solución de la estructura
Anetcaes	Cálculo de los elementos mecánicos
Anetdisp	Despliegue en pantalla
Anetimpz	Despliegue en impresor

La capacidad del sistema ANET varía de acuerdo a varios factores como son: el ancho de banda (máxima diferencia en la numeración de los nudos), los grados de libertad, el tipo de estructura, etc.

Debido a que el sistema ANET se programó en lenguaje basic, solo se pueden acceder los primeros 64K de la memoria central.

Toda estructura reticular está formada de miembros que son largos en comparación con las dimensiones de su sección transversal. Los nudos de una estructura reticular son los puntos de la intersección de los miembros de extremos libres. Los apoyos pueden estar empotrados, articulados y deslizantes. Las cargas en una estructura reticular pueden ser fuerzas concentradas, cargas distribuidas o momentos.

Un modelo analítico como expresión de una estructura, debe ser organizado a través de la numeración de todos sus componentes para poder ser capturado en la computadora.

Un modelo está formado por coordenadas que localizan los nudos en un espacio vectorial. Los elementos que componen la estructura son conectados a través de estos nudos. Cuando se define un elemento con origen en el nudo 1 y destino en el nudo 2, el sistema ANET genera su propio sistema de coordenadas locales; el sistema de coordenadas locales siempre tiene su origen en el primer nudo con la dirección local X sobre el eje del elemento, la dirección local Y, está a 90° en sentido contrario a las manecillas del reloj con respecto a la dirección X.

No es necesario que el usuario entienda perfectamente el sistema de coordenadas locales, ya que las cantidades que tendrá que manejar, siempre serán de acuerdo al sistema de coordenadas globales para la estructura (exceptuando las cargas en los elementos).

Una vez que se han definido las coordenadas de los nudos que conectan al elemento, es necesario especificar las características físicas del elemento. Estas

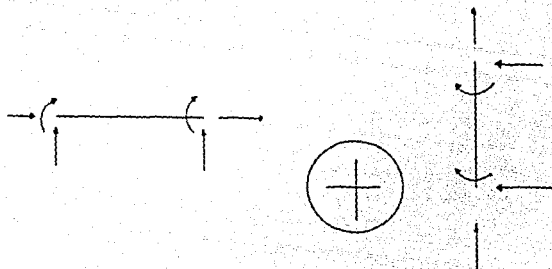
son expresadas mediante el módulo de elasticidad (E), el momento de inercia de la sección transversal (I) y su área (A).

Las fuerzas externas aplicadas a la estructura también tienen que ser especificadas. Una carga de 1000 unidades hacia abajo que se debe expresar como $F_y = -1000$ (el signo negativo indica la dirección hacia abajo de acuerdo al sistema de coordenadas globales).

En forma similar, las condiciones de apoyo del modelo deben ser especificadas. Los nudos pueden tener desplazamientos en la dirección X , en la dirección Y , y pueden girar en el plano XY para el caso del marco plano. Por ejemplo, si el extremo está totalmente empotrado, el nudo no tiene desplazamiento de ninguna clase (Cero grados de libertad); si el extremo puede desplazarse en ambas direcciones y además puede girar es un nudo libre (tres grados de libertad).

El proceso para expresar una estructura en un modelo analítico, es decir, la definición de sus elementos y como son conectados para representarlo, es responsabilidad del ingeniero estructuralista.

En la figura que se muestra a continuación, se especifican las convenciones de signos que son consideradas por el sistema ANET para interpretar los datos proporcionados por el usuario.



El proceso de captura de datos para resolver la estructura con el sistema de análisis estructural (ANET), se divide en dos partes principales:

- La primera se refiere a los parámetros generales de la estructura; con ellos se controla la operación de la base de datos donde quedará almacenada toda la información.
- La segunda, donde se describe la geometría de la estructura, las propiedades de los elementos que la componen y las cargas que actúan sobre ella.

El usuario debe preparar previamente los datos de captura a su proceso, según se lista a continuación:

Parámetros de control.

- Clave del problema.
- Descripción del problema.
- Tipo de estructura.
- Número de nudos.
- Número de elementos tipo.

- Número de elementos.
- Número de barras cargadas.
- Número de nudos cargados.
- Número de nudos restringidos.

Haciendo una descripción de la estructura referida a un marco-plano, la información que se deberá proporcionar es la siguiente:

Coordenadas de los nudos.

- N* Número de nudo
- X* Coordenada en x
- Y* Coordenada en y

Propiedades de los elementos tipo.

- N* Número de elementos tipo
- A* Área de la sección transversal
- E* Módulo de la elasticidad para tensión y compresión
- I_z* Momento de inercia en z

Geometría de la estructura.

- N* Número de elemento
- TE* Tipo de elemento
- NO* Nudo origen
- ND* Nudo destino

Cargas distribuidas.

- N* Número del elemento cargado
- Q* Valor de la carga con el signo de acuerdo al sistema global de coordenadas

AQ Ángulo de la carga en relación al sistema local de coordenadas.

Cargas en los nudos.

NC Número de nudo cargado
Fx Valor de la carga en el sentido *X*
Fy Valor de la carga en el sentido *Y*
Mz Valor del momento de giro

Restricciones en los nudos

N Número de nudo restringido
Fx Restricción sobre *X*
Fy Restricción sobre *Y*
Mz Restricción al giro en *z*

Las restricciones para los nudos de apoyo en todos los tipos de estructura, deben ser expresados como una sola cantidad. Por ejemplo, para un marco plano:

<i>Condición de apoyo</i>	<i>Restricción</i>
1. Totalmente empotrado	123
2. Articulación	12
3. Carretilla horizontal	23
4. Carretilla vertical	13

El sistema de análisis estructural está provisto de un editor para el fácil acceso y modificación de los datos que definen a la estructura y su condición de carga. Los datos generados en la primera parte de la captura no pueden ser modificados, ya que establecen el control de la base de datos. En caso de tener la necesidad de modificar, se tendrá que capturar la información nuevamente.

IV.2.- Análisis por Cargas Verticales.

El proyecto de rehabilitación propuesto para el edificio, marca una modificación en los elementos que lo constituyen y aumenta otros en diferentes puntos y niveles del mismo; razón por la cual, es necesario hacer una cuantificación de las cargas que actuarán sobre cada marco y así realizar el análisis.

Para el análisis de cargas verticales, se toma la combinación que incluye acciones permanentes (carga muerta) y acciones variables (cargas vivas). Las cargas muertas se fijan de acuerdo a la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales. La carga viva se tomará con su intensidad máxima que marca el reglamento considerándola uniformemente repartida sobre toda el área.

Debido a lo variado de las dimensiones en los elementos que componen la estructura y las áreas tributarias, la determinación de las cargas que se utilizan para el análisis, se hará con referencia al marco I, tomándose la secuencia que se muestra a continuación como base a todos los marcos.

En cada planta se dividen las áreas del piso en áreas tributarias a los diferentes elementos horizontales resistentes en dichos pisos; en el ejemplo consideramos en cada piso una retícula de trabes en dos direcciones perpendiculares entre sí, apoyadas sobre columnas en todas las direcciones. De acuerdo con esto, las bisectrices de los ángulos que forman los ejes de las trabes, definirán las áreas tributarias, trapeciales para las trabes largas y triangulares para las trabes cortas.

Figura 4.2.1

A continuación se obtiene el peso de todos los elementos que actúan en cada área tributaria para determinar la carga que toca a cada elemento. Por lo que toca al peso de vigas y columnas, se acepta que en cada piso gravita la mitad inferior de los elementos verticales y la mitad superior. Figura 4.2.2.

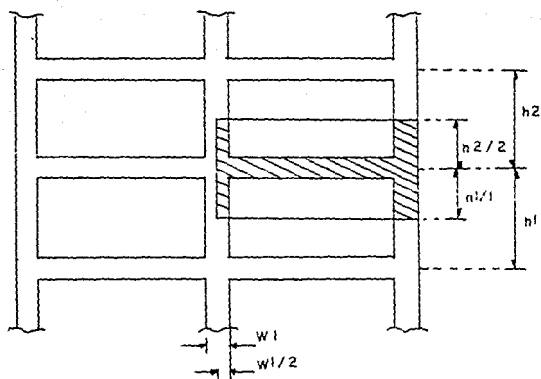


Figura 4.2.2 Contribución de cargas
Vigas y Columnas

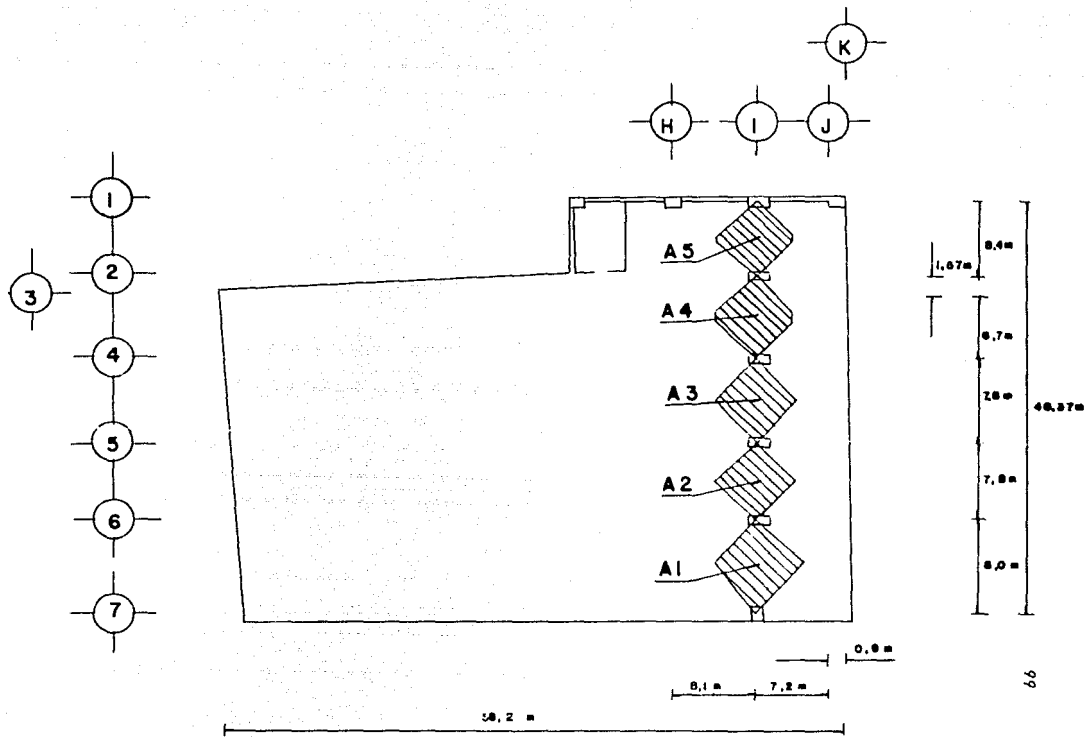


Fig. 4.8.1 Areas Tributarías Marca I

Cálculo de áreas tributarias Marco J

$$A_1 = \frac{7.8m \times 4m}{2} + \frac{7.8m \times 4.0m}{2} = 32m^2$$

$$A_2 = \frac{7.8m \times 3.9m}{2} + \frac{7.8m \times 3.9m}{2} = 30.42m^2$$

$$A_3 = \frac{7.8m \times 3.9m}{2} + \frac{7.8m \times 3.9}{2} = 30.42m^2$$

$$A_4 = \frac{(8.37m + 0.27m) \times 4.05m}{2} + \frac{(8.37m + 0.27m) \times 4.05m}{2} = 34.99 m^2$$

$$A_5 = \frac{(8.4m + 0.3m) \times 4.05m}{2} + \frac{(8.4m + 0.3m) \times 4.05m}{2} = 35.23m^2$$

Cuantificación y distribución de cargas.

La cuantificación de cargas en el marco J, se hará solamente para el tramo limitado entre los ejes 4-5 y los ejes 5-6, pues las cargas para los otros elementos se obtienen de igual forma.

Cuantificación.

Losa (vigüeta y bovedilla)	460 kg/m ²
Plafón	<u>30 kg/m²</u>
Carga Muerta	490 kg/m ²
Carga Viva Máxima	250 kg/m ²
Carga Total	740 kg/m ²

Columnas

$$\frac{0.75m \times 1m}{2} = 0.375m^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 900 \text{ kg/ml}$$

$$\frac{0.70m \times 1m}{2} = 0.35m^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 840 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Carga Total} \quad 1740 \text{ kg/ml}$$

Trabes.

$$0.4m \times 0.8m = 0.32m^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 768 \text{ kg/ml}$$

Resumen de cargas.

Losa	$740 \text{ kg/m}^2 \times 30.42m^2$	= 22510 kg
Columnas	$1740 \text{ kg/ml} \times 3.3m$	= 5742 kg
Trabes	$768 \text{ kg/ml} \times 7.8m$	= <u>5990 kg</u>
Carga Total		34242 kg

Distribución.

Se obtiene dividiendo la carga total entre la longitud del elemento horizontal resistente al que le corresponde:

$$w = \frac{34242 \text{ kg}}{780 \text{ cm}} = 43.9 \text{ kg/cm}$$

Conclusión del Programa.

Para realizar el análisis estructural de todos los marcos componentes del sistema, con sus respectivas condiciones de carga, se recurre al sistema ANET para ahorrar tiempo y facilitar el trabajo.

El usuario proporciona las características geométricas de la estructura, las propiedades de sus elementos que lo 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
- Carga en elementos
- Nudos restringidos

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

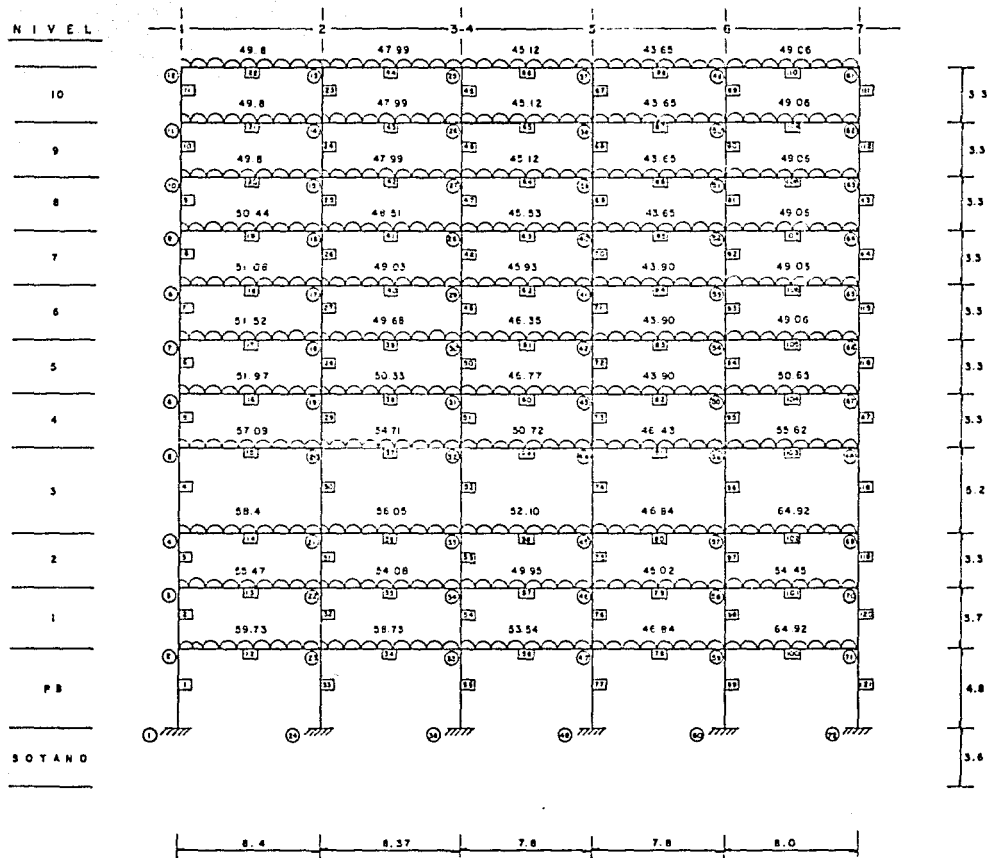


FIG.4.2.3 TOPOLOGIA MARCO I

GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA

ELEMENTO	TIPO	NO. DE NUDOS	NO. DE FIN	MOMENTO DE INERCIA
1	1	1	2	0.0000000000
2	1	2	3	0.0000000000
3	1	3	4	0.0000000000
4	1	4	5	0.0000000000
5	2	1	6	0.0000000000
6	3	1	7	0.0000000000
7	3	2	8	0.0000000000
8	3	3	9	0.0000000000
9	3	4	10	0.0000000000
10	3	5	11	0.0000000000
11	3	6	12	0.0000000000
12	3	7	13	0.0000000000
13	3	8	14	0.0000000000
14	3	9	15	0.0000000000
15	3	10	16	0.0000000000
16	3	11	17	0.0000000000
17	3	12	18	0.0000000000
18	3	13	19	0.0000000000
19	3	14	20	0.0000000000
20	3	15	21	0.0000000000
21	3	16	22	0.0000000000
22	3	17	23	0.0000000000
23	3	18	24	0.0000000000
24	3	19	25	0.0000000000
25	3	20	26	0.0000000000
26	3	21	27	0.0000000000
27	3	22	28	0.0000000000
28	3	23	29	0.0000000000
29	3	24	30	0.0000000000
30	3	25	31	0.0000000000
31	3	26	32	0.0000000000
32	3	27	33	0.0000000000
33	3	28	34	0.0000000000
34	3	29	35	0.0000000000
35	3	30	36	0.0000000000
36	3	31	37	0.0000000000
37	3	32	38	0.0000000000
38	3	33	39	0.0000000000
39	3	34	40	0.0000000000
40	3	35	41	0.0000000000
41	3	36	42	0.0000000000
42	3	37	43	0.0000000000
43	3	38	44	0.0000000000
44	3	39	45	0.0000000000
45	3	40	46	0.0000000000
46	3	41	47	0.0000000000
47	3	42	48	0.0000000000
48	3	43	49	0.0000000000
49	3	44	50	0.0000000000
50	3	45	51	0.0000000000
51	3	46	52	0.0000000000
52	3	47	53	0.0000000000
53	3	48	54	0.0000000000
54	3	49	55	0.0000000000
55	3	50	56	0.0000000000
56	3	51	57	0.0000000000
57	3	52	58	0.0000000000
58	3	53	59	0.0000000000
59	3	54	60	0.0000000000
60	3	55	61	0.0000000000
61	3	56	62	0.0000000000
62	3	57	63	0.0000000000
63	3	58	64	0.0000000000
64	3	59	65	0.0000000000
65	3	60	66	0.0000000000
66	3	61	67	0.0000000000
67	3	62	68	0.0000000000
68	3	63	69	0.0000000000
69	3	64	70	0.0000000000
70	3	65	71	0.0000000000
71	3	66	72	0.0000000000
72	3	67	73	0.0000000000
73	3	68	74	0.0000000000
74	3	69	75	0.0000000000
75	3	70	76	0.0000000000
76	3	71	77	0.0000000000
77	3	72	78	0.0000000000
78	3	73	79	0.0000000000
79	3	74	80	0.0000000000
80	3	75	81	0.0000000000
81	3	76	82	0.0000000000
82	3	77	83	0.0000000000
83	3	78	84	0.0000000000
84	3	79	85	0.0000000000
85	3	80	86	0.0000000000
86	3	81	87	0.0000000000
87	3	82	88	0.0000000000
88	3	83	89	0.0000000000
89	3	84	90	0.0000000000
90	3	85	91	0.0000000000
91	3	86	92	0.0000000000
92	3	87	93	0.0000000000
93	3	88	94	0.0000000000
94	3	89	95	0.0000000000
95	3	90	96	0.0000000000
96	3	91	97	0.0000000000
97	3	92	98	0.0000000000
98	3	93	99	0.0000000000
99	3	94	100	0.0000000000
100	3	95	101	0.0000000000
101	3	96	102	0.0000000000
102	3	97	103	0.0000000000
103	3	98	104	0.0000000000
104	3	99	105	0.0000000000
105	3	100	106	0.0000000000

IV.3.- Análisis por Cargas Horizontales.

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraron todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

Las acciones accidentales son las que no están dentro de el funcionamiento normal de la estructura y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. De estas acciones accidentales se hará énfasis en las acciones sísmicas, porque en la causa que provocó la rehabilitación en el edificio.

Se pueden establecer bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de las componentes horizontales, no simultáneas del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten, se combinarán entre sí como lo especificuen la Normas Técnicas Complementarias.

De acuerdo con las características de la estructura, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método estático, pues tiene una altura menor a 60 m. En el análisis se tendrán en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no estructural que sea significativo. Se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y cuando sean significativos los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos.

El método estático no toma en cuenta las características dinámicas de la estructura, y su aplicación consta esencialmente de los siguientes pasos:

Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.

La fuerza actuante donde se concentra una masa i es igual al peso de la misma W_i , razón por la cual es necesario determinar los pesos de todos los niveles, y los centros de masa de cada uno de ellos. Como se muestra a continuación:

La cuantificación de cargas se hará con referencia a la Planta número 3, siguiéndose un procedimiento similar para todas las plantas:

PLANTA 3

Cuantificación de cargas

Lona	
Vigueta y bovedilla	460 kg/m ²
Plafón	30 kg/m ²
Carga Muerta	490 kg/m ²
Carga Viva Instantánea	180 kg/m ²
Carga Total	670 kg/m ²

Trabes

$$0.40 \times 0.80 = 0.32\text{m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 768 \text{ kg/ml}$$

$$0.30 \times 0.80 = 0.24\text{m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 576 \text{ kg/ml}$$

$$0.30 \times 1.80 = 0.54\text{m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1296 \text{ kg/ml}$$

Columnas

Como las dimensiones de las columnas son diferentes, se muestra cómo se obtiene el peso/ml de una de ellas; y la suma de todas ellas en ese nivel.

$$0.80m \times 1.2m = 0.96m^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2304 \text{ kg/ml}$$

dimensiones

Pe volumétrico

La suma del Peso/ml de todas las columnas obtenido de la misma manera es

$$\text{Carga Total (Columnas)} = \underline{\underline{109\ 560}} \text{ kg/ml}$$

*Muros**Muros de concreto:*

Al igual que en columnas las dimensiones de los muros son diferentes y se seguirá la misma presentación.

$$0.30m \times 7.8m = 2.34m^2 \times 2400 \frac{\text{kg}}{m^3} = 5616 \text{ kg/ml}$$

dimensiones

P. V.

$$\text{Carga Total muros} = 41\ 971 \text{ kg/ml}$$

Muros de mampostería:

$$0.18m \times 30.30m = 5.46m^2 \times 1500 \text{ kg/m}^3 = 8181 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Carga Total muros mampostería} = 19\ 522 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Carga Total muros} = 61\ 495 \text{ kg/ml}$$

Rampas

Carga muerta	240 kg/m ²
Carga viva instantánea	150 kg/m ²
Carga total	390 kg/m ²

Escaleras

Carga muerta	360 kg/m ²
Carga viva inst.	150 kg/m ²
Carga total	510 kg/m ²

Resumen de Cargas

Losa	670 kg/m ²	x 2433 m ²	= 1 630 110 kg
Trabes	768 kg/ml	x 245 m	= 188 160 kg
	576 kg/ml	x 225 m	= 146 936 kg
	1296 kg/m	x 97. m	= 125 802 kg
Carga Total Trabes			460 898 kg

Columnas

	109 560 kg/m	x 4.25 m	= 465 630 kg
Muros	61 493 kg/ml	x 4.25m	= 261 345 kg
Rampas	390 kg/m ²	x 145.21 m ²	= 56 632 kg
Escaleras	510 kg/m ²	x 31.3 m ²	= 15 968 kg

Carga Total Entrepiso $\Sigma = 2 890$ Ton

En la siguiente tabla 4.21 se presentan los pesos de todos los entrepisos:

Entrepiso	W_i (Peso) Ton
1	2 567
2	2 266
3	2 890
4	2 542
5	2 269
6	2 250
7	2 240
8	2 238
9	2 215
10	2 207
11	2 558

Los pesos W_i de cada nivel son las fuerzas horizontales que se aplican en los centros de masa de cada piso. Se define al centro de masa como el punto donde se supone aplicada la fuerza P_i en cada nivel y es necesario conocerlo para la obtención de las excentricidades en el análisis por torsión.

En la tabla 4.2.2 se presenta la manera como se obtuvo el centro de masa del nivel 3. El procedimiento que se sigue lleva como primer punto el referir la planta del nivel a un sistema coordenado.

Los pesos de cada uno de los elementos que se encuentran en el entrepiso o de la suma de un grupo de ellos, se obtienen de la manera descrita anteriormente. Dichos pesos se concentran en puntos que se consideran en el centro de el elemento o tablero considerado.

Se obtienen las coordenadas de los puntos donde se concentran los pesos con respecto al origen del sistema.

Una vez que se determinan los datos, se hacen las operaciones que consisten en multiplicar los pesos por sus coordenadas, agrupando estas multiplicaciones en su dirección correspondiente para después sumarlas. Estas sumas se dividen entre el peso $\{ \Psi_i \}$ del entrepiso para así obtener las coordenadas del centro de masa.

En la figura 4.3.1 se muestra la localización de tres puntos, donde se supone concentrado el peso, dichos puntos son:

- 1 1 1 Travesaños localizados en el marco 7
- 1 2 1 Muro localizado en el marco J - K
- 1 3 1 Conjunto de columnas localizadas en el tablero limitado por los ejes 5 - 7 y H - K

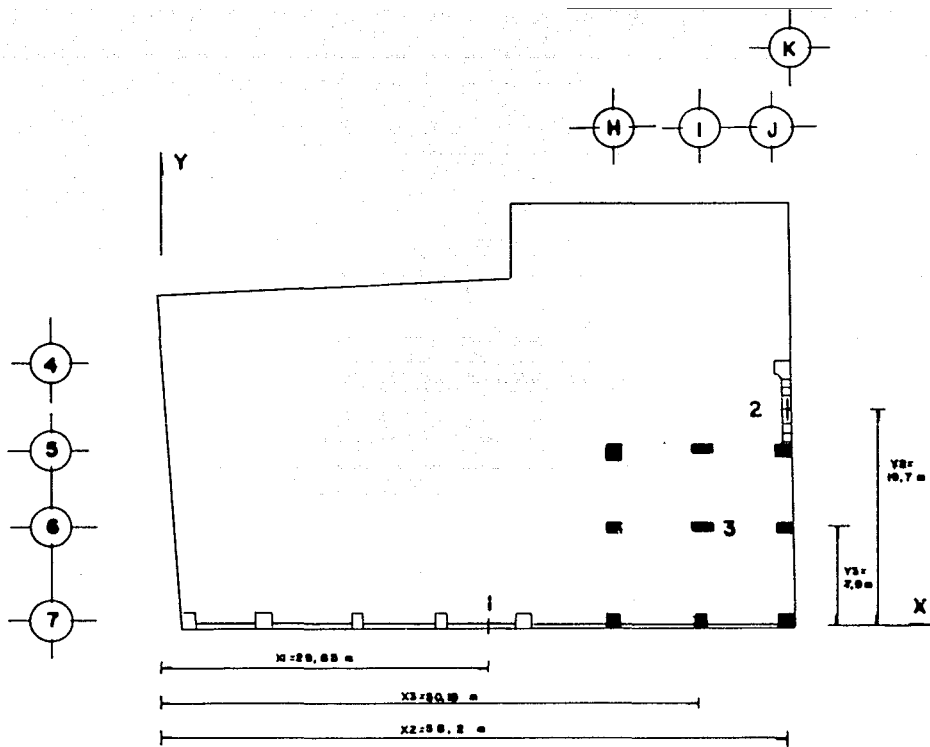


Fig. 4.3.1 Ejemplo de localización de elementos para el cálculo del centro de masas

Entrepiso 3

Concepto	Wi kg	X(M)	Y (M)	WX (kg-m)	WY (kg-M)
Losa	76464	25.45	27.785	1946008	2124552
250313	9.6	23.3		2403004	5832292
76543	9.6	4		734813	306172
136760	46.05	36.17		6297798	4946609
520503	46.05	15.99		23969163	8322843
169322	25.8	15.8		4368508	2675288
86832	9.6	4		833587	347328
284254	9.6	23.3		2728838	6623118
28817	21.75	10.55		626770	304019
Muros (2)	19656	58.2	19.70	1143979	387223
26208	29.5	23.6		773136	618509
32760	17.7	19.7		579852	645372
32760	42	19.7		1375920	645372
32760	1.5	19.7		49140	645372
22896	29.85	15.8		683267	361662
5670	25.8	17.5		146286	99225
5670	33.2	17.5		188244	99225
28633	1.3	15.5		37223	443812
31374	16.6	31.1		520808	975731
22963	46.05	40.37		1057446	927016
Tablas	23270	1.3	15.15	30251	352541
23654	9.6	15.4		227070	364272
23884	17.7	15.55		422747	371396
24192	25.8	15.75		624154	381024
31004	33.2	20.185		1029333	625816
31004	42	20.185		1302168	625816
31004	50.10	20.185		1553300	625816
52319	58.2	20.185		3044966	1056059
13996	46.05	40.37		643134	563807

Concepto	Wi kg	X(M)	Y(M)	WX(kg-m)	WY(kg-m)
	33523	29.16	31.97	975519	1071730
	33350	29.25	23.6	975488	787066
	33235	29.35	15.8	975447	525113
	32832	29.7	8.0	975110	262656
LL	73483	29.85	0	2193468	0
Columnas	127449	46.05	31.985	5869026	4676456
(3)	113169	50.10	7.9	5669767	894035
	110874	17.7	4	1962470	443496
	74001	8.65	19.7	640109	1457820
	36057	12.9	31.9	465135	1150480
	4.080	25.8	23.6	105264	96288
Escalenas	4038	19.2	20.25	77530	81770
	3946	21.2	20.25	83655	79907
	4038	38.5	20.25	155463	81770
	3946	40.5	20.25	159813	79907
Rampas	56632	21.48	4.125	1216455	233607
	2 890 132			81 840 632	61 665 682

$$X_m = \frac{\sum W_x}{\sum W_i} = 28.32 \text{ m}$$

$$Y_m = \frac{\sum W_y}{\sum W_i} = 21.34 \text{ m}$$

En la tabla siguiente se muestran los valores del centro de masa de todos los niveles los cuales, se obtuvieron de manera similar.

Entre piso	Coordenadas de los Centros de masa	
	X(m)	Y(m)
1	30.66	18.06
2	30.82	18.36
3	28.32	21.34
4	31.23	17.82
5	31.40	17.62
6	31.39	17.61
7	31.14	17.55
8	30.81	17.42
9	30.85	17.47
10	30.74	17.34
11	30.97	17.82

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante del nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables, sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la estructura.

La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masa del nivel i está dada por

$$P_i = \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_S \sum W_i$$

C_S es el factor de proporcionalidad y es el valor mayor entre C/Q y a .

El edificio está localizado en zona III (terreno compresible) y de acuerdo a la importancia de la construcción se clasifica como tipo B.

Considerando la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados, las características del edificio obtenidas del Reglamento para determinar la fuerza constante son:

$$C = 0.40$$

$$a = 0.10$$

$$Q = 2$$

A continuación se muestra en la siguiente tabla cómo se obtuvo la fuerza sísmica, la cortante y su posición en cada piso.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO:

$$C = 0,4$$

$$q = 2$$

$$d_0 = 0,10$$

$$p_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}$$

$$\sum w_i \cdot h_i$$

$$C S$$

$$\sum w_i$$

$$C/q = 0,4 = 0,20$$

$$\frac{2}{2}$$

$$\vee a_0$$

121

Dirección X

	Ton	Mts	Ton-m	Ton	Ton	M	Ton-m	Ton-m	M
ENTRE PZSO	w_i	h_i	$w_i h_i$	P_{ix}	V_{ix}	\bar{y}_i	$P_{ix} \bar{y}_i$	$\sum P_{ix} \bar{y}_i$	\bar{y}_i
11	2558	40,10	102 575,8	904,10	904,1	17,82	16 111,06	16 111,06	17,82
10	2207	36,80	81 217,6	715,85	1019,95	17,34	12 412,84	28 523,9	17,61
9	2215	33,5	74 202,5	654,02	2273,97	17,47	11 425,73	39 949,63	17,57
8	2238	30,9	69 154,2	609,52	2883,49	17,42	10 617,84	50 567,47	17,54
7	2340	26,9	60 256	531,09	3414,58	17,55	9 320,63	59 888,1	17,54
6	2250	23,6	53 100	468,02	3882,6	17,61	8 241,83	68 129,93	17,55
5	2269	20,3	46 060,7	405,96	4288,53	17,62	7 153,37	75 281,3	17,55
4	2542	17,00	43 214	380,89	4669,47	17,82	6 787,46	82 070,76	17,58
3	2890	11,8	34 102	300,57	4970,04	21,34	6 414,16	88 484,92	17,80
2	2266	8,5	19 261	169,77	5139,81	18,36	3 116,98	91 601,9	17,82
1	2567	4,8	12 321,6	108,60	5248,41	18,06	1 961,32	93 563,22	17,83
	26 242		595 465,4						

Dirección Y

CATEG PJSO	w_i	h_i	$w_i h_i$	P_{iy}	V_{iy}	\bar{X}	$P_{iy} \bar{X}$	$\sum P_{iy} \bar{X}$	X_i
11	2558	40,16	102 575,8	904,10	904,1	30,97	27 999,98	27 999,98	30,97
10	2207	36,8	81 217,6	715,85	1619,95	30,74	22 005,23	50 005,21	30,87
9	2215	33,5	74 202,5	654,02	2273,97	30,85	20 176,52	70 181,73	30,86
8	2238	30,9	69 154,2	609,52	2881,49	30,81	18 779,41	88 961,04	30,85
7	2240	26,9	60 256	531,09	3414,58	31,14	16 538,14	105 499,18	30,90
6	2250	23,6	53 100	468,02	3882,6	31,39	14 691,15	120 190,33	30,96
5	2269	20,3	46 060,7	405,98	4288,58	31,4	12 747,77	132 938,10	31
4	2549	17,0	43 214	380,89	4669,47	31,23	11 895,19	144 833,29	31,02
3	2890	11,8	34 102	300,57	4979,06	28,32	8 512,14	153 154,44	30,80
2	2266	8,5	19 261	169,77	5139,81	30,82	5 232,31	158 577,74	30,85
1	2567	4,8	12 321,6	108,60	5248,41	30,66	3 329,68	161 907,42	30,85
	26242		595 465,4						

El método estático requiere de conocer las rigideces de entrepiso de cada uno de los marcos que componen el sistema estructural. La estructuración del edificio en rehabilitación consta de marcos esqueléticos y combinados con muros de concreto y mampostería.

Para obtener rigideces de entrepiso de los marcos esqueléticos se empleará el método de Wilbur y los cálculos se harán manualmente. Para los marcos combinados con muros de concreto y mampostería, se tendrá que hacer una idealización en base a los métodos de la columna ancha y diagonal equivalente para poder analizarlos. El método para hacer el análisis es el mismo que se utilizó para el análisis por cargas verticales llamado ANET.

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza constante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcularla con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

Las fórmulas de Wilbur son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momentos de inercia constantes. La versión que aquí se presenta se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso.

- 21 Las fuerzas constantes entre los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De aquí resultan las siguientes expresiones suponiendo las columnas empotradas en la cimentación.

Para el primer entrepiso

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

Para el segundo entrepiso

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

Para entrepisos intermedios

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4 h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_{m-1} + h_n}{\sum K_{t m}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum K_{tn}} \right]}$$

En estas ecuaciones

R_n rigidez del entrepiso en cuestión

K_{tn} rigidez (J/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n

K_{cn} rigidez (J/L) de las columnas del entrepiso n

m, n, o Indices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba

h_n altura del entrepiso n

Para el entrepiso superior, si se acepta que la constante del penúltimo piso es el doble que la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo $2h_n$ en vez de h_n y haciendo $h_0 = 0$.

K_{tn} y K_{cn} son las rigideces relativas de traves y columnas, obtenidas de dividir el momento de inercia entre la longitud de cada elemento. El momento de inercia debe tomarse respecto al eje en que se flexiona el elemento al actuar las cargas laterales sobre el marco.

Para ver la aplicación de estas fórmulas, se obtendrá la rigidez del primer entrepiso del marco 7; ya que la aplicación de las otras fórmulas se basa en el mismo principio.

Traves:



180

40

$$\text{Momento Inercia} = \frac{b h^3}{12} = 14\,580\,000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Rigidez Relativa} = \frac{14\,580\,000}{810} = 18\,000 \text{ cm}^3$$

$$\sum K_{ti} = 7 \text{ traves} \times 18\,000 \text{ cm}^3 = 126\,000 \text{ cm}^3$$

Columnas:	Dimensiones	M ³ (cm ³)	Lcm	Rigidez Relativa Kc cm ³
1	100 x 120	10 000 000	480	833
2	100 x 145	12 083 333	"	173
3	105 x 145	13 987 968	"	141
4	100 x 145	12 083 333	"	173
5	120 x 150	21 600 000	"	000
6	105 x 145	13 987 968	"	141
7	100 x 145	12 083 333	"	173
8	150 x 150	42 187 500	"	890
			$\sum Kc1 =$	287 524 cm ³

El módulo de elasticidad del marco es igual a 200 000 kg/cm², éstos son los datos necesarios para aplicar la fórmula de Wilbur para el primer entrepiso, dicha fórmula da el resultado siguiente:

$$K1 = \frac{48 (200\,000 \text{ kg/cm}^2)}{480 \left[\frac{4(480 \text{ cm})}{230\,000 \text{ cm}^3} + \frac{(480 \text{ cm} + 370 \text{ cm})}{126\,000 \text{ cm}^3 + \frac{230\,000 \text{ cm}^3}{12}} \right]}$$

$$K1 = 1401 \text{ Ton/cm}$$

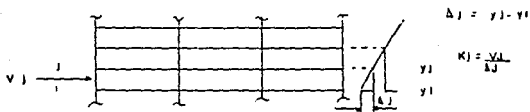
Aplicando las otras fórmulas de Wilbur para obtener las rigideces de los entrepisos, se obtuvieron los siguientes datos:

Entrepiso	Rigidez de entrepiso -
1	1402
2	1210
3	1372
4	542
5	1251
6	1272
7	1116
8	1136
9	1096
10	1023
11	802

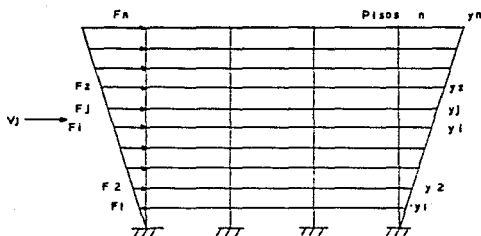
Los marcos a los cuales se aplicaron estas fórmulas son el 7, 6, C y H, que son los marcos regulares formados solamente por traveses y columnas.

En marcos ordinarios de edificios, el empleo de sistemas de carga que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis; introduce errores de poca importancia y usualmente es aceptable calcular las rigideces a partir de hipótesis simplificadas sobre la forma del sistema de fuerzas laterales. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

Si se quiere aplicar un programa de computadora para obtener las rigideces de entrepiso, se debe partir de definir a la rigidez de entrepiso como la fuerza constante que ocasiona un desplazamiento relativo unitario entre los dos pisos que limitan al entrepiso.



De acuerdo con esta definición la rigidez depende del sistema de cargas actuantes. Sin embargo, esta dependencia no es importante si se dispone de un programa de computadora para el análisis de marcos, las rigideces pueden calcularse suponiendo que en el marco actúa un sistema cualquiera de cargas de distribución lineal.



Valores arbitrarios de F_1, F_2, \dots, F_n

Mediante el programa se calculan los desplazamientos laterales y_1, y_2, \dots, y_n

$$\text{La rigidez vale } KJ = \frac{VJ}{\Delta y}$$

$$\text{donde } \Delta y = y_j - y_i$$

$$V_j = \sum_{i=1}^n F_i$$

El programa de computadora ANET que se utiliza para obtener las rigideces de entrepiso, se utilizó en los marcos A-B, D, E, F-G, H, J-K, 1, 2-3, 4 y 5.

Como ejemplo de la utilización del programa se muestra el alzado, la topología requerida y la información decididamente agrupada para el marco H.

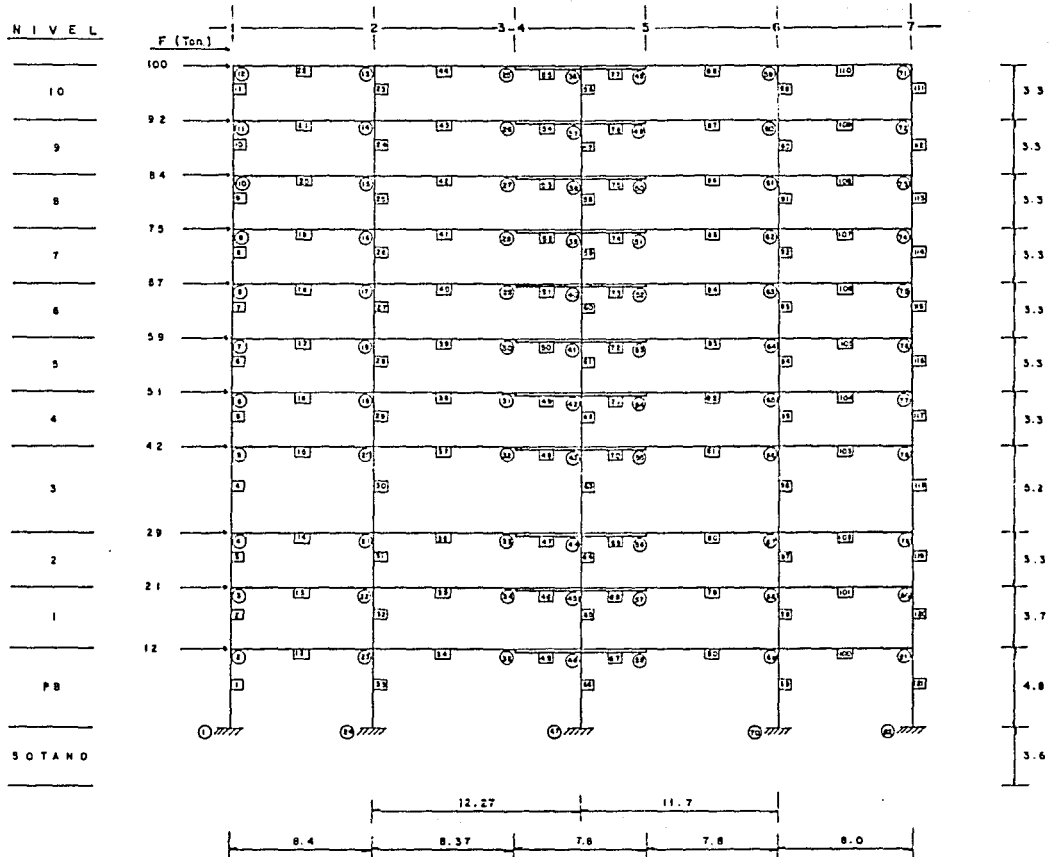


FIG. 4.3.2 TOPOLOGIA MARCO H

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

RESUMEN DE LOS ELEMENTOS

SUBELEMENTO	1	2	3	4	5
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

11	1127912	1127912	1127912	1127912	1127912
12	1127913	1127913	1127913	1127913	1127913
13	1127914	1127914	1127914	1127914	1127914
14	1127915	1127915	1127915	1127915	1127915
15	1127916	1127916	1127916	1127916	1127916
16	1127917	1127917	1127917	1127917	1127917
17	1127918	1127918	1127918	1127918	1127918
18	1127919	1127919	1127919	1127919	1127919
19	1127920	1127920	1127920	1127920	1127920
20	1127921	1127921	1127921	1127921	1127921

NO	DATE	DESCRIPTION	AMOUNT	BALANCE	REMARKS
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
31					
32					
33					
34					
35					
36					
37					
38					
39					
40					
41					
42					
43					
44					
45					
46					
47					
48					
49					
50					
51					
52					
53					
54					
55					
56					
57					
58					
59					
60					
61					
62					
63					
64					
65					
66					
67					
68					
69					
70					
71					
72					
73					
74					
75					
76					
77					
78					
79					
80					
81					
82					
83					
84					
85					
86					
87					
88					
89					
90					
91					
92					
93					
94					
95					
96					
97					
98					
99					
100					

NÚMERO	COORDENADAS	COORDENADAS	COORDENADAS	COORDENADAS	COORDENADAS	COORDENADAS
17	15	15	15	15	15	15
18	16	16	16	16	16	16
19	17	17	17	17	17	17
20	18	18	18	18	18	18
21	19	19	19	19	19	19
22	20	20	20	20	20	20
23	21	21	21	21	21	21
24	22	22	22	22	22	22
25	23	23	23	23	23	23
26	24	24	24	24	24	24
27	25	25	25	25	25	25
28	26	26	26	26	26	26
29	27	27	27	27	27	27
30	28	28	28	28	28	28
31	29	29	29	29	29	29
32	30	30	30	30	30	30
33	31	31	31	31	31	31
34	32	32	32	32	32	32
35	33	33	33	33	33	33
36	34	34	34	34	34	34
37	35	35	35	35	35	35
38	36	36	36	36	36	36
39	37	37	37	37	37	37
40	38	38	38	38	38	38
41	39	39	39	39	39	39
42	40	40	40	40	40	40
43	41	41	41	41	41	41
44	42	42	42	42	42	42
45	43	43	43	43	43	43
46	44	44	44	44	44	44
47	45	45	45	45	45	45
48	46	46	46	46	46	46
49	47	47	47	47	47	47
50	48	48	48	48	48	48
51	49	49	49	49	49	49
52	50	50	50	50	50	50
53	51	51	51	51	51	51

CAPAC EN NUDOS

NUDO	F1	F2	F3	F4	F5	F6
1	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
2	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
3	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
4	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
5	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
6	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
7	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
8	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
9	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
10	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
11	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
12	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04

NUDOS RESTRINGIDOS

NUDO	X	Y	Z	F4	F5	F6
1	1	1	0	0	0	1
2	1	1	0	0	0	1
47	1	1	0	0	0	1
70	1	1	0	0	0	1
92	1	1	0	0	0	1

FUERZAS EN ELEMENTOS

ELEM	NUDO	F1	F2	F3	F4	F5	F6
1	1	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
2	2	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
3	3	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
4	4	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
5	5	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
6	6	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
7	7	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
8	8	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
9	9	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
10	10	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
11	11	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
12	12	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
13	13	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
14	14	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
15	15	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
16	16	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
17	17	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
18	18	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
19	19	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
20	20	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
21	21	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
22	22	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
23	23	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
24	24	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
25	25	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04
26	26	1.14742E+04	-1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04	1.14742E+04

Rígideces de entablado de las marcas en dirección X
y la suma de las mismas.

A-B	C	D	E	F-G	H	I	J-K	$Kq = \sum \frac{K}{n} \cdot l$
1	2810	540	1320	855	856	1663	433	2050
2	1286	240	755	340	375	877	270	1450
3	1640	220	690	345	360	728	240	1490
4	895	130	270	255	343	128	630	1001
5	921	195	450	395	450	488	202	1100
6	698	198	455	345	395	429	207	1135
7	641	185	430	285	340	374	206	1050
8	614	177	412	215	285	324	207	975
9	528	168	247	180	225	261	200	948
10	522	155	210	158	163	191	192	910
11	365	135	157	118	108	118	150	795

	A-B	C	D	E	F-G	H	I	J-K	$Kg = \sum_{i=1}^n K_i f_i$
1	2810	540	1320	845	856	1463	433	2050	10317
2	1786	240	755	340	375	877	270	1450	6093
3	1620	220	690	345	360	728	240	1390	5593
4	895	130	350	270	255	343	128	630	3001
5	921	195	450	395	450	488	202	1100	4201
6	698	198	455	345	395	429	207	1115	3862
7	641	185	430	285	340	374	206	1050	3511
8	614	177	412	215	285	324	207	975	3209
9	578	168	297	180	225	261	200	948	2857
10	522	145	210	148	163	191	192	930	2501
11	365	135	157	118	108	118	150	795	1946

Rigideces de entrapamiento de los marcos en dirección X
y la suma de las mismas.

Марка Ентерия	1	2-3	4	5	6	7	$K_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n K_i$
1	1150	1501	2847	2100	760	1402	9960
2	870	859	1723	1300	750	1210	6712
3	690	672	1415	1200	640	1172	6009
4	325	314	712	680	305	542	2878
5	315	317	1025	445	230	1251	3583
6	270	267	720	305	215	1272	3049
7	260	256	635	300	210	1166	2827
8	247	244	558	286	195	1116	2666
9	233	229	445	264	178	1096	2445
10	212	205	324	225	150	1023	2119
11	155	144	196	145	135	802	1612

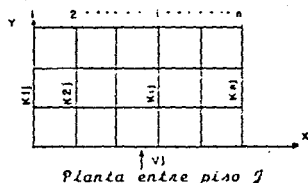
Tabla: Rigideces de entrapamiento de los muelles en dirección Y
y la suma de las mismas.

Una vez que se obtuvieron los resultados de la corrida del programa y retomando las fórmulas para obtener el desplazamiento relativo y la rigidez de entrepiso. El procedimiento queda definido en la siguiente tabla.

Marco H

Nudo	Desplazamiento Y_i (cm)	Constante $V_j = \sum F_i$ (Ton)	Desplazamiento Relativo $\frac{\Delta Y_i}{Y_i}$	Rigidez Relativa $K = \frac{V_i}{\Delta Y_i}$
12	10.93	100.00	0.85	118
11	10.08	191.77	1.00	191
10	9.07	275.31	1.06	261
9	8.02	350.62	1.05	324
8	6.94	417.70	1.12	374
7	5.82	476.55	1.11	429
6	4.71	527.17	1.08	488
5	3.63	570.56	1.67	343
4	1.96	599.99	0.82	728
3	1.14	621.19	0.71	877
2	0.43	633.16	0.43	1463
1	0			

Si consideramos un edificio regular (planta rectangular con marcos ortogonales) y suponemos que el sismo actúa paralelo a uno de los ejes de referencia. En un entrepiso J , el constante sísmico será resistido por todos los elementos paralelos a él.



Pueden sumarse todas las rigideces de estos elementos y considerarse:

$$K_j = \sum_{i=1}^n K_i \quad K_j = \text{Rigidez Total del entrepiso } j.$$

Tomando en cuenta esta consideración y una vez obtenidas las rigideces de entrepiso de todos los marcos en ambas direcciones, los resultados quedan resumidos en las siguientes tablas: una para cada dirección.

Para hacer la revisión de los desplazamientos laterales, se partirá de la relación $K_j = \frac{V_j}{\Delta_j}$

Siendo en este caso

K_j Rigidez total del entrepiso j
 V_j Cargante total del entrepiso j
 Δ_j Desplazamiento del entrepiso j

Si se tiene como datos la rigidez y la fuerza cargante de cada entrepiso en las dos direcciones, se obtienen los desplazamientos.

Dirección X

Entrepiso	Cargante	Rigidez	Δ_i (cm)	h_i (m)	Δ_i/h_i
11	904	1946	0.46	330	0.001
10	1620	2501	0.65	330	0.002
9	2274	2857	0.80	330	0.002
8	2883	3209	0.90	330	0.003
7	3414	3511	0.97	330	0.003
6	3883	3862	1.01	330	0.003
5	4289	4201	1.02	330	0.003

4	4669	3001	1.56	520	0.003
3	4970	5593	0.89	330	0.003
2	5140	6093	0.84	370	0.002
1	5248	10317	0.51	480	0.001

Dirección Y

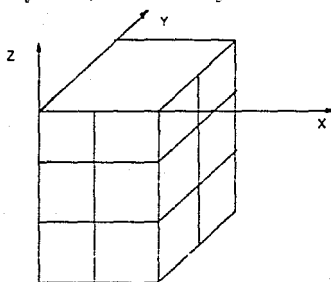
Entrepiso	Constante	Rigidez	d_i	h_i	d_i/h_i
11	904	1632	0.55	330	0.002
10	1620	2139	0.76	330	0.002
9	2274	2445	0.93	330	0.003
8	2883	2666	1.08	330	0.003
7	3414	2827	1.21	330	0.004
6	3883	3049	1.27	330	0.004
5	4289	3583	1.20	330	0.004
4	4669	2878	1.62	520	0.003
3	4970	6009	0.83	330	0.003
2	5140	6712	0.77	370	0.002
1	5248	9960	0.53	480	0.001

Los desplazamientos laterales debidos a las fuerzas constantes horizontales, calculadas con el método estático, de acuerdo con el reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

En las dos direcciones los desplazamientos laterales no rebasan el límite 0.006, es por ello que estos desplazamientos laterales se toman en general, como aceptables.

Existen dos procedimientos para distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos de un edificio entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o muros y/o contravientos).

El método que se utiliza considera al edificio referido a los ejes X , Y (horizontales) y al eje Z (vertical).



Si se desprecia el acortamiento de las columnas, bajo la acción de cargas laterales, cada planta puede tener 3 movimientos. Desplazamientos X_i , Y_i paralelos a los ejes coordenados X , Y y giro θ_i en torno al eje Z . Cada planta tiene 3 grados de libertad si el edificio tiene n pisos tendrá $3n$ grados de libertad.

El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes consistente en los siguientes pasos:

- La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masa de cada nivel i se calcula como se describió al principio de este capítulo.
- Se obtiene por equilibrio estático la línea de

acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.

- c) Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
- d) 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 cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el 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:

$$x_t = \frac{\sum (R_j y_j x_j)}{\sum R_j y_j} \quad y_t = \frac{\sum (R_j x_j y_j)}{\sum R_j x_j}$$

El momento polar de inercia J de la planta vale

$$J = \sum_{j=A}^M R_{xj} y_{jt}^2 + \sum_{i=1}^N R_{yi} x_{it}^2$$

- e) La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente cualquiera es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuestamente actuando en el centro de torsión, y el debido al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada del sismo

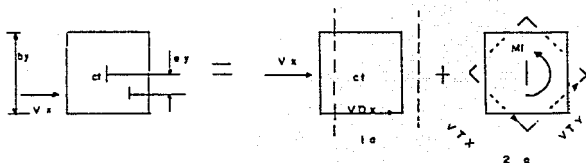
es paralela al eje X, se obtienen las cortantes siguientes.

En los elementos resistentes X, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión.

$$V D_x J = \frac{V_x R J_x}{\sum R J_x}$$

A estos cortantes se les llama directos.

La acción de la fuerza cortante V_x en el centro de cortante CV se descompone en dos etapas.



En la primera, el cortante aplicado en el centro de torsión produce desplazamiento y cortantes directos en cada elemento resistente.

En el segundo se aplica un momento torsionante M_t que produce giros y cortantes en cada elemento resistente que se denomina cortante de torsión.

M_t es el producto del cortante por la excentricidad

$$M_t x = V_x \cdot e_y$$

La excentricidad teórica o calculada es la diferencia de coordenadas entre el centro de torsión y el centro de cortante.

$$e_{yc} = Y_T - Y_v \text{ o } e_{xc} = X_T - X_v$$

Sin embargo los reglamentos tomando en cuenta incertidumbres de cálculo, recomienda utilizar dos valores prácticos de la excentricidad.

$$e_{y1} = 1.5 e_{yc} + 0.10 b_y$$

$$e_{y2} = e_{yc} - 0.10 b_y$$

b = Mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

Los constantes de torsión se determinan para dos momentos torsionantes $MT1$ y $MT2$

$$MT1 = V_x \cdot e_{y1}$$

$$MT2 = V_x \cdot e_{y2}$$

Las constantes de torsión se calculan con las siguientes expresiones.

$$VT_i = \frac{M_i}{\sum} \frac{K_{Yi} \bar{X}_{it}}{\sum} \quad VT_j = \frac{M_j}{\sum} \frac{K_{Xj} \bar{Y}_{jt}}{\sum}$$

El constante total en cada elemento es la suma del constante directo más el constante de torsión mas desfavorable.

$$V_{ix} = VD_{ix} + VT_{ix} \quad \text{El más desfavorable de los producidos por } MT1 \text{ ó } MT2$$

En las expresiones anteriores

V_x , V_y fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado en las direcciones X y Y respectivamente

X_{jt} , Y_{jt} distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

- f) El análisis se hace suponiendo primero que el cortante en la planta es paralelo al eje X y después que es paralelo al eje Y. Con fines de diseño y tomando en cuenta que el sismo puede actuar en cualquier dirección, en cada elemento resistente se toma como cortante el más desfavorable de estas combinaciones.

$$V1i = Vxi + 0.3 Vyi$$

$$V2i = 0.30 Vxi + Vyi$$

Donde Vxi es el cortante en el elemento i suponiendo que el cortante total en la planta es paralelo al eje X, Vyi es el cortante en el elemento i suponiendo que el cortante total en la planta es paralelo al eje Y.

A continuación se presentan los cálculos para el entrepiso 1.

Cenizas de Tonáidn

Entrepiso 1

Marcos en dirección Y

	K_y (Ton/cm)	X (cm)	$K_y X$ (Ton)	\bar{X} (cm)	$K_y \bar{X}$ (Ton)	$K_y \bar{X}^2$
A	2810	0	0	-2622.45	-7369.085	19325.055650
C	540	810	437.400	-1812.45	-978.723	1773.886501
D	1320	1620	2138.400	-1002.45	-1323.234	1326.475923
E	845	2430	2053.350	-192.45	-162.620	31.296267
F	856	3240	2773.440	617.55	528.6228	326.451010
H	1463	4050	5925.150	1427.55	2088.505	2981.446241
J	443	4860	2104.380	2237.55	968.859	2167.870791
J	2050	5670	11623.500	3047.55	6247.477	1.939 X 10 ¹⁰
	10317		27055.620		0	4.7317 ¹⁰

$$X_T = \frac{27055.620}{10317} = 2622.45 \text{ cm.}$$

$$\Phi = K_y \bar{x}^2 + K_x \bar{y}^2 = 6.16410$$

Marcos en dirección X

	K_x	y	$K_x y$	\bar{y}	$K_x \bar{y}$	$K_x \bar{y}^2$
7	1402	0	0	-2046.55	-2869.263	5872.090397
6	760	800	608.000	-1246.55	-947.378	1180.954046
5	2300	1580	3634.000	-466.55	-1073.065	500.638476
4	2847	2360	6718.920	313.45	892.392	279.720319
3	1501	3190	4788.190	1143.45	1716.318	1962.524332
1	1150	4030	4634.506	1983.45	2280.967	4524.184988
	9960		20383.610		0	1.432 ¹⁰

$$y_T = \frac{20383.610}{9960} = 2046.55 \text{ cm}$$

DISTRIBUCION DE CORTANTE EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE ENTREPISO 1

Dirección X

$V_x = 5258$

$Y_T = 2046$

$Y_v = 1783$

$\sum J = 6.164^{10}$

$B = 4037$

$e_{yc} = Y_T - Y_v = 263$

$e_{y1} = 1.5 e_{yc} + 0.10 B_y = 798.2$

$e_{y2} = e_{yc} - 0.10 B_y = -140.76$

$M_1 = V_x \times e_{y1} = 4189280$

$M_2 = V_x \times e_{y2} = 738451.29$

Constantes dirección X

$$V_d = K \times V : \quad V_d J = M_d \quad \frac{K \times J}{\sum Kx} \quad \frac{Y J d}{\sum J d}$$

Contribución Y

$$V_{di} = M_d \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} \quad \frac{X i d}{\sum X i d} \quad (\text{mayor valor absoluto})$$

Constantes dirección X					Contribución Y		
MARCO	VD	UT1	VT2	UdU VTJ	MARCO	VT1	UTL
7	738.78	195.01	- 34.37	933.79	A-B	- 500.83	88.28
6	400.48	64.39	- 11.35	464.87	C	- 66.52	11.73
5	1211.98	72.93	- 12.86	1284.91	D	- 89.93	15.85
4	1500.22	- 60.65	10.09	1510.91	E	- 11.05	1.95
2-3	790.95	116.65	- 20.36	907.6	F, G	35.93	- 6.33
1	605.95	155.02	- 27.33	761.01	H	141.94	- 25.02
					I	65.85	- 11.61
					J-K	429.6	- 74.85

DISTRIBUCION DE CORTANTE EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE ENTREPISO 1

Dirección X

$$V_x = 5258$$

$$y_T = 2046$$

$$y_v = 1783$$

$$J = 6.16410$$

$$B = 4037$$

$$e_{yc} = y_T - y_v = 263$$

$$e_{y1} = 1.5e_{yc} + 0.10 B_y = 798.2$$

$$e_{y2} = e_{yc} - 0.10 B_y = -140.76$$

$$M1 = V \times e_{y1} = 4189280$$

$$M2 = V \times e_{y2} = 738451.29$$

Constantes dirección X

$$V_d = K_x V ; \quad V_d J = M_d \quad \frac{K_x J}{\sum K_x} \quad y_j \quad \frac{y_j}{J}$$

Contribución y

$$V_{di} = M_d \frac{K_{yi}}{J} X_i \quad (\text{mayor valor absoluto})$$

Constantes dirección X					Contribución y		
MARCO	VD	UT1	VT2	UdL VTJ	MARCO	VT1	UTL
7	738.78	195.01	- 34.37	533.79	A-B	- 500.83	88.28
6	400.48	64.39	- 11.35	464.87	C	- 60.52	11.71
5	1211.98	72.93	- 12.86	1284.91	D	- 89.93	15.85
4	1500.22	- 60.65	10.69	1510.91	E	- 11.05	1.95
2-3	790.95	116.65	- 20.56	907.6	F-G	35.93	- 6.33
1	605.99	155.02	- 27.33	761.01	H	141.94	- 25.02
					J	65.85	- 11.61
					J-K	424.6	- 74.85

Dirección Y

$$V_y = 5248,41$$

$$Y_t = 2622,45$$

$$Y_v = 3085$$

$$\bar{Y} = 6.164^{10}$$

$$B = 5820$$

$$e_{yc} = Y_t - Y_v = 462,55$$

$$e_1 = 1,5 e_{yc} + 0,1 B x = 1275,83$$

$$e_2 = e_{yc} - 0,10 B x = -119,45$$

$$M_1 = V_y e_1 = 6.696.052$$

$$M_2 = M_2 = V_y e_2 = -626.922$$

Constantes dirección Y

$$V_d = \frac{K_{yV}}{\sum K_y}$$

$$V_{ti} = \frac{M_i K_{yi} X_{it}}{\bar{Y}}$$

Contribución X

$$VT_i = \frac{M_i K_{yV}}{\bar{Y}} \frac{Y_{jt}}{Y_t} \quad (\text{Rige mayor valor absoluto})$$

MARCO	Vd	VT1	VT2	Vd x VTi	MARCO	VT1	VT2
A-B	14,29,49	806,52	- 74,95	- 230,01	7	- 311,69	29,18
C	273,71	106,32	- 9,95	381,03	6	- 102,92	9,64
D	675,5	143,75	- 13,46	815,25	5	- 116,57	10,91
E	429,86	17,67	- 1,65	457,53	4	96,94	- 9,08
F-G	435,46	- 57,43	5,38	440,84	2-3	186,45	- 17,46
H	744,25	- 226,88	21,24	765,49	1	247,79	- 23,20
I	220,27	- 105,25	9,85	230,12			
J-K	1652,87	- 687,67	64,54	1166,31			

Tomando en cuenta que el sismo puede actuar en cualquier dirección, en cada elemento resistente se toma como constante el más desfavorable de estas combinaciones.

$$V1i = Vxi + 0.3 Vy_i$$

$$V2i = 0.3Vxi + Vy_i$$

ENTREPISO 1

Dirección X

MARCO	Contribuciones		V 1i	V 2i
	X	y		
7	433.74	311.09	1027.30	591.83
6	464.87	102.92	495.75	242.38
5	1297.47	116.57	1314.88	502.04
4	1510.91	40.94	1534.99	550.21
3-3	907.00	187.47	903.54	458.73
1	761.01	247.74	835.35	476.04

Dirección Y

MARCO	Contribuciones		V 1i	V 2i
	X	y		
A-B	500.83	2230.01	1169.83	2380.26
C	60.52	387.03	180.83	400.99
D	89.93	815.25	334.51	842.23
E	11.05	447.53	145.31	450.95
F-G	35.93	440.84	168.18	457.02
H	141.44	765.49	371.59	808.07
I	65.35	230.12	134.84	247.88
J-A	424.6	1106.41	750.52	1233.79

Como se observa en las tablas el constante más desfavorable para la dirección X es la combinación VII y para la dirección Y V2i. De la misma manera se distribuyó el constante en todos los entrepisos.

Conociendo el sistema de cargas que actúa en cada marco y entrepiso, éste se analiza de acuerdo al método que se está utilizando llamado ANET.

A continuación se presenta el alzado, la topología requerida y la información para el marco J.

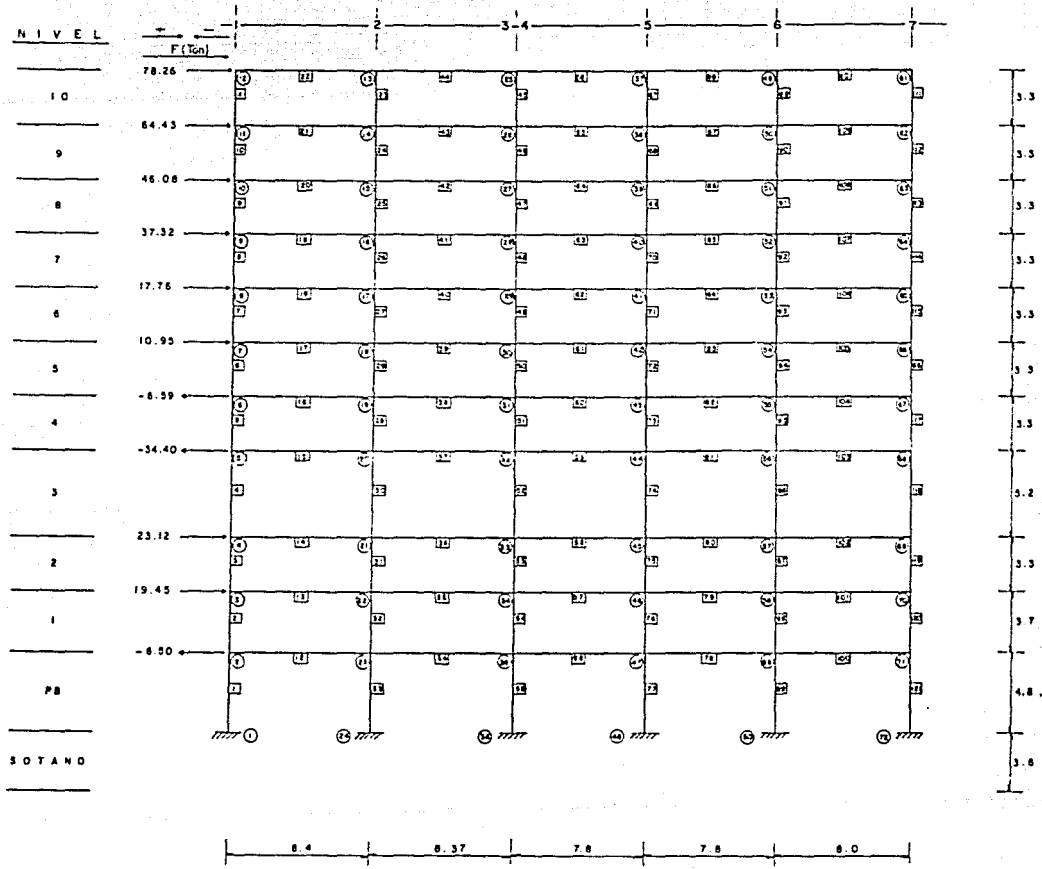


FIG.4.3.3 TOPOLOGIA MARCO I

GEOMETRÍA DE LA EDIFICACIÓN

ELEMENTO	TOTAL	NO. DISEÑOS	NO. PUN.	NO. DE DISEÑOS
1	1	1	2	0000000000
2	1	1	1	0000000000
3	1	1	1	0000000000
4	1	1	1	0000000000
5	1	1	1	0000000000
6	1	1	1	0000000000
7	1	1	1	0000000000
8	1	1	1	0000000000
9	1	1	1	0000000000
10	1	1	1	0000000000
11	1	1	1	0000000000
12	1	1	1	0000000000
13	1	1	1	0000000000
14	1	1	1	0000000000
15	1	1	1	0000000000
16	1	1	1	0000000000
17	1	1	1	0000000000
18	1	1	1	0000000000
19	1	1	1	0000000000
20	1	1	1	0000000000
21	1	1	1	0000000000
22	1	1	1	0000000000
23	1	1	1	0000000000
24	1	1	1	0000000000
25	1	1	1	0000000000
26	1	1	1	0000000000
27	1	1	1	0000000000
28	1	1	1	0000000000
29	1	1	1	0000000000
30	1	1	1	0000000000
31	1	1	1	0000000000
32	1	1	1	0000000000
33	1	1	1	0000000000
34	1	1	1	0000000000
35	1	1	1	0000000000
36	1	1	1	0000000000
37	1	1	1	0000000000
38	1	1	1	0000000000
39	1	1	1	0000000000
40	1	1	1	0000000000
41	1	1	1	0000000000
42	1	1	1	0000000000
43	1	1	1	0000000000
44	1	1	1	0000000000
45	1	1	1	0000000000
46	1	1	1	0000000000
47	1	1	1	0000000000
48	1	1	1	0000000000
49	1	1	1	0000000000
50	1	1	1	0000000000
51	1	1	1	0000000000
52	1	1	1	0000000000
53	1	1	1	0000000000
54	1	1	1	0000000000
55	1	1	1	0000000000
56	1	1	1	0000000000
57	1	1	1	0000000000
58	1	1	1	0000000000
59	1	1	1	0000000000
60	1	1	1	0000000000
61	1	1	1	0000000000
62	1	1	1	0000000000
63	1	1	1	0000000000
64	1	1	1	0000000000
65	1	1	1	0000000000
66	1	1	1	0000000000
67	1	1	1	0000000000
68	1	1	1	0000000000
69	1	1	1	0000000000
70	1	1	1	0000000000
71	1	1	1	0000000000
72	1	1	1	0000000000
73	1	1	1	0000000000
74	1	1	1	0000000000
75	1	1	1	0000000000
76	1	1	1	0000000000
77	1	1	1	0000000000
78	1	1	1	0000000000
79	1	1	1	0000000000
80	1	1	1	0000000000
81	1	1	1	0000000000
82	1	1	1	0000000000
83	1	1	1	0000000000
84	1	1	1	0000000000
85	1	1	1	0000000000
86	1	1	1	0000000000
87	1	1	1	0000000000
88	1	1	1	0000000000
89	1	1	1	0000000000
90	1	1	1	0000000000
91	1	1	1	0000000000
92	1	1	1	0000000000
93	1	1	1	0000000000
94	1	1	1	0000000000
95	1	1	1	0000000000
96	1	1	1	0000000000
97	1	1	1	0000000000
98	1	1	1	0000000000
99	1	1	1	0000000000
100	1	1	1	0000000000

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

CARGAS EN NUBES

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14	F15	F16	F17	F18	F19	F20	F21	F22	F23	F24	F25	F26	F27	F28	F29	F30	F31	F32	F33	F34	F35	F36	F37	F38	F39	F40	F41	F42	F43	F44	F45	F46	F47	F48	F49	F50	F51	F52	F53	F54	F55	F56	F57	F58	F59	F60	F61	F62	F63	F64	F65	F66	F67	F68	F69	F70	F71	F72	F73	F74	F75	F76	F77	F78	F79	F80	F81	F82	F83	F84	F85	F86	F87	F88	F89	F90	F91	F92	F93	F94	F95	F96	F97	F98	F99	F100
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

NUBES REFRESCADAS

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

FUERZAS EN ELEMENTOS

		F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14	F15	F16	F17	F18	F19	F20	F21	F22	F23	F24	F25	F26	F27	F28	F29	F30	F31	F32	F33	F34	F35	F36	F37	F38	F39	F40	F41	F42	F43	F44	F45	F46	F47	F48	F49	F50	F51	F52	F53	F54	F55	F56	F57	F58	F59	F60	F61	F62	F63	F64	F65	F66	F67	F68	F69	F70	F71	F72	F73	F74	F75	F76	F77	F78	F79	F80	F81	F82	F83	F84	F85	F86	F87	F88	F89	F90	F91	F92	F93	F94	F95	F96	F97	F98	F99	F100
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	

10	2.121082E+01	2.121082E+01	4.242164E+01	4.242164E+01	4.242164E+01	4.242164E+01	8.484328E+01
11	3.629032E+01	4.381801E+01	4.614733E+01	4.887301E+01	5.159869E+01	5.432437E+01	6.004808E+01
12	4.624974E+01	5.069682E+01	5.338130E+01	5.606578E+01	5.875026E+01	6.143474E+01	6.715922E+01
13	5.349886E+01	5.783620E+01	6.052568E+01	6.321516E+01	6.590464E+01	6.859412E+01	7.470732E+01
14	5.832848E+01	6.256558E+01	6.525506E+01	6.794454E+01	7.063402E+01	7.332350E+01	7.981152E+01
15	6.114830E+01	6.499506E+01	6.768454E+01	7.037402E+01	7.306350E+01	7.545298E+01	8.194092E+01
16	6.248812E+01	6.583444E+01	6.852392E+01	7.121340E+01	7.390298E+01	7.629246E+01	8.347032E+01
17	6.283794E+01	6.600382E+01	6.869330E+01	7.138278E+01	7.407236E+01	7.646184E+01	8.363972E+01
18	6.248776E+01	6.583320E+01	6.852268E+01	7.121216E+01	7.390174E+01	7.629122E+01	8.347012E+01
19	6.144758E+01	6.499258E+01	6.768206E+01	7.037154E+01	7.306112E+01	7.545060E+01	8.194052E+01
20	5.950740E+01	6.321096E+01	6.590044E+01	6.852002E+01	7.121050E+01	7.390008E+01	7.981092E+01
21	5.656722E+01	6.052482E+01	6.321430E+01	6.583366E+01	6.852422E+01	7.121470E+01	7.715932E+01
22	5.282704E+01	5.683868E+01	5.952816E+01	6.214750E+01	6.493784E+01	6.742834E+01	7.281872E+01
23	4.788686E+01	5.189850E+01	5.458798E+01	5.720732E+01	5.955142E+01	6.204190E+01	6.747812E+01
24	4.244668E+01	4.645832E+01	4.914780E+01	5.176714E+01	5.411124E+01	5.665546E+01	6.213752E+01
25	3.620650E+01	4.001814E+01	4.270762E+01	4.532696E+01	4.767106E+01	4.976902E+01	5.529692E+01
26	2.926632E+01	3.257796E+01	3.526744E+01	3.888678E+01	4.123088E+01	4.332844E+01	4.645832E+01
27	2.172614E+01	2.513778E+01	2.784656E+01	3.244660E+01	3.479070E+01	3.638780E+01	3.911872E+01
28	1.388596E+01	1.769760E+01	2.040642E+01	2.600642E+01	2.835054E+01	2.994994E+01	3.227812E+01
29	6.144578E+00	7.403742E+00	8.697916E+00	9.992090E+00	1.128627E+01	1.258054E+01	1.387481E+01
30	1.944560E+00	2.293744E+00	2.683928E+00	3.074112E+00	3.444506E+00	3.804890E+00	4.165274E+00
31	6.144578E+00	7.403742E+00	8.697916E+00	9.992090E+00	1.128627E+01	1.258054E+01	1.387481E+01

TABLED LN LUB APPROX

X	Y	Z	W	V
1	2.121082E+01	2.121082E+01	4.242164E+01	4.242164E+01
10	2.121082E+01	4.381801E+01	4.614733E+01	4.887301E+01
20	2.121082E+01	5.783620E+01	6.052568E+01	6.321516E+01
30	2.121082E+01	6.499506E+01	6.768454E+01	7.037402E+01
40	2.121082E+01	7.063402E+01	7.306350E+01	7.545298E+01
50	2.121082E+01	7.407236E+01	7.629246E+01	7.981152E+01
60	2.121082E+01	7.545298E+01	7.646184E+01	8.004808E+01
70	2.121082E+01	7.545298E+01	7.646184E+01	8.004808E+01
80	2.121082E+01	7.545298E+01	7.646184E+01	8.004808E+01
90	2.121082E+01	7.545298E+01	7.646184E+01	8.004808E+01
100	2.121082E+01	7.545298E+01	7.646184E+01	8.004808E+01

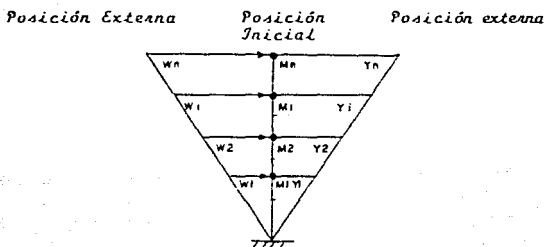
Se llama período fundamental a la manera de vibrar de un edificio de un lado a otro con un ritmo determinado. Si tiende a balancearse de un lado a otro un ciclo completo una vez por segundo cuando se le aplican fuerzas, tendrá un período fundamental de un segundo. Si se predijera la manera de vibrar del suelo, se podría ajustar el ritmo conque vibrarían naturalmente el suelo y el edificio de tal manera que puedan coincidir o no. Si coinciden, entonces las dimensiones del balanceo se harán mas grandes: se dice que el edificio entra en resonancia, y las cargas sobre ella aumentarán.

El período fundamental de la estructura se calcula por el método de Rayleigh que es un método aproximado que sirve para el cálculo de las características dinámicas de un sistema de n grados de libertad.

El método considera que al sistema de n masas le aplicamos lateralmente un sistema de fuerzas en el que la fuerza en cada piso es el peso del mismo.

Llamando $y_1, y_2, \dots, y_i, \dots, y_n$ a los desplazamientos estáticos producidos por el sistema $W_1, W_2, \dots, W_i, \dots, W_n$, y considerando que el sistema oscila en torno a la posición inicial y entre dos posiciones externas, en cada instante de la oscilación la energía total es la suma de la energía cinética más la energía potencial y se mantiene constante.

$$E = E_c + E_p \dots \text{Constante}$$



En la posición de partida la energía potencial es nula y la cinética máxima.

$$E = 0 + E_{cm\acute{a}x}$$

En la posición externa la energía potencial es máxima y la cinética nula.

$$E = 0 + E_{pm\acute{a}x}$$

Como E es constante (por el principio de la conservación de energía).

$$E_{cm\acute{a}x} = E_{pm\acute{a}x}$$

$$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n m_i v_i^2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n W_i y_i$$

$$(\frac{1}{2} \text{ masa} \times \text{velocidad}^2) = (\frac{1}{2} \text{ fuerza por desplazamiento})$$

$$\text{Pero } \dot{y}_i = W y_i, \quad \dot{y}_i^2 = W^2 y_i^2$$

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} W^2 y_i^2 = \sum_{i=1}^n W_i y_i^2$$

$$\frac{W^2}{g} \sum_{i=1}^n W_i y_i^2 = \sum_{i=1}^n W_i y_i^2$$

$$W = \sqrt{g} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i y_i}{\sum_{i=1}^n W_i y_i^2}}$$

$$\sqrt{g} = \sqrt{9.81} = 31.3$$

$$T = \frac{2\pi^2}{W} \quad T = \frac{2\pi^2}{\sqrt{g} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i y_i^2}{\sum_{i=1}^n W_i y_i}}}$$

$$\frac{2\pi^2}{g} = \frac{628}{31.3} = 0.2 \text{ (Yi cm)}$$

$$T1 = 0.2 \sqrt{\frac{\sum W_i y_i^2}{\sum W_i y_i}}$$

Expresión que permite evaluar en forma aproximada el período fundamental de un sistema de n grados de libertad.

El cálculo del período fundamental del edificio antes de la rehabilitación en las 2^{as} direcciones es el siguiente:

Вилеcción X

w_i	v_i	x	Δ_i	y_i	$w_i y_i$	$w_i y^2$
1129	1129	135	3.17	121.57	137 704	16 795 772
1179	2108	526	4.39	118.6	139 829	16 583 766
1179	3487	601	5.8	115.21	134 653	15 378 786
1615	5102	826	6.22	108.41	175 082	18 980 655
1615	6717	818	8.02	102.19	165 016	16 865 115
2665	8782	1070	8.21	94.17	194 461	18 312 397
2658	10870	1093	9.95	85.96	179 484	15 428 485
2096	12960	1154	11.18	76.01	158 860	12 075 017
2100	15060	1250	12.05	64.83	136 141	8 826 150
2119	17179	1470	11.69	52.78	111 840	5 902 958
2192	19471	1120	16.59	47.09	98 287	4 018 624
2240	22311	2464	9.05	24.5	62 130	1 644 685
2115	24426	2752	8.88	15.45	32 676	504 855
2417	26843	4084	6.57	6.57	15 879	104 129
					1 747 064	151 441 594

161

$T_x = 1.86 \text{ Seg.}$

$$T_x = 0.2 \sqrt{\frac{151441594}{1747064}} = 1.86 \text{ seg.}$$

Dirección X

w_i	V_i	X	Δ_i	y_i	$w_i y_i$	$w_i y^2$
1129	1129	335	3.37	121.97	137 704	16 795 772
1179	2308	526	4.39	178.6	139 829	16 583 766
1179	3487	607	5.8	174.27	134 653	15 378 786
1615	5102	826	6.22	108.41	175 082	18 980 655
1615	6717	838	8.02	102.79	165 036	16 865 175
2065	8782	1070	8.27	94.77	194 461	18 312 397
2088	10870	1093	9.95	85.96	179 485	15 428 485
2096	12960	1154	11.18	76.01	158 860	12 075 017
2100	15060	1250	12.05	64.83	136 143	8 826 150
2119	17179	1570	11.66	52.78	111 840	5 902 958
2392	19571	1180	16.59	31.09	98 287	4 038 624
2740	22311	2664	9.05	24.5	67 130	1 675 685
2775	24426	2752	8.88	15.45	42 676	504 855
2417	26843	4084	6.57	6.57	15 879	104 329
					1 747 064	151 441 544

$$T X = 1.86 \text{ Seg.}$$

$$T_x = 0.2 \sqrt{\left(\frac{151441594}{1747064} \right)} = 1.86 \text{ seg.}$$

Dirección y

W_i	V_i	K_i	Δ_i	Y_i	$W_i Y_i$	$W_i Y_i^2$
1129	1129	380	2.97	114.24	128 970	14 734 327
1179	2308	585	3.95	111.27	131 187	14 597 214
1179	3487	669	5.21	107.32	126 530	11 579 229
1615	5102	919	5.55	102.11	164 907	16 838 720
1615	6717	946	7.10	96.56	155 944	15 057 951
2065	8782	1217	7.22	89.46	184 734	16 526 384
2088	10870	1252	8.68	82.24	171 717	14 122 015
2090	12960	1369	9.47	73.56	153 740	11 309 143
2100	15060	1506	10	64.09	134 589	8 625 809
2119	17174	1688	10.18	54.09	114 616	6 199 617
2342	19571	1170	16.73	43.91	105 032	4 611 986
2746	22311	2181	10.23	27.18	74 471	2 024 181
2115	24426	2376	10.28	16.95	35 849	607 644
2417	26843	4024	6.67	6.67	16 121	107 529
					1 968 415	138 941 789

$T_y = 1.81 \text{ Seg.}$

Mediante la interpretación de los acelerogramas se puede conocer el movimiento real del suelo cuando ocurre un terremoto.

Un acelerograma es una gráfica donde se registra la aceleración que tiene el terreno cuando es sometido a fuerzas sísmicas en función del tiempo.

El registro del acelerograma del sismo más significativo fue proporcionado por la estación centro SCOP, la trascendencia de dicho registro es debida a que el acelerógrafo se localiza en un suelo muy similar a los lugares donde se localizaron los mayores daños.

El acelerograma que en su parte principal duró 60 segundos, presenta tres componentes de la aceleración, dos en el sentido horizontal en las direcciones E-W y N - S y la otra en sentido vertical.

Al analizar el movimiento de las componentes horizontales del acelerograma observamos que es casi armónico debido a, un período dominante de dos segundos con pequeños cambios, y amplitudes que varían con relativa lentitud, sobre todo para la dirección E - W que es mayor en un 70% a la N - S.

El movimiento en el sentido E - W tiene características adversas para estructuras con períodos de vibración de dos segundos, semejantes al período fundamental del suelo blando que es alrededor de dos segundos.

Debido a la cercanía de los períodos fundamentales del suelo y el edificio, éste se aproxima a un estado de resonancia parcial denominado cuasi-resonancia:

lo cual, ocasionó daños severos al edificio.

Así, al desarrollar una estrategia de rehabilitación al edificio es conveniente calcular los periodos fundamentales del mismo, pues las características del suelo son fijas.

El periodo del edificio se puede alterar por cualquiera de las formas siguientes como cambiar el peso de la estructura y la distribución de masa, cambiar el tipo de diseño para reducir la posibilidad de resonancia.

Una estructura, también puede tener más de un periodo, aún cuando todos los factores permanecen constantes. Hay modos de vibración más altos en que la estructura experimentará deflexiones con más ondulaciones y no sólo flexión de un lado para otro. Aunque por lo general el primer modo, movimiento simple de un lado a otro, es el periodo fundamental de interés estructural, los modos superiores pueden ser importantes para los edificios angostos y altos.

El periodo del edificio ya rehabilitado se calcula también por el método de Raleigh dando los siguientes resultados.

Πίνακισδν X

W_i	V_i	K	Δ_i	Y_i	$W_i Y_i$	$W_i Y_i^2$
2558	2558	1632	1,567	39,276	100 468	3 945 981
2207	4765	2139	2,228	37,709	83 709	3 118 285
2215	6980	2445	2,855	35,481	78 590	2 788 467
2238	9218	2666	3,458	32,626	73 017	2 382 252
2240	11458	2827	4,053	29 168	65 316	1 905 730
2250	13708	3004	4,496	25,115	56 509	1 419 217
2269	15977	3583	4,459	20,619	46 785	964 650
2272	18516	2878	6,435	16,116	41 079	663 832
2890	21409	6009	3,563	9,725	28 105	273 129
2266	23675	6712	3,527	6,162	14 963	86 041
2557	26242	9960	2,635	2,635	6 764	17 821
					593 840	17 585 602

165

$$T_x = .2$$

$$\frac{17 \ 585 \ 602}{593 \ 840}$$

$$= 1,088 \text{ Seg.}$$

Dirección Y

$F (W_i) (Ton)$	V_i	K Ton/cm	Δz cm	y_i	$W_i y_i$	$W_i y_i^2$
2 558.131	2558	1946	1.31	35.57	90 988	3 236 445
2 207.380	4765	2501	1.91	34.26	75 612	2 590 461
2 215.410	6980	2857	2.44	32.35	71 655	2 318 047
2 238.475	9218	3204	2.87	29.91	66 939	2 002 133
2 240.537	11458	3511	3.26	27.04	60 570	1 637 802
2 250.234	13708	3862	3.55	23.78	53 505	1 272 349
2 269.198	15977	4201	3.80	20.23	45 902	928 595
2 542.433	18519	3001	6.17	16.43	41 765	686 200
2 890.132	21409	5591	3.83	10.26	29 651	304 223
2 266.786	23675	6093	3.89	6.43	14 570	93 688
2 567.720	26242	10317	2.54	2.54	6 520	16 561
					557 677	15 086 504

$T_{1y} = 0.2 \sqrt{\frac{15\ 086\ 504}{557\ 677}} = 1.040\text{ Seg.}$
 Período

Como se observa el período del edificio ya rehabilitado disminuye, debido a la mayor rigidez que se le proporcionó y a la disminución de su altura ya que se demolieron tres niveles. El peso del edificio en su estado original y con la rehabilitación aproximadamente es el mismo.

Resumiendo se puede decir que parte del problema de diseño sísmico es sintonizar el edificio de tal manera que su propio período esté fuera del intervalo de los períodos probables del terreno, lo que reduce o elimina la posibilidad de una amplificación forzada por resonancia.

IV.4.- REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

En virtud de que no se contaba con planos originales de la cimentación del edificio, fue necesario efectuar un levantamiento de la misma en la obra. De ese levantamiento se determinó la planta de distribución de pilotes que se muestra en la **figura No. 4.4.1**. Los pilotes son de concreto reforzado con sección cuadrada de 40 x 40 cm y de 35 m de longitud. Esta longitud se determinó mediante una prueba geofísica. Tomando en cuenta la estratigrafía de la zona y las evidencias observadas sobre el comportamiento del edificio, se infirió que estos pilotes trabajan por punta hincados hasta la primera capa dura.

Bajo estas hipótesis un estudio de mecánica de suelos determinó que la capacidad de cada pilotes es de 80 ton, a la compresión y de -40 Ton a la extracción, en condiciones normales y con un factor de seguridad de 3. Para la combinación de cargas permanentes y eventuales (sismo) las capacidades son de 160 Ton y de -80 Ton a la compresión y extracción respectivamente, con factor de seguridad de 1.5.

Se procederá a determinar las cargas máxima y mínima actuando sobre los pilotes una vez rehabilitado el edificio, en condiciones permanentes y en condiciones eventuales con el sismo de diseño.

Las cargas verticales ocasionadas por la carga muerta y la carga viva en el edificio se reducirán para tomar en cuenta el efecto de flotación inducido por los sótanos; esta carga reducida se aplicará exclusivamente a los pilotes, ya que es probable que el suelo se desprenda de la cara inferior de la losa del sótano, no pudiéndose por lo tanto tomarse en cuenta la contribu-

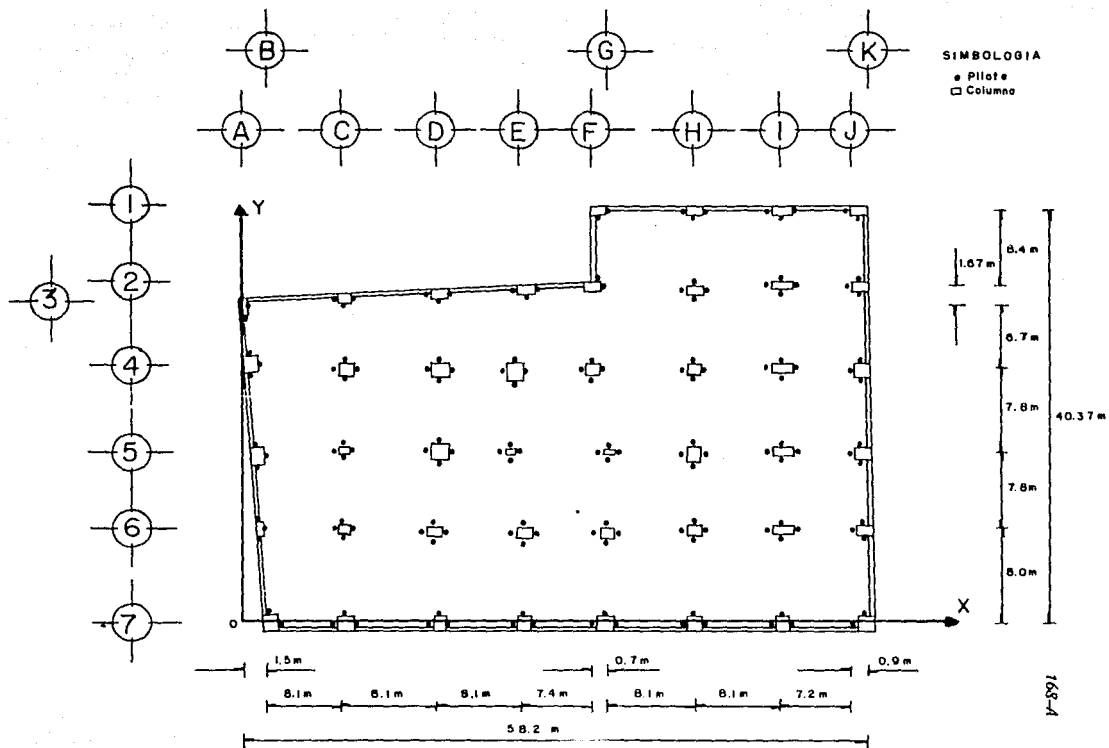
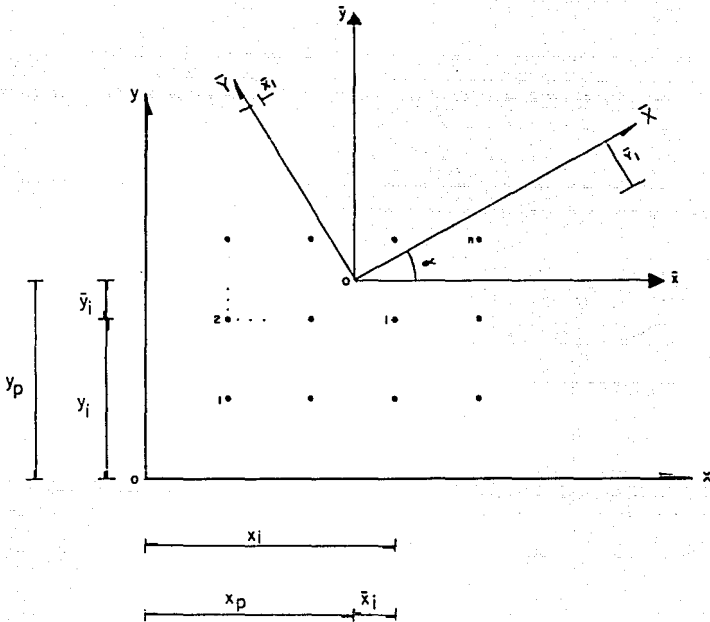


Fig. 4.4.1 Distribucion de pilotes

ción de la superficie de contacto entre esa losa y el suelo.

Para determinar la carga por pilote se aplica la fórmula de la escuadría a un conjunto de pilotes.

Sean n pilotes trabajando de conjunto en una cimentación referida a los ejes coordenados X, Y . Llamando (X_i, Y_i) a las coordenadas del pilote i se tiene:



Si todos los pilotes tienen la misma sección transversal el centro de gravedad del conjunto queda dado por:

$$X_p = \frac{\sum X_i}{n}$$

$$Y_p = \frac{\sum Y_i}{n}$$

Llamando \bar{X} , \bar{Y} a los ejes centroidales paralelos al de referencia, las coordenadas del pilote i serán:

$$\bar{X}_i = X_i - X_p$$

$$\bar{Y}_i = Y_i - Y_p$$

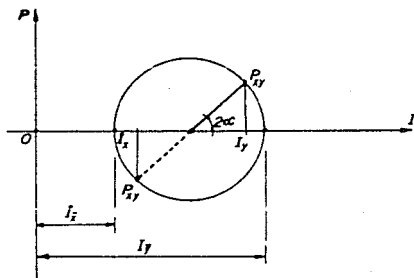
Y las propiedades mecánicas del conjunto serán:

$$J_{\bar{x}} = \sum \bar{x}_i^2$$

$$J_{\bar{y}} = \sum \bar{y}_i^2$$

$$P_{\bar{x}\bar{y}} = \sum \bar{x}_i \bar{y}_i$$

Con auxilio del círculo de Mohr se determina la orientación α de los ejes principales y centroidales \bar{X} , \bar{Y} y el valor de los momentos de inercia respecto a estos ejes: $J_{\bar{X}}$, $J_{\bar{Y}}$



Si el conjunto se somete a una carga axial P actuando en el centro de gravedad y a dos momentos flexionantes $M\bar{X}$ y $M\bar{Y}$ en torno a los ejes \bar{X} , \bar{Y} respectivamente, la carga en el pilote i se puede valorar mediante la expresión:

$$P_i = \frac{P}{n} + \frac{M\bar{X}}{J\bar{X}} \bar{y}_i + \frac{M\bar{Y}}{J\bar{Y}} \bar{x}_i$$

En conjuntos más o menos regularmente dispuestos el valor de α es pequeño y en forma aproximada se puede considerar:

$$P_i = \frac{P}{n} + \frac{M\bar{X}}{J\bar{X}} \bar{y}_i + \frac{M\bar{Y}}{J\bar{Y}} \bar{x}_i$$

Aplicación Numérica al edificio en estudio
Propiedades geométricas del conjunto de pilotes

Esquina

Eje	Pilotes	Coordenadas	
		x_i	y_i
J-1	2	57.3	30.37
K-7	2	58.2	0
F-1	2	33.2	40.37
A-3	2	0	30.30
B-7	2	1.5	0

Lindero

Eje	Pilotes	Coordenadas	
		x_i	y_i
1-H	3	42	40.37
1-J	3	50.1	40.37
F-2	3	33.2	31.97
E-2	3	25.8	31.6
D-2	3	17.7	31.08

172

C-2	3	9.6	30.77
A-4	3	0.33	23.6
A-5	3	0.71	15.8
B-6	3	1.1	8
7-C	3	9.6	0
7-D	3	17.7	0
7-E	3	25.8	0
7-G	3	33.9	0
7-H	3	42	0
7-J	3	50.1	0
K-2	3	58.2	31.97
K-4	3	58.2	23.6
K-5	3	58.2	15.8
K-6	3	58.2	8.0

Intermedias

Eje	Pilotes	Coordenadas	
		xi	yi
2-H	4	42	31.97
2-J	4	50.1	31.97
4-C	4	9.6	23.6
4-D	4	17.7	23.6
4-E	4	25.8	23.6
4-F	4	33.2	23.6
4-H	4	42	23.6
4-J	4	50.1	23.6
5-C	4	9.6	15.8
5-D	4	17.7	15.8
5-E	4	25.8	15.8
5-F	4	33.2	15.8
5-H	4	42	15.8
5-J	4	50.1	15.8
6-C	4	9.6	8
6-D	4	17.7	8
6-E	4	25.8	8

6-G	4	33.9	8
6-H	4	42	8
6-J	4	50.1	8

Centro de ejes

Eje	Pilotes	Coordenadas	
		x_i	y_i
4	1	21.75	23.6
4	1	29.85	23.6
4	1	37.95	23.6
5	1	21.75	15.8
5	1	29.85	15.8
5	1	37.95	15.8

Centro de gravedad del conjunto de pilotes:

$$X_p = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{4768.82}{153} = 31.17 \quad ; \quad Y_p = \frac{\sum Y_i}{n} = \frac{2732.43}{153} = 17.86$$

Esquina

Eje	\bar{X}_i	\bar{Y}_i	\bar{X}_i^2	\bar{Y}_i^2	$\bar{X}_i \bar{Y}_i$
J-1	-26.13	-22.51	682.78	506.70	588.19
K-7	-27.03	17.86	730.62	328.98	-482.76
F-1	- 2.03	-22.51	4.12	506.70	45.70
A-3	31.17	-12.44	971.57	154.75	-387.75
B-7	29.67	17.86	880.31	318.98	529.91

Lindero

1-H	-10.83	-22.51	117.29	506.70	243.78
1-J	-18.93	-22.51	358.34	506.70	426.11
F-2	- 2.03	-14.11	4.12	199.09	28.64
E-2	5.37	-13.74	28.84	188.79	- 73.78
U-2	13.47	-13.22	181.44	174.77	-178.07
C-2	21.57	-12.91	465.26	166.07	-278.47
A-4	30.84	- 5.74	951.11	32.95	-177.02
A-5	30.46	2.06	927.81	4.24	62.75
B-6	30.07	9.86	904.20	97.22	296.49

7-C	21.57	17.86	465.26	318.98	385.24
7-D	13.47	17.86	181.44	318.98	240.57
7-E	5.37	17.86	28.84	318.98	95.91
7-G	-2.73	17.86	7.45	318.98	-48.76
7-H	-10.83	17.86	117.29	318.98	-193.42
7-J	-18.93	17.86	358.34	318.98	-338.09
K-2	-27.03	-14.11	730.62	199.09	381.39
K-4	-27.03	-5.74	730.62	32.95	155.15
K-5	-27.03	2.06	730.62	4.24	-55.68
K-6	-27.03	9.86	730.62	97.22	-266.52

Intermedios

Eje	\bar{X}_i	\bar{Y}_i	\bar{X}_i^2	\bar{Y}_i^2	$\bar{X}_i \bar{Y}_i$
2-H	-10.83	-14.11	117.29	199.09	152.81
2-J	-18.93	-14.11	358.34	199.09	267.10
4-C	21.57	-5.74	465.26	32.95	-123.81
4-D	13.47	-5.74	181.44	32.95	-77.32
4-E	5.37	-5.74	28.84	32.95	-30.82
4-F	-2.03	-5.74	4.12	32.95	11.65
4-H	-10.83	-5.74	117.29	32.95	62.16
4-J	-18.93	-5.74	358.34	32.95	108.66
5-C	21.57	2.06	465.26	4.24	44.43
5-D	13.47	2.06	181.44	4.24	27.75
5-E	5.37	2.06	28.84	4.24	11.06
5-F	-2.03	2.06	4.12	4.24	-4.38
5-H	-10.83	2.06	117.29	4.24	-22.31
5-J	-18.93	2.06	358.34	4.24	-39.00
6-C	21.57	9.86	465.26	97.22	212.68
6-D	13.47	9.86	181.44	97.22	132.81
6-E	5.37	9.86	28.84	97.22	52.95
6-G	-2.73	9.86	7.45	97.22	-26.92
6-H	-10.83	9.86	117.29	97.22	-106.78
6-J	-18.93	9.86	358.34	97.22	-186.65

Centro ejes

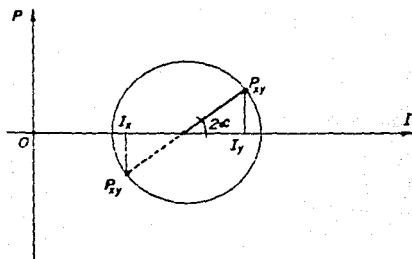
4	9.42	- 5.74	88.74	32.95	- 54.07
4	1.32	- 5.74	1.74	32.95	- 7.58
4	- 6.78	- 5.74	45.97	32.95	38.92
5	9.42	2.06	88.74	4.24	19.41
5	1.32	2.06	1.74	4.24	2.72
5	- 6.78	2.06	45.97	4.24	- 13.97

Propiedades Mecánicas

$$J_y = \sum \bar{x}^2 i^2 = 46\,649.55 \text{ m}^2$$

$$J_x = \sum \bar{y}^2 i^2 = 20\,915.88 \text{ m}^2$$

$$P_{xy} = \sum \bar{x} \bar{y} i^2 = 3156.44 \text{ m}^2$$



$$2\alpha = 13.76^\circ$$

$$\alpha < 10^\circ$$

$$\alpha = 6.88^\circ$$

Por tanto

$$J_y = 46\,649.55 \text{ m}^2$$

$$J_x = 20\,915.88 \text{ m}^2$$

En vista del valor pequeño de α , por comodidad y en forma aproximada se trabaja con los ejes \bar{x} , \bar{y} y con los momentos de inercia I_x , I_y .

Revisión en condiciones permanentes:

Magnitud y posición respecto a los ejes de referencia del peso total del edificio (incluyendo carga muerta y carga viva) y considerando superestructura y cimiento:

$$\sum w = 30\ 085 \text{ Ton } (x, y) = (30.72, 18.07)$$

Estimación del efecto de compensación por flotación del sótano: Figura 4.4.2

Como la profundidad del sótano es 3.6 m la compensación vale:

$$S = 17\ 203 \text{ ton}$$

y está aplicada en $(X, Y) = (31.27, 17.02)$ la resultante de estas dos cargas se determinará de la siguiente manera:

	Carga	Coordenadas		Carga x X	Carga x Y
		x	y		
Carga permanente	-30 085	30.72	18.07	-924 211	-543 636
Compensación	17 203	31.27	17.02	537 938	292 795
Resultante	-12 882			-386 273	-250 841

$$X = \frac{-386\ 273}{-12\ 882} = 29.99 \quad Y = \frac{-250\ 841}{-12\ 882} = 19.47$$

Resultante = 12 882 Ton en $(x, y) = (29.29, 19.47)$

Revisión en Carga permanente.

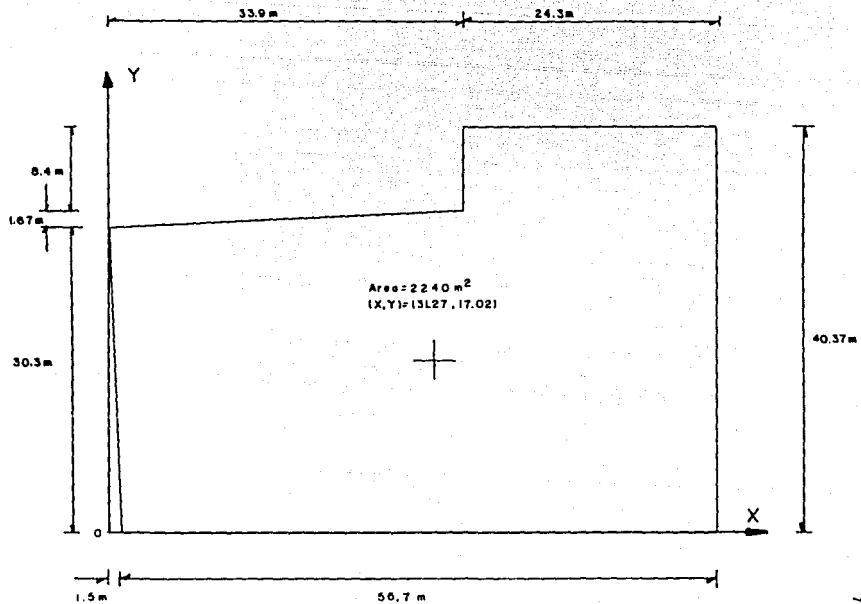


Fig. 4.4.2 Localización centro de áreas

Coordenadas centro de pilotes $(\bar{X}, \bar{Y}) = (31.17, 17.86)$

Coordenadas resultante de cargas $(\bar{X}, \bar{Y}) = (29.99, 19.47)$

excentricidades

$$e_x = 31.17 - 29.99 = 1.18$$

$$e_y = 17.86 - 19.47 = 1.61$$

Carga 12 882 Ton

$$J_y = \sum \bar{X}_i^2 = 46\ 649.55 \text{ m}^2$$

$$J_x = \sum \bar{Y}_i^2 = 20\ 915.88 \text{ m}^2$$

Número de Pilotes = 153

$$p_p = \frac{\sum P}{n} + \frac{\sum P \cdot e_x}{J_y} \bar{X}_i + \frac{\sum P \cdot e_y}{J_x} \bar{Y}_i$$

$$J-1 \quad p = \frac{12882}{153} - \frac{12882 \times 1.18 \times 26.13}{46649.55} + \frac{12882 \times 1.61 \times 22.5}{20915.88}$$

$$Eje \quad 84.20 - 8.51 + 22.31$$

$$p_p = 97.99 \text{ Ton.}$$

$$K-7 \quad p = \frac{12882}{153} - \frac{12882 \times 1.18 \times 21.03}{46649.55} - \frac{12882 \times 1.61 \times 17.86}{20915.88}$$

$$84.20 - 8.8 - 17.7$$

$$p_p = 57.68 \text{ Ton}$$

$$F-1 \quad p = \frac{12882}{153} - \frac{12882 \times 1.18 \times 2.03}{46649.55} + \frac{(12882 \times 1.61 \times 22.5)}{20915.88}$$

$$84.2 - 0.66 + 22.32$$

$$p_p = 105.86 \text{ Ton}$$

$$A-3 \quad P = \frac{12882}{153} + \frac{(12882 \times 1.18 \times 31.17)}{46649.55} - \frac{(12882 \times 1.61 \times 12.44)}{20915.88}$$

$$84.2 - 10.15 + 12.33$$

$$P_p = 106.69 \text{ Ton}$$

$$B-7 \quad P = \frac{12882}{153} + \frac{(12882 \times 1.18 \times 29.67)}{46649.55} - \frac{(12882 \times 1.61 \times 17.86)}{20915.88}$$

$$84.2 + 9.66 - 17.71$$

$$P_p = 76.15 \text{ Ton}$$

Carga máxima por pilote = 107 Ton > 80 Ton (no pasa)

Carga mínima por pilote = 58 Ton > 0 (pasa)

Revisión en condición de sismo.

En primer término se procede al cálculo del momento de volteo al nivel de planta baja. Para este cálculo se aplican las disposiciones del Reglamento que indican que:

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al cálculo multiplicado por 0.8 + 0.2 \bar{z} (siendo \bar{z} la reducción entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza constante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel.

Nivel	Entrepiso	W ton	Ton		hi	Mv	Z	j	(T-m)	m	T-m
			Pi	Vi		$\sum_{i=1}^n V_i h_i$			J-Mv		Y6
10	10	2558	904	904	3.3	2983	0.918	0.984	2935	3.3	2983
9	9	2207	716	1620	3.3	8329	0.835	0.967	8054	5.07	8213
8	8	2215	654	2274	3.3	15833	0.753	0.951	15057	6.76	15372
7	7	2238	610	2883	3.3	25347	0.671	0.934	23674	8.42	24274
6	6	2240	531	3415	3.3	36617	0.589	0.918	33614	10.06	34355
5	5	2250	468	3883	3.3	49431	0.506	0.901	44537	11.72	45509
4	4	2269	406	4289	3.3	63584	0.424	0.884	56208	13.36	57301
3	3	2542	381	4669	5.2	87863	0.294	0.859	75474	15.09	70455
2	2	2890	301	4970	3.3	104264	0.312	0.842	87790	16.54	82204
1	1	2266	170	5140	3.7	123282	0.120	0.824	101584	18.48	94987
PB	PB	2567	109	5248	4.8	148872	0	0.8	119097	20.32	106639

Momento de volleo 119097 Ton - m

En esta tabla, M_v es el momento de volteo sin reducir, J el factor reductivo y JM_v el correspondiente producto; Y_G es la distancia del nivel considerado al centro de gravedad de la parte de la estructura por encima de dicho nivel y Vy_G su producto por la fuerza constante en el nivel de interés. Deberá tomarse como momento de volteo para diseño en cada nivel la mayor de la cantidades JM_v y Vy_G .

Revisión por volteo:

- Momento de Volteo = 119 097 T-m
- Momento de las fuerzas verticales que se oponen al volteo.

$$12\ 882\ \text{Ton} = (29.99, 19.47)$$

Dirección X.

$$M_R = 12\ 882 \times 29.99 = 386\ 331\ \text{T-m}$$

El factor de seguridad contra volteo resulta

$$F_s = \frac{M_R = 386\ 331\ \text{T-m}}{M_v = 119\ 097\ \text{T-m}} = 3.24 > 1.5$$

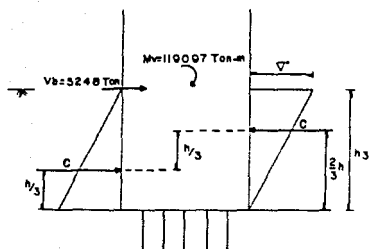
ampliamente mayor que el mínimo exigido

Dirección Y.

$$M_R = 12\ 882 \times 19.47 = 250\ 812\ \text{T-m}$$

$$F_s = \frac{250\ 812}{119\ 097} = 2.1 > 1.5 \quad \therefore \text{Correcto}$$

Evaluación del Momento sísmico en la cabeza de los pilotes



$$M_A = M_v - Vh - C h/3$$

$$C = G \cdot \frac{h}{2} \cdot b$$

$$\text{Tomando } G = 5 \text{ T/m}^2$$

Para el momento en torno a X

$$C = 5 \left[\frac{3.6}{2} \right] 58.2 = 523.8 \text{ Ton.}$$

$$M_{Ax} = 119097 + 15248 \times 3.6 - \left[523.8 \times \frac{3.6}{3} \right]$$

$$119097 - 18892 = 628.56$$

$$M_{Ax} = 137360.44 \text{ T-m}$$

Para el momento en torno a Y

$$C = 5 \left[\frac{3.6}{2} \right] 40.37 = 363.33$$

$$M_{Ay} = 119097 - 18892 = 163.13$$

$$M_{Ay} = 137625.67 \text{ T-m}$$

Se considera el momento sísmico completo en la dirección más desfavorable y 30 por ciento en la menos desfavorable.

$$P = P_p + \frac{0.3 \text{ Max}}{f_y} x + \frac{\text{Max}}{f_x} y$$

K-7

x

y

$$p = 57.68 \text{ Ton} - \left[0.3 \times \frac{137.360}{46649.53} \times 27.0 \right] - \left[\frac{137.626}{20915.38} \times 17.86 \right]$$

$$p = 57.68 - 23.87 - 117.52 = -84$$

A-3

x

y

$$p = 106.69 \text{ Ton} - \left[0.3 \times \frac{137.360}{46649.53} \times 31.17 \right] - \left[\frac{137.626}{20915.38} \times 12.44 \right]$$

$$p = 106.69 + 27.53 + 82 = 216$$

Carga máxima: 216 Ton > 160 Ton (No pasa)

Carga mínima = -84 Ton \approx -80 Ton (pasa)

De la revisión anterior se observa que la cimentación existente no pasa conforme a las solicitudes del nuevo reglamento. Sin embargo, su exedencia no es grave ya que simplemente se reducen los factores de seguridad como sigue:

$$F_s \text{ en condiciones permanentes} = \frac{80 \times 3}{107} = 2.24 > 2$$

$$F_s \text{ en condiciones eventuales} = \frac{160 \times 1.5}{216} = 1.11 > 1$$

Factores que todavía son aceptables y que justifican dejar la cimentación sin ningún cambio. Esta decisión se apoya también en el buen comportamiento observado de la cimentación del edificio, tanto en el largo plazo (13 años) como durante los terremotos de 1955.

V.1 GENERALIDADES SOBRE DISEÑO ESTRUCTURAL.

Si los problemas de diseño se contemplan en toda su complejidad, puede afirmarse que no suelen tener solución única, sino solución razonable. El proceso de diseño de un sistema principia con la formulación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta.

Se ha dicho que el objeto del diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que ésta cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio.

Los criterios de diseño estructural en que se basa el Reglamento del Distrito Federal, estipulan que toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Se define como estado límite a la etapa del comportamiento de una estructura a partir de la cual ésta,

o alguna de sus partes, deja de cumplir con la función para la que fue proyectada.

Se considera como estado límite de falla a cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Cuando la capacidad de carga de la estructura, elemento o sección considerada, se mantenga para deformaciones apreciablemente mayores que las existentes al alcanzar el estado límite, se considerará que éste corresponde a falla dúctil. Un estado límite corresponde a falla frágil cuando, al ser éste alcanzado, se reduce bruscamente la capacidad de carga de la estructura, elemento o sección considerada.

Los estados límite de servicio corresponden a etapas de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan el correcto funcionamiento de la estructura o sus instalaciones, pero no la capacidad para soportar cargas.

Como criterios para definir estados límite de servicio pueden considerarse los siguientes:

- a) Deformaciones: Se considera como estado límite cualquier deformación de la estructura que ocasione daños inaceptables a la propia construcción o a sus vecinas, o que cause interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones.*

- b) *Vibraciones:* Se considera como estado límite cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la estructura, de equipos e instalaciones, o que cause molestia o sensación de inseguridad a los ocupantes.
- c) *Otros daños:* Se considera como estado límite la ocurrencia de grietas, desprendimientos, astillamientos, torceduras y otros daños locales que afecten el funcionamiento o sensiblemente la apariencia de la estructura.

Para establecer valores específicos de estados límite de servicio, podrán consultarse las estipulaciones del reglamento de construcción en vigor, en la localidad de ubicación de la estructura.

Las Normas Técnicas Complementarias establecen los estados límite de falla más importantes para cada material (concreto) y tipo de estructura. Estas disposiciones se considerarán como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia F_R . Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Reglamento.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, agrietamientos, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio. Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de las normas, se diseñarán por sí mismo, aplicando un factor $Q = 2.0$.

Las Normas Técnicas Complementarias para estructuras de concreto estipulan hipótesis para la obtención de resistencias de diseño (estados límite de falla).

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

el la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona, cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores.

El Reglamento contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación.

La meta del diseño de obra nueva es producir estructuras óptimas para la sociedad. Esto implica considerar diversas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor solución. Dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos directos: se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante las diferentes combinaciones de acciones; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores excepcionales intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.

También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general, y para evitar que se produzca pánico incontrolado durante temblores moderados o severos principalmente.

Para conseguir los objetivos mencionados no basta conocer y aplicar cuidadosamente los requisitos estipulados en los reglamentos, si no que es indispensable tener conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas por un lado, por otro, sobre las características de los materiales y de los miembros y sistemas estructurales que definen las respuestas sísmicas. Finalmente, se desarrollará el proyecto de obra nueva dentro de la realidad económica de la construcción, el aspecto funcional y el estético. Examinando diversos métodos y técnicas que cumplan con el reglamento vigente.

El diseño de una estructura dañada se distingue del diseño de obra nueva, porque se hace con el fin de mejorar la resistencia sísmica de edificios existentes, que ya fueron probados ante un sismo intenso por lo que su comportamiento real se conoce y se debe de ajustar al reglamento vigente de construcción.

El refuerzo de una estructura dañada se debe distinguir de la reparación del daño, aunque a menudo los dos se consideran juntos. Reparar el daño es intentar devolver a la estructura su resistencia original. Reforzar la estructura es aumentar juiciosamente su resistencia y/o rigidez para mejorar el comportamiento del edificio en futuros sismos.

Al reforzar una estructura dañada por un sismo, el primer paso consiste en determinar en forma exacta como se comportó la estructura. Esto requiere una inspección detallada del edificio y una lista de elementos dañados. Puede ser necesario abrir áreas ocultas para permitir una investigación completa y asegurar que los daños escondidos queden al descubierto.

Se deben analizar los resultados de la inspección que se hizo a la estructura y entender a fondo por qué ocurrió el daño. Debe quedarse convencido de las líneas de resistencia a fuerzas del edificio y de por qué ciertos elementos fallaron o se agrietaron, en tanto que otros resultaron esencialmente sin daños. Asimismo, se debe determinar si los elementos fallaron debido a cortante, compresión, tensión, flexión, anclaje de varilla, etc., y considerar los efectos de elementos no estructurales como muros. Este análisis es esencial antes de diseñar cualquier reparación.

Una vez que el daño se ha entendido y documentado, puede diseñarse la reparación de elementos individuales para devolverles la resistencia original o deseada. Tales reparaciones consisten normalmente en inyección de productos epóxicos, sustitución parcial o en ocasiones reemplazo total del elemento dañado.

Se necesita examinar después cómo minimizar tal daño en el futuro. Para ello, puede decidirse reforzar los elementos seleccionados que fallaron y hacerlos considerablemente más resistentes, agregar muros de cortante para rigidizar una estructura a base de marcos, o sustituir los muros no estructurales dañados mediante muros contraventeados o reforzarlos con malla electrosoldada.

El nivel de resistencia que se utilizará al diseñar el proyecto de reforzamiento será generalmente mayor que el utilizado en el diseño original. Utilizándose las Normas Técnicas Complementarias y el Reglamento local actual y un análisis de respuesta del sitio o datos de movimientos fuertes de sismos locales para establecer niveles de diseño para la reconstrucción.

Se debe prestar especial atención a los edificios con altos grados de torsión o con discontinuidades en resistencia o rigidez para superar aquellas áreas potenciales de debilidad dinámica, tal vez duplicando aún los sistemas de reforzamiento en esas áreas.

El criterio exacto seleccionado debe ser apropiado para el edificio dañado y congruente con su resistencia no calculada, estabilidad inherente o falta de estabilidad.

Los métodos de diseño establecen el objetivo del diseño estructural y señalan el procedimiento general para lograrlo, el cual comprende desde la definición de comportamientos inadmisibles hasta la determinación de las características geométricas y materiales de cada uno de los componentes de la estructura. Los métodos de diseño se presentan como formas particulares de llevar a cabo este procedimiento. De ellos son considerados el diseño por estados límite y como alternativa, el diseño por esfuerzos admisibles.

El concepto de estados límite se introdujo para definir comportamientos indeseables o inadmisibles, y con base en este concepto se definen los de acción y resistencias señalando la diferencia entre valores nominales y de diseño y la forma de obtenerlos.

De acuerdo con el planteamiento general del problema de diseño y con la definición de Método de diseño, cualquier método que se proponga para el diseño estructural debe incluir esencialmente:

- a) La definición de los estados de comportamiento que se considera inadmisibles.

- b) Los criterios para determinar las acciones que la estructura debe soportar sin fallar.
- c) Los criterios y procedimientos para determinar la resistencia de la estructura y sus componentes.
- d) El procedimiento para revisar el dimensionamiento de la estructura.

Finalmente, se presentan las consideraciones para el dimensionamiento de miembros y elementos estructurales tanto por estados límite, como por esfuerzos admisibles.

DISEÑO POR ESTADO LÍMITE (DISEÑO PLÁSTICO).

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado método plástico de resistencia o de resistencia última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada.

El procedimiento consiste en definir las acciones interiores, correspondientes a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga, que puede ser constante o variable según los distintos elementos, para así obtener las resistencias de dimensionamiento. El factor de carga puede introducirse también incrementando las acciones exteriores y realizando después un análisis elástico de la estructura. El dimensionamiento se hace con la hipótesis de comportamiento inelástico.

Las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima lo sea el concreto

a la resistencia máxima y generalmente el acero en cedencia cuando se aplica una carga máxima a la estructura igual a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga.

DISEÑO POR ESFUERZO DE TRABAJO (DISEÑO ELÁSTICO).

El procedimiento de dimensionamiento tradicional, basado en esfuerzos de trabajo, consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas acciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero. Se supone que así se logra a la par un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

El factor de seguridad de los elementos de una estructura dimensionados por el método de esfuerzos de trabajo no es uniforme, ya que no puede medirse en todos los casos el factor de seguridad por la relación entre las resistencias de los materiales y los esfuerzos permisibles. En otras palabras, la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos de trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia del elemento y su sollicitación de servicio.

Algunas de las razones para la tendencia hacia el diseño por resistencia máxima (diseño plástico) son las siguientes:

1. Las secciones de concreto reforzado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas, en consecuencia la teoría elástica no puede dar una predicción

segura de la resistencia máxima de los miembros, ya que las deformaciones inelásticas no se toman en consideración; en consecuencia, para las estructuras diseñadas por el método del esfuerzo de trabajo, se desconoce el factor exacto de carga (carga máxima / carga de servicio), el que varía de estructura a estructura.

2. El diseño por resistencia última permite una relación más racional de los factores de carga. Por ejemplo, se puede utilizar un factor de carga baja para cargas conocidas con mayor precisión, tales como cargas muertas y un factor de cargas más elevada para cargas conocidas con menos precisión, como las cargas vivas.
3. La curva esfuerzo - deformación para el concreto es no lineal y depende del tiempo. Por ejemplo, las deformaciones por flujo plástico para el concreto bajo esfuerzo sostenido constante pueden ser varias veces mayores que la deformación elástica inicial. En consecuencia, el valor de la relación modular (relación del módulo elástico del acero al del concreto) utilizada en el diseño por esfuerzo de trabajo es una aproximación burda. Las deformaciones por flujo plástico pueden provocar una redistribución apreciable del esfuerzo en las secciones de concreto reforzado, lo que implica que los esfuerzos que existen realmente bajo cargas de servicio a menudo tienen poca relación con los esfuerzos de diseño. Por ejemplo, el acero de compresión en las columnas puede alcanzar la resistencia de cedencia durante la aplicación prolongada de cargas de servicio, aunque este efecto no es evidente del análisis elástico si se utilizan

- los valores recomendados normalmente para la relación modular. El diseño por resistencia máxima no requiere conocer la relación modular.
4. El diseño por resistencia máxima utiliza reservas de resistencia resultantes de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas y en ocasiones indica que el método elástico es muy conservador. Por ejemplo, el acero de compresión en las vigas doblemente reforzadas por lo general alcanza la resistencia de cedencia bajo carga máxima y sin embargo, la teoría elástica puede indicar un esfuerzo bajo en este acero.
 5. El diseño por resistencia máxima utiliza con mayor eficiencia el refuerzo de alta resistencia, y se pueden utilizar peraltes más pequeños en vigas sin acero de compresión.
 6. El diseño por resistencia máxima permite evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Este es un aspecto importante cuando se considera la redistribución posible de los momentos de flexión en el diseño por cargas de gravedad y en el diseño por cargas sísmicas.

Una consideración importante adicional a la de resistencia y servicio es la de ductilidad. Es importante asegurar que en el caso extremo de que una estructura se cargue a la falla, ésta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia, sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima. Estas grandes deflexiones dan amplia advertencia de falla, y manteniendo la capacidad de

transmisión de carga se puede impedir el desplome total, y salvar vidas. Además el comportamiento dúctil de los miembros permite utilizar en el diseño, redistribuciones de momentos flexionantes que toman en cuenta la redistribución posible del patrón de momentos elásticos a flexión.

En las áreas en que se requiere diseñar por carga sísmica, la ductilidad constituye una consideración de extrema importancia, debido a que la norma actual para cargas sísmicas es diseñar estructuras que solo resistan elásticamente los sismos moderados; en el caso de sismos intensos se confía en la disponibilidad de suficiente ductilidad después de la cedencia para permitir a la estructura sobrevivir sin desplome. En consecuencia, las recomendaciones para cargas sísmicas solo se pueden justificar si la estructura tiene suficiente ductilidad para absorber y disipar energía mediante deformaciones inelásticas cuando ella se sujeta a cargas cíclicas.

Para asegurar el comportamiento dúctil, se debe dar principal atención a los detalles, tales como cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje del refuerzo y confinamiento del concreto comprimido, evitando así los tipos frágiles de falla (por ejemplo la falla debida a cortante).

Se ilustrará en este ejemplo el diseño de la viga 12 que forma parte del marco I de concreto sujeto a la acción de cargas verticales y sismo. Se seguirán en general las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas complementarias correspondientes.

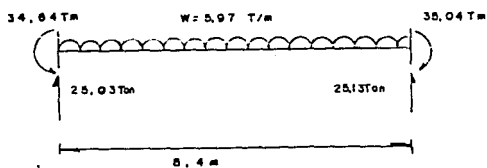
El análisis estructural del marco proporciona los datos para realizar los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Estos diagramas son los debidos a los efectos de las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados.

El reglamento de construcción suele especificar factores de carga diferentes para carga vertical únicamente y para acción simultánea de carga vertical y sismo. En estos casos, debe investigarse con cuál de las dos condiciones se obtienen las máximas acciones internas y hacerse el dimensionamiento de los elementos estructurales para dicha condición.

Los resultados del análisis estructural para carga vertical (carga muerta + carga viva) se multiplican por el factor de carga correspondiente, dicho factor es igual a 1.4 para esta combinación.

La secuencia para obtener el diagrama de carga vertical es el siguiente.

- a) resultados del análisis vertical (carga viva + carga muerta)



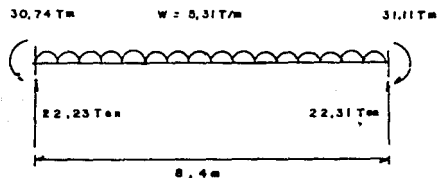
b.1 Obtener los puntos del diagrama de momentos y constante, afectándolos por el factor de carga.

Punto	Momentos (1.4) T-m	Constantes (1.4) Ton
0	- 48.5	35.04
1	- 17.62	26.68
2	4.88	18.32
3	19.03	9.96
4	24.82	1.61
5	22.24	-6.75
6	11.31	-15.11
7	-7.98	-23.47
8	- 35.64	-31.82
8.4	- 49.05	-35.18

Los resultados del análisis estructural para la combinación de carga vertical + sismo, afectados por el factor de carga correspondiente que es igual a 1.1 : se ejemplificarán a continuación.

a.1 resultados del análisis (carga vertical + Sismo)

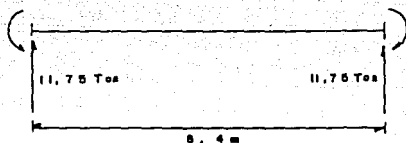
Carga vertical



Sismo

49,43 Tm

49,30 Tm



- b) Obtener los puntos del diagrama de momentos y cortante, afectándolos por el factor de carga.

Punto	Momentos (CV - S11.1)	Momentos (CV - S11.1)	Cortante (CV - S11.1)	Cortante (CV - S11.1)
0	20.55	-88.19	11.52	37.38
0,4	24.69	-73.70	9.12	35.04
1	29.15	-53.73	5.69	31.54
2	31.92	-25.10	-0.15	25.70
3	28.86	- 2.31	-5.99	19.86
4	19.97	14.66	-11.84	14.01
5	5.24	25.78	-17.68	8.17
6	-15.31	31.09	-23.52	2.33
7	-41.70	30.55	-29.36	-3.51
7,8	-68.72	25.51	-34.03	-8.18
8	-73.93	24.18	-35.20	-9.35
8,4	-88.44	20.01	-37.54	-11.68

Los diagramas que resultan de ambas combinaciones para momento flexionante y fuerza cortante se esquematizan en las figuras 5.2.1 y 5.2.2.

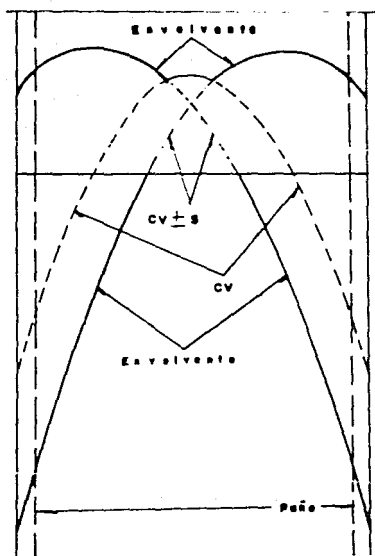


Fig. 3.2.1 Diagrama de Momentos

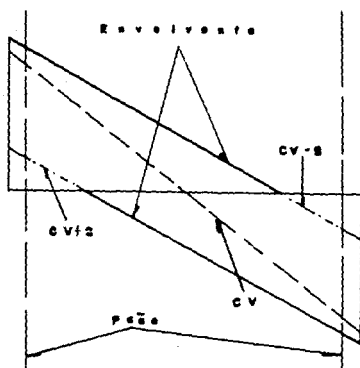


Fig. 5.2.2 Diagrama de "Corriente"

Las líneas punteadas indican los diagramas correspondientes a la carga vertical únicamente, las líneas de punto y raya, las correspondientes a carga vertical y sismo; y las líneas llenas, las envolventes de momentos y fuerzas cortantes o sea, los diagramas que se obtienen cuando actúan simultáneamente las cargas verticales y el sismo. Estos últimos se determinan sumando los dos primeros, en las condiciones que produzcan valores máximos de las acciones internas.

En esta viga las acciones internas máximas fueron para la condición de carga vertical y sismo. Generalmente los valores de las fuerzas cortantes y momentos negativos que se obtienen de la estructura son los correspondientes a los ejes de columna o centros de los apoyos.

Los requisitos geométricos que debe cumplir la viga son los siguientes:

a) El claro libre no debe ser menor que 4 veces el peralte efectivo

$$C = 760 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$4(75) = 300 < 760 \text{ cm}$$

b) La relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30

$$L = 760 \text{ cm.}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{760}{40} = 19 < 30$$

c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{80}{40} = 2 < 3$$

d) El ancho de la viga no será menor de 25 cm no excederá el ancho de las columnas a las que llega.

$$b = 40 > 25 \text{ cm}$$

$$C_1 = 100 > 40 \text{ cm}$$

$$C_2 = 110 > 40 \text{ cm}$$

Una vez que las dimensiones de la viga cumplen con los requisitos geométricos se determinará el refuerzo longitudinal de acuerdo con las siguientes constantes.

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

$$k_c = 0.8 f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_c = 0.85 f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{f'c}{f_y} \frac{4800}{f_y - 6000} = \frac{170}{4200} \frac{4800}{2000 - 6000} = 0.0190$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b = 0.75 (0.0190) = 0.0143$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Por medio de tablas como las del apéndice A, pueden obtenerse directamente las cuantías de acero, ρ a partir de los valores de m_u/bs^2 . Estas tablas, basadas en las NTC, fueron propuestas en la referencia 3. Abarcan varias combinaciones de valores de $f'c$ y f_y . Los resultados obtenidos con ellas incluyen la influencia del factor de reducción F_r . El porcentaje de acero calculado por cualquier procedimiento debe estar comprendido entre los límites máximo y mínimo señalados anteriormente.

El refuerzo negativo requerido en ambos apoyos es:

LADO IZQUIERDO:

$$\frac{m_u}{bs^2} = \frac{73.5 \times 10^5}{40 \times 75^2} = 32.75$$

Por tablas Apéndice A $\Rightarrow \rho = 0.009919$

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}} \quad : \text{Correcto}$$

$$A_s = \rho b d = 0.009919 \times 40 \times 75 = 29.78 \text{ cm}^2$$

LADO DERECHO

$$\frac{m_u}{bs^2} = \frac{68.72 \times 10^5}{40 \times 75^2} = 30.54$$

Por tablas Apéndice A \Rightarrow $\rho = 0.00918$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$: Correcto

$$A_1 = \rho b d = 0.00918 \times 40 \times 75 = 27.52 \text{ cm}^2$$

El refuerzo para el momento positivo máximo se determinará de la misma forma.

$$\frac{M_u}{b d^2} = \frac{31.92 \times 10^5}{40 \times 75^2} = 14.18$$

Por tablas Apéndice A \Rightarrow $\rho = 0.003973$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$: Correcto

$$A_1 = \rho b d = 0.003973 \times 40 \times 75 = 11.92 \text{ cm}^2$$

Una vez determinada el área teórica de acero, se escoge una combinación de barras con las cuales se obtenga una área que se aproxime lo más posible al área calculada.

Al elegir las barras deben tenerse en cuenta dos factores de tendencia opuesta. Cuando mayor sea el diámetro de las mismas, más económica será la mano de obra. Sin embargo, el usar barras de diámetro grande dificulta adaptar la resistencia de las diversas secciones de la viga al diagrama de momento flectorante, aumenta las longitudes de traslape y anclajes y hace más críticos los problemas de agrietamiento.

Para las secciones de los apoyos se escopieron 6 barras del No. 8. Dos de las barras se mantuvieron en toda la longitud de la viga, satis-
faciendo así uno de los requisitos de las NFC para estructuras en zonas de alto riesgo sísmico.

En las regiones de momento positivo fueron suficientes 3 barras del No. 5

Para detallar el refuerzo de manera que cumpla con los requisitos de anclaje se determino la longitud de desarrollo de la barra del No. 8. En este cálculo se considero únicamente el factor de modificación por barras altas; los demás factores o no fueron aplicables o resultaron - poco significativos.

$$L_{db} = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f_c}} \quad Z = 0.006 \text{ dbfy}$$

$$\frac{0.06 \times 5.07 \times 4200}{\sqrt{250}} = 80.80 \quad \text{Rige } 80.80$$

$$0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64.00$$

$$\text{barras altas } 1.4 \mid 80.80 \mid = 113.12$$

$$\text{barras bajas} \quad \quad \quad = 80.80$$

Para facilitar la determinación de los puntos de corte de barras se calculó el momento de soporte M_r para 3 barras y se trazó una línea correspondiente a esta resistencia en el diagrama de momentos

$$M_r (\text{3 No:8}) = 73.7 \left(\frac{15.21}{29.76} \right) = 37.67 \text{ Ton.}\cdot\text{m}$$

Los puntos de corte se determinaron gráficamente. Se determinaron también las distancias a las que se debe prolongar el refuerzo más allá de donde teóricamente deja de ser necesario. Con este criterio se satisficaron ampliamente los requisitos de desarrollo, ya que las distancias de los puntos de corte al paño del apoyo son muy superiores a las longitudes de desarrollo especificadas. La distancia que se prolonga el refuerzo interrumpido desde la sección donde deja de ser necesario es -- también superior a la mínima recomendada.

Debido a la configuración del diagrama de momentos no se consideró conveniente hacer cortes en las barras de refuerzo positivo de manera que éste se mantuvo constante. Por último se comprobó también que el refuerzo positivo en los apoyos proporciona una resistencia superior a la mitad del correspondiente al refuerzo negativo en los apoyos como se señaló en las NTC.

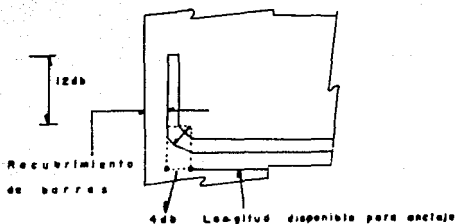
Los detalles de anclaje en la columna exterior requieren especial cuidado. El anclaje necesario en tensión se logró sin dificultad con gancho estándar de 90°.

$$\frac{0.076 \text{ db } f_y}{\sqrt{f'_c}} > 15 \text{ cm } \text{ ó } 8 \text{ db}$$

$$\frac{0.76 \times 2.54 \times 4200}{\sqrt{250}} = 51.27 > 15 \text{ cm } \text{ y } 20.32 \text{ cm}$$

$$8. \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud disponible} = 80 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 75 \text{ cm} > 51.27 \text{ cm}$$



Requisitos complementarios para detallar el anclaje

$$12 d_b = 12 \times 2.54 = 30.48 \text{ cm}$$

$$4 d_b = 4 \times 2.54 = 10.16 \text{ cm}$$

A continuación se indica la forma de calcular el diámetro y la separación de estribos, cuando se conoce la fuerza cortante. Como el diagrama de fuerza cortante es variable, se puede dividir en dos o tres segmentos de magnitud constante. Debe tenerse en cuenta que el diagrama teórico de fuerza cortante puede modificarse por cambios imprevistos en la distribución de carga. Por esta razón no es conveniente dividir el diagrama de fuerza cortante en un número exagerado de segmentos, -- con el fin de apegarse estrictamente al diagrama teórico.

La contribución del concreto V_{cr} estará limitada por las siguientes relaciones:

a) La dimensión transversal h , del elemento paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm.

$$h = 80 \text{ cm} > 70 \text{ cm} \quad \therefore \text{No cumple}$$

b) La relación h/b no excede de 6

$$h = 80 \text{ cm} \quad \frac{80 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 2 < 6 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por cada una de las condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{cr} en 30 por ciento.

Los NTC presentan varias expresiones para calcular V_{cr} , la elección de la expresión, adecuada se hizo tomando en consideración las características siguientes.

1) La relación $L'/h > 5$

$$L = 840 \text{ cm} \quad \frac{840}{80} = 10.5 > 5 \quad : \text{Cumple}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

2) La cuantía de acero longitudinal $\rho < 0.01$

Como se mencionó anteriormente no es adecuado dividir el diagrama de cortante en varios segmentos, razón por la cual solamente se tomará la cuantía de acero longitudinal de 3 barras; ya que son las únicas - que se encuentran en toda la longitud de la viga.

La expresión para calcular V_{cr} es la siguiente:

$$V_{cr} = F_v b d \left[0.2 - 30 \rho \right] \sqrt{f'_c}$$

Para 3 barras No. 8

$$\rho = \frac{15.21}{40.75} = 0.00507$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 40 \times 75 \left[0.2 - 30 (0.00507) \right] \sqrt{200} = 11950.67 \text{ kg}$$

Castigando en 30 por ciento

$$0.70 V_{cr} = 0.7 (11950.67) = 8365.46 \text{ kg}$$

El diagrama de cortante se dividió en 3 segmentos. Los segmentos extremos tienen características similares y los requerimientos para -- cortante serán los mismos.

Como el cortante último V_u es mayor que V_{cr} se requerirá refuerzo, la separación, S , se determinará con la siguiente expresión:

$$S = \frac{F_v A_v F_y d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_v A_v F_y}{3.5 \phi}$$

$$\text{Para estribo; } \# 3 \quad \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200}{3.5 \times 40} = 34.08 \text{ cm}$$

Segmentos extremos:

$$S = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 75}{31000 - 8365.46} = 15.80 \text{ cm} < 34.08 \text{ cm}$$

Segmento intermedio:

$$S = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 75}{19000 - 8365.46} = 33.64 \text{ cm} < 34.08 \text{ cm}$$

Si se colocan los estribos extremos con una separación de 15 cm y los intermedios a 30 cm. Se cumple con las disposiciones de las NTC en el inciso 5.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento.

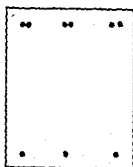
Para completar el diseño debe revisarse el agrietamiento y la Deflexión:

Se obtendrá el valor de la deflexión inmediata el cual se multiplicará por

$$\frac{2}{1 - 30 \rho'}$$

Para obtener la flecha diferida. La flecha total será la suma de las dos anteriores.

. Cálculo de Momento de inercia
 Si Momentos extremos



$$A_s = 30,42 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 15,21 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\epsilon_c = 8000 \quad \sqrt{250} = 126,491 \text{ kg/cm}^2$$

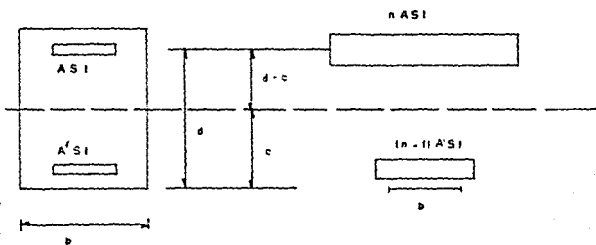
$$\epsilon_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{2 \times 10^6}{126,491} = 15,81 \approx 16$$

$$(n - 1) = 16 - 1 = 15$$

$$n A_s = 16 \times 30,42 = 486,72 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A'_s = 15 \times 15,21 = 228,15 \text{ cm}^2$$



Momentos estáticos respecto al eje neutro.

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

$$486.72 (75 - C) + 40 C^2 / 2 + 228.15 (C - 5)$$

$$36504 - 486.72 C + 20 C^2 + 228.15 C - 1140.75$$

$$20 C^2 + 714.87 C - 37644.75 = 0$$

$$C = 64.79 \text{ cm}$$

$$n A s_1 (d - c)^2 = 486.72 (75 - 64.79)^2 = 50\,737.68 \text{ cm}^4$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{40 \times 64.79^3}{3} = 3626\,291.2 \text{ cm}^4$$

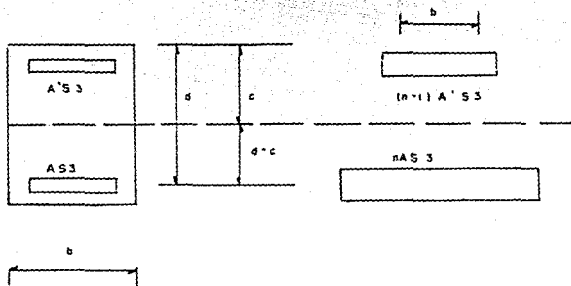
$$(n - 1) A' s_1 (C - 5)^2 = 228.15 (64.79 - 5)^2 = 815\,600.68 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = 4\,492\,629.56 \text{ cm}^4$$

Cálculo J_3

$$n A s_3 = 16 (15.21) = 243.36 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A' s_3 = 15 (15.21) = 228.15 \text{ cm}^2$$



Momentos estáticos respecto al eje neutro.

$$n A s_3 (d - c) + b c \frac{c}{2} + (n - 1) A' s_3 (c - 5)$$

$$243.36 (75 - C) + \frac{40 C^2}{2} + 228.15 (C - 5)$$

$$18\,252 - 243.36 C + 20 C^2 + 228.15 C - 1140.75$$

$$20 C^2 + 471.51 C - 19\,392.75 = 0$$

$$C = 45.08 \text{ cm}$$

$$n A_1 (d - c)^2 = 243.36 (75 - 45.08)^2 = 217\,811.78 \text{ cm}^4$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{40 \times 45.08^3}{3} = 221\,491.53 \text{ cm}^4$$

$$I_n = I_1 + A_1 (C - 5)^2 = 228.15 (45.08 - 5)^2 = 366\,501.62 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = 1\,805\,804.93 \text{ cm}^4$$

Por tener un extremo discontinuo

$$J_{\text{Total}} = \frac{J_1 + 2J_3}{3}$$

$$J_x = \frac{4492\,629.26 + (2 \times 1805\,804.93)}{3} = 2\,701\,413.14 \text{ cm}^4$$

Deflexión inmediata es:

$$\Delta i = \frac{5L^2}{48EI}$$

$$\left[M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right]$$

M_c = Momento al centro del claro

M_i = Momento extremo izquierdo

M_d = Momento extremo derecho

$$\Delta i = \frac{5 \times 3.4^2}{48 \times 12647 \times 2701413} \left[24.84 - \frac{1}{10} (88.14 + 88.19) \right] = 0.16 \text{ cm}$$

Deflexión diferida

$$\Delta dif = \Delta i \left(\frac{2}{7 - 50\rho'} \right) = 0.16 \left(\frac{2}{7 + 50(0.00507)} \right) = 0.26 \text{ cm}$$

Deflexión total

$$\Delta t = \Delta i + \Delta dif = 0.16 + 0.26 = 0.42 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

$$\Delta_{\text{per}} = L - 0.5 \text{ cm} = \frac{850}{250} \text{ cm} - 0.15 \text{ cm} = 4 \text{ cm} > 0.42 \text{ cm}$$

Para el agrietamiento se debe cumplir con la siguiente disposición

$$F_s \sqrt[3]{dc A} < 40000 \text{ kg/cm}$$

$$F_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200 \text{ kg/cm}^2) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$dc = 5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{40 \times 5 \times 2}{3} = 133.33 \text{ cm}^2$$

$$2520 \sqrt[3]{5 \times 133.33} = 22014 \text{ kg/cm} < 40000 \text{ kg/cm}$$

Se concluye que el refuerzo para esta viga es aceptable. Del mismo modo se calculó el refuerzo para todas las vigas de la planta baja correspondientes al marco 1. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 5.2.1.

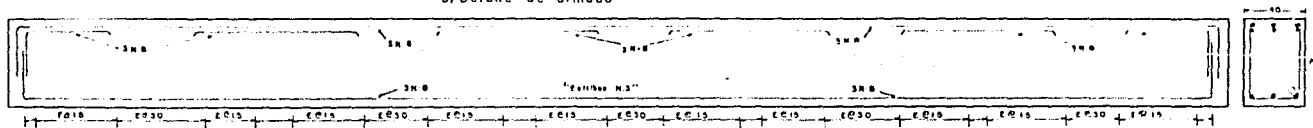
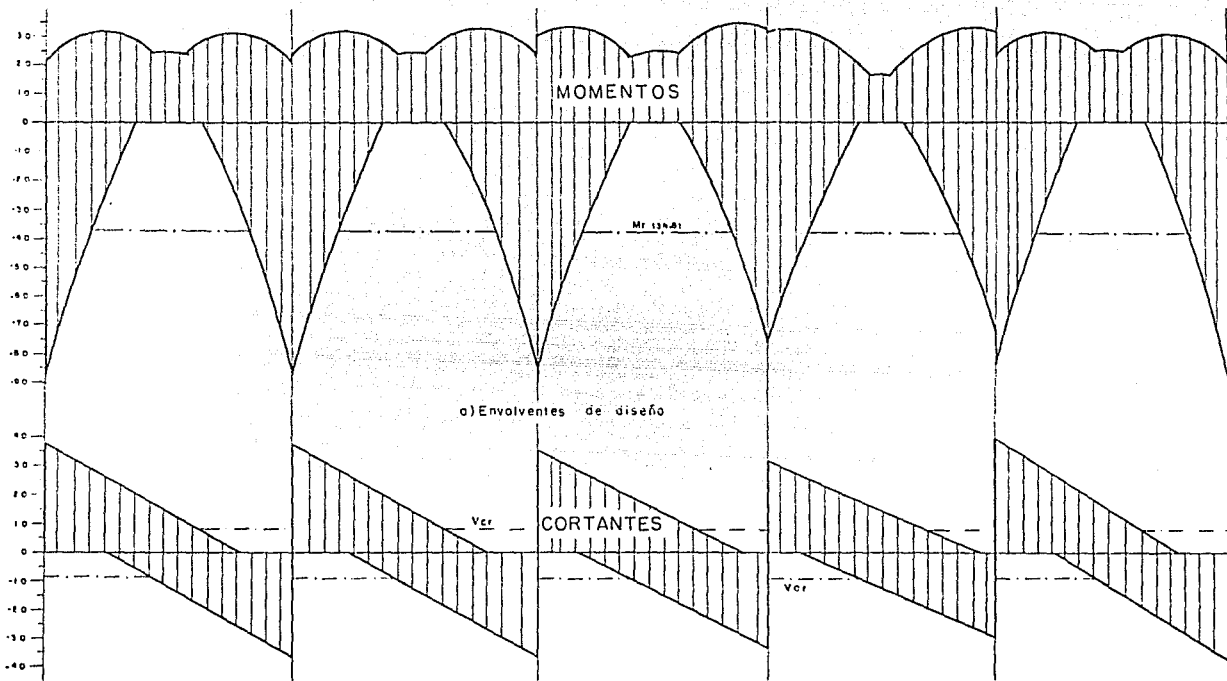


Fig.5.2.1 Diseño de trabe

V.3. DISEÑO DE COLUMNAS.

En esta sección se detalla el refuerzo con que debe contar una columna de una estructura en una zona de alto riesgo sísmico de acuerdo con las indicaciones del Reglamento y las NTC correspondientes.

Las reglas que marcan tanto el reglamento como las NTC, son para evitar que el refuerzo longitudinal de las columnas llegue a fluir. En otras palabras se busca que al formarse los mecanismos de falla las articulaciones plásticas aparezcan en las vigas y no en las columnas.

Como las columnas del edificio están sujetas a acciones sísmicas; el diseño de las mismas, parte de tener un problema de compresión y flexión biaxial en secciones rectangulares. El Reglamento del Distrito Federal exige que se tome en cuenta el efecto total del sismo que actúa en una dirección principal, más el 30 por ciento del correspondiente al que pueda actuar en la otra dirección.

Los efectos que se mencionan en el párrafo anterior son las fuerzas internas (momentos, axiales y cortantes) obtenidas de los análisis bajo cargas de servicio. Figura 5.3.1

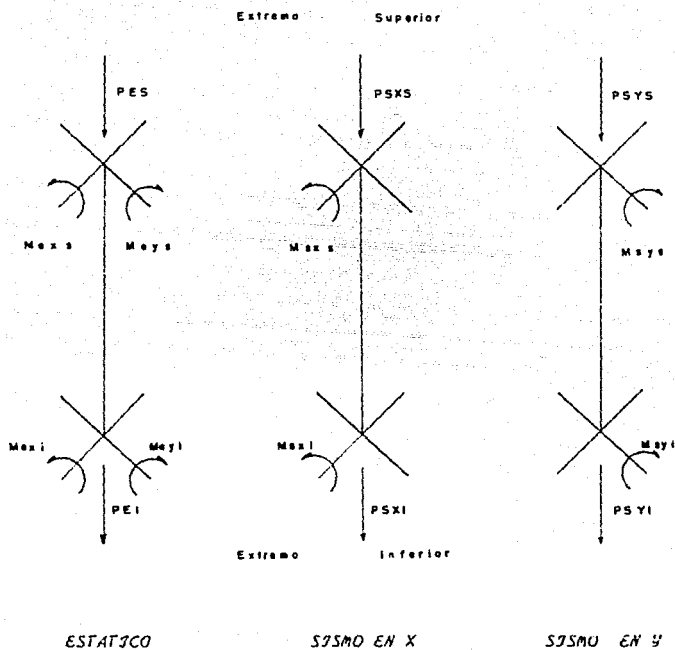


FIGURA 5.3.1

Con estas fuerzas internas se hacen las combinaciones de acciones de diseño o últimas, afectadas por su correspondiente factor de carga y cuando sea necesario por el factor que provocan los efectos de esbeltez.

Carga estática (FC = 1.4)

$$PUE = PE \times FC$$

$$MTE_x = Fab_x \times FC \times MEx_2$$

$$MTE_y = Faby \times FC \times MEy_2$$

$$MEx_2 > Macc_x = PUE \times ex \quad 0.05h \leq ex \leq 2 \text{ cm}$$

$$MEy_2 > Macc_y = PUE \times ey \quad 0.05h \leq ey \leq 2 \text{ cm}$$

h = Dimensión de la sección en la dirección analizada.

Carga estática y sismo en X (FC = 1.1)

$$PUES_x = 1PE - P_{sx} + 0.3 P_{sy} / FC$$

$$MTE_{Sx} = Fab_x \times FC \times MEx_2 + F_{sx} \times FC \times M_{sx}$$

$$MTE_{Sy} = Faby \times FC \times MEy_2 - 0.3 F_{sy} \times FC \times M_{sy}$$

Carga estática y sismo en Y (FC = 1.1)

$$PUES_y = 1PE - P_{sy} + 0.3 P_{sx} / FC$$

$$MTE_{Sy} = Faby \times FC \times MEy_2 + F_{sy} \times FC \times M_{sy}$$

$$MTE_{Sx} = Fab_x \times FC \times MEx_2 - 0.3 F_{sx} \times FC \times M_{sx}$$

Se debe diseñar para la condición más desfavorable.

Una de las ayudas más útiles para el diseño de columnas es el diagrama de interacción. Dicho diagrama es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia. Así, si se cuenta con el diagrama de interacción de un elemento dado, se conocen todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar.

La figura 5.3.2 muestra un típico para una sección rectangular con refuerzo simétrico. Cualquier punto en la curva de trazo continuo representa una combinación de momento y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia.

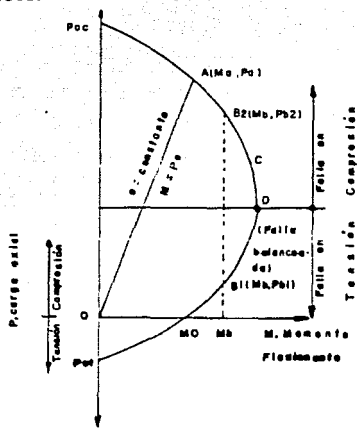


Fig. 5.3.2 Diagrama de interacción

El diagrama de interacción se obtiene determinando varios puntos que lo definan. El procedimiento para encontrar un punto cualquiera es, esencialmente, el mismo usado en flexión para calcular las fuerzas de compresión y de tensión, una vez supuesta la profundidad del eje neutro. Sin embargo, no es necesario hacer varios tanteos hasta igualar ambas fuerzas, ya que su diferencia representa la fuerza normal, P , y el momento respecto al eje geométrico, el momento flexionante, M , que corresponden al estado de deformaciones determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Por lo tanto, para cada estado de deformaciones se

obtiene un valor de P y uno de M , que definen un punto del diagrama de interacción.

En el inciso anterior se menciona la forma de construir y utilizar los diagramas de interacción para determinar la resistencia a combinaciones de momento y carga axial de secciones de características conocidas.

El problema inverso, consiste en determinar las dimensiones y el refuerzo requeridos para resistir una fuerza axial y un momento dado, puede también resolverse con la ayuda de diagramas de interacción mediante un proceso de tanteos.

En el apéndice B se presentan algunos diagramas típicos tomados de los elaborados por Meli y Rodríguez. Estos diagramas están basados en las hipótesis de las ATC; constituyen una versión refinada y amplia, abarcando una gran variedad de secciones, tipos de refuerzo y condiciones de carga.

Los diagramas pueden utilizarse de distintas maneras. Una forma de proceder puede consistir en limitar la cuantía ρ a un valor dado, puede calcularse el valor de q correspondiente. Se puede entonces definir un punto en el diagrama a partir de este valor y de las relaciones d/h y e/h . Se hacen los ajustes necesarios en la sección supuesta hasta encontrar una que de un valor de P_u semejante al requerido.

El diseño se llevó a cabo con la ayuda de la fórmula de Bresler, con la cual se calculan los valores máximos de la carga de compresión que actúa en excentricidades e_x y e_y en secciones rectangulares con refuerzo simétrico. La expresión que se propone es:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} + \frac{1}{PRO}}$$

donde

- PR** Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .
- PRO** Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$.
- PRx** Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría.
- PRy** Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ecuación es válida para $PR/PRO \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que $0.05h \geq 2cm$.

Esta fórmula reduce el problema a una combinación de soluciones más simples: dos de flexocompresión en un plano de simetría y una de compresión axial. El problema debe resolverse por tanteos; se muestra en el ejemplo el tanteo final donde se procuró ajustar la cuantía. En el cálculo de PRO, PRx y PRy se utilizó como valor del factor de resistencia $FR = 0.8$, el correspondiente a falla en compresión.

Las fuerzas internas de diseño son:

	Extremo inferior	Extremo superior
Dirección X	$P_u = 859.73 \text{ Ton.}$	
CM - CV	$M_u = 1.10 \text{ T-m}$	$M_u = 2.24 \text{ T-m}$
CA	$M_u = 404.64 \text{ T-m}$	$M_u = 279.94 \text{ T-m}$
Dirección Y	$P_u = 859.73 \text{ Ton.}$	
CM - CV	$M_u = 0.18 \text{ T-m}$	$M_u = 29.90 \text{ T-m}$
CA	$M_u = 464.34 \text{ T-m}$	$M_u = 175.02 \text{ T-m}$

En la columna se desprecian los efectos de esbeltez tanto generales como locales, es decir $F_{ab} = 1.0$.

El diseño se hará con los datos que se tienen en el extremo inferior por ser ahí donde se encuentran los momentos máximos.

Efectos gravitacionales:

$$P_u = 859.73 \text{ Ton.}$$

$$\text{Dirección X} \quad M_u = 1.1 + (0.05 \times 859.73) = 44.08 \text{ T-m}$$

$$\text{Dirección Y} \quad M_u = 0.18 + (0.0725 \times 859.73) = 62.51 \text{ T-m}$$

Efectos del sismo

$$\text{Dirección X} \quad M_u = 404.64 \text{ T-m}$$

$$\text{Dirección Y} \quad M_u = 464.34 \text{ T-m}$$

Flexocompresión en dirección X

$$P_u = 859.73 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 44.08 + 404.64 = 448.72 \text{ T-m}$$

$$M_{uy} = 62.51 + 10.3 \times 464.34 = 201.81 \text{ T-m}$$

En resumen, la columna se diseñará por flexocompresión biaxial para los datos siguientes:

$$P_u = 859.73 \text{ Ton} ; e_x = \frac{448.72}{859.73} = 52 \text{ cm} ; e_y = \frac{201.81}{859.73} = 23 \text{ cm}$$

Se aplicarán los diagramas de interacción, proponiendo un refuerzo y se revisará la capacidad con la fórmula de Bresler.

$$\text{Supóngase } \rho = 0.018$$

$$A_s = 0.018 \times 100 \times 145 = 261 \text{ cm}^2$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.018 \times \frac{4200}{170} = 0.45$$

Cálculo PRO

$$PRO = FR (f_c A_c + A_s f_y) =$$

$$0.8 [(170 \times 14500 - 261) + (261 \times 4200)] = 2814 \text{ Ton}$$

Cálculo PRx

Con el refuerzo distribuido en la periferia

$$\frac{e_x}{h} = \frac{52}{100} = 0.52 ; \quad \frac{d}{h} = \frac{94}{100} = 0.94$$

$$q = 0.45$$

de gráficas Apéndice B

$$K = 0.5$$

$$P_{ex} = K_x FR_b h f_c$$

$$= 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 145 \times 170 = 986 \text{ Ton}$$

Cálculo PR_y

$$d/h = \frac{139}{145} = 0.95$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{23}{145} = 0.16$$

$$q = 0.45$$

de gráficas Apéndice B $K = 1.02$

$$PR_y = K_y FR bh^2 c$$

$$= 1.02 \times 0.8 \times 100 \times 145 \times 170 = 2130 \text{ Ton}$$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{PR_o}}$$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{986} + \frac{1}{2130} - \frac{1}{2814}} = 886 \text{ Ton}$$

$$886 \text{ Ton} > 859.73 \text{ Ton}$$

Para que lo anterior sea válido,

$$\frac{PR}{PR_o} > 0.10 \Rightarrow \frac{886}{2814} = 0.31 > 0.10$$

Revisando la sección a flexocompresión para la dirección y se obtiene $PR = 960 \text{ Ton} > 859.73 \text{ Ton}$.

Para el refuerzo transversal primero se revisará que:

$$P_u < 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$$

$$859.73 \text{ Ton} < (0.7 \times 200 \times 14500) + (2000 \times 261) = 2552 \text{ Ton}$$

Para conocer el cortante resistente, designamos arreglo de varillas de acuerdo al área de acero obtenida como se muestra en la figura 5.3.3. b

El porcentaje de acero para cortante queda:

$$\rho = \frac{8 (11.4)}{14500} = 0.0063 < 0.1$$

Por lo tanto, el cortante resistente de la columna nos queda:

$$V_{CR} = FR bd (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c} (1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g})$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 145 (0.2 + (30 \times 0.0063)) \sqrt{200} (1 + 0.007 \frac{859730}{74300})$$

$$V_{CR} = 90 \text{ Ton} < V_u = 130 \text{ Ton}$$

Como $V_u > V_{CR}$ la separación de estribos es:

$$S = \frac{FR A_v f_{yd}}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v f_y}{3.5 b}$$

$$\frac{0.8 \times 14 \times 1.271 \times 4200 \times 95}{130351 - 90228} = 40.41 \text{ cm}$$

$$\frac{0.8 \times 14 \times 1.271 \times 4200}{3.5 \times 145} = 33.63 \text{ cm Rige}$$

Limitaciones $S \geq 5 \text{ cm}$

$$\text{Si } V_u \leq 1.5 FR bd \sqrt{f_c} = 1.5 \times 0.8 \times 100 \times 145 \times \sqrt{200} = 246 \text{ Ton}$$

$$130 < 246$$

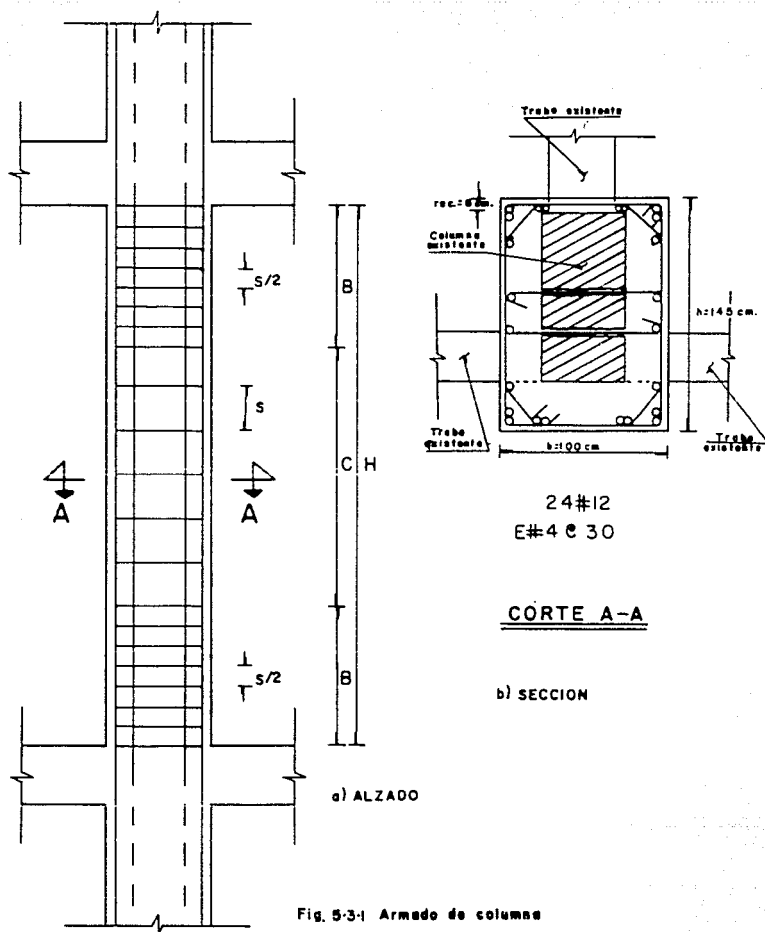
$$S = 0.5 (95) = 47.5 \text{ cm.}$$

Se concluye que usarán estribos # 4 con separación de 30 cm.

Por otro lado esta separación de estribos será reducida a la mitad abajo y arriba de cada unión de columna con trabes o losas como se muestra en la figura 5.3.3a: en una longitud no menor que

$$\begin{array}{l} 1.- \quad B = 145 \text{ cm} \\ 2.- \quad \frac{480}{6} = 80 \text{ cm} \\ 3.- \quad 60 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Rige } B = 145 \text{ cm}$$



V.4. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO.

A lo largo del tiempo se ha reconocido la utilidad de los muros en la planeación estructural de edificios. Cuando los muros se colocan en posiciones ventajosas dentro de una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir las cargas laterales producidas por los sismos.

El uso de muros cortantes como se han denominado, se hace imperativo en determinadas edificaciones a fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso, provocadas por la carga lateral. Los muros cortantes bien diseñados en las áreas sísmicas tienen muchas ventajas. No sólo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso o durante las perturbaciones sísmicas moderadas.

Cuando la función principal de los muros es resistir fuerzas horizontales en su plano, el diseño se hará de acuerdo a los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. Estos criterios parten de la importancia que se le da a la carga vertical.

Si se determina que actúan cargas verticales importantes el muro se diseñará por flexocompresión como si fuera columna y además se deberán de tener en cuenta las siguientes disposiciones:

Se considerará una longitud efectiva de pandeo de acuerdo a las restricciones laterales que posea el muro. Considerándose como suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados a él.

El refuerzo vertical estará limitado a la ubicación de la resultante de la carga vertical. Cuando se encuentre actuando dentro del tercio medio del espesor del muro y su magnitud no exceda de $0.25 f'c A_g$, el refuerzo vertical será el que cumpla para refuerzo por cambios volumétricos. Si alguna de las características no se cumple, el refuerzo se determinará de acuerdo a refuerzo máximo o mínimo.

El refuerzo horizontal será el que cumpla para refuerzo por cambios volumétricos.

Para diseñar un muro con carga vertical de poca importancia, se parte de determinar el espesor, el cual, estará limitado por la restricción lateral que posea el muro y al tipo de construcción en el que se encuentre. Pero nunca será menor a 10 cm.

La resistencia por flexión se podrá realizar con la siguiente fórmula:

$$MR = FR A_s f_y z$$

Siempre que la carga vertical sea menor a $0.2 FRtLl'c$ y la cuantía de acero a tensión A_s/tl no exceda de 0.008. El brazo de palanca z se obtiene de la relación que exista, entre la altura y la longitud del muro.

El refuerzo a flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro dependiendo de la relación H/L . Los elementos extremos contarán a todo lo largo, con el refuerzo transversal que se especifica para marcos dúctiles en el inciso 5.3.4 para elementos a flexocompresión.

Un elemento extremo de un muro estructural se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de resistencia y carga que correspondan.

Las expresiones que proporcionan la cantidad de cortante que toma el concreto en muros, estarán limitadas a la relación H/L . El refuerzo por fuerza cortante será el necesario para cubrir junto con la fuerza cortante que toma el concreto, el cortante último al que está sometido el muro. Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical no serán menores a 0.0025 y la separación no será mayor a 35 cm. El refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del muro.

Las normas del ACI al igual que las normas del D.O.F. establecen que los muros se diseñarán por flexocompresión, pero la forma de hacerlo dependerá de la carga vertical. El muro debe de estar anclado a elementos de intersección como columnas, las cuales se considerarán como elementos en compresión. El refuerzo vertical y horizontal será el mínimo, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante. El espesor de los muros depende de su localización dentro del edificio, pero nunca será mayor que la dimensión de los elementos que le proporcionan apoyo lateral.

El procedimiento de diseño de ambas normas es semejante, la diferencia se encuentra en los parámetros, pues cada norma marca sus requisitos mínimos y máximos.

El diseño del muro localizado en el eje H se hizo siguiendo las disposiciones de las Normas del D.O.F. Las cargas a las cuales está sometido el muro son:

$$P_u = 951 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1151 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 421 \text{ Ton}$$

El procedimiento que se sigue es el que marcan las normas para muros, cuya principal función es resistir fuerzas laterales y su carga vertical no es de consideración y la relación $L/t \leq 70$.

$$\frac{920}{30} = 31 < 70$$

La resistencia a flexión se podrá calcular con $M_R = F_R A_s f_y z$ si $P_u < 0.2 F_R t L^2/c$.

$$P_u < 0.2 \times 0.8 \times 30 \times 920 \times 250 = 1104 \text{ Ton}$$

$$\text{Si } H/L = \frac{330}{920} = 0.36$$

entonces el brazo de palanca z será igual a :

$$z = 1.2 H = 1.2 \times 330 = 396 \text{ cm.}$$

Así el área de acero es igual a :

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y z} = \frac{115100000}{0.8 \times 4200 \times 396} = 86.5 \text{ cm}^2$$

Se proponen 18 # 8, $A_s = 90 \text{ cm}^2$

El porcentaje de refuerzo en cada extremo es:

$$\frac{90}{(135 \times 90)} = 0.0074$$

por lo cual cumple con los refuerzos mínimo y máximo recomendados para columnas.

La cuantía total de refuerzo necesario para resistir los efectos sísmicos es:

$$\frac{A_s + A'_s}{A \text{ muro}} = \frac{2 \times 90}{30 \times 830 + 2 \times 135 \times 90} = 0.0036$$

El refuerzo debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones 4.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias.

La separación es la menor de las siguientes disposiciones:

$$\frac{850}{\sqrt{4200}} \times 2.54 = 33 \text{ cm}$$

$$48 \times 0.95 = 45.72 \text{ cm}$$

$$\frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

La separación máxima de los estribos es de 30 cm. En la parte de confinamiento esta separación se reducirá a la mitad. Como la longitud total de la columna es de 330 cm y la parte de confinamiento de 270 cm, se optó por colocar los estribos a una separación de 15 cm en toda la altura de la columna.

Los estribos se colocarán de manera que den un buen soporte lateral, como lo especifican las Normas Técnicas Complementarias. Para cumplir con las disposiciones se colocarán dos estribos del #3. La forma en que serán colocados se muestra en la figura 5.4.1.

La fuerza cortante que forma el muro es igual a:

$$V_{CR} = 0.85 FR \sqrt{f'_c} t L$$

$$\text{Si } H/L < 1.5$$

$$H/L = \frac{330}{920} = 0.36 < 1.5$$

entonces:

$$V_{CR} = 0.85 \times 0.8 \times \sqrt{200} \times 30 \times 920 = 265 \text{ Ton} < V_u$$

La cuantía de refuerzo horizontal, ρ_h , se calculará con la expresión:

$$\rho_h = \frac{V_u - V_{CR}}{FR f_y dt} = \frac{421\,000 - 265\,000}{0.8 \times 4200 \times 736 \times 30} = 0.0021$$

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores que 0.0025; según por la cual se tomarán éstas para el diseño.

Para barras del #4 en dos lechos.

$$\rho_h = \frac{A_{vh}}{S_{ht}} \quad S_h = \frac{A_{vh}}{\rho_{ht}} = \frac{2 \times 1.27}{0.0025 \times 30} = 34 \text{ cm}$$

$$\rho_u = \frac{A_{vu}}{S_{vt}} \quad S_u = \frac{A_{vu}}{\rho_{vt}} = \frac{2 \times 1.27}{0.0025 \times 30} = 34 \text{ cm}$$

Para resistir la fuerza cortante en el muro se colocarán 2 varillas del #4@35 cm en la figura 5.4.1.b se muestra la distribución del refuerzo.

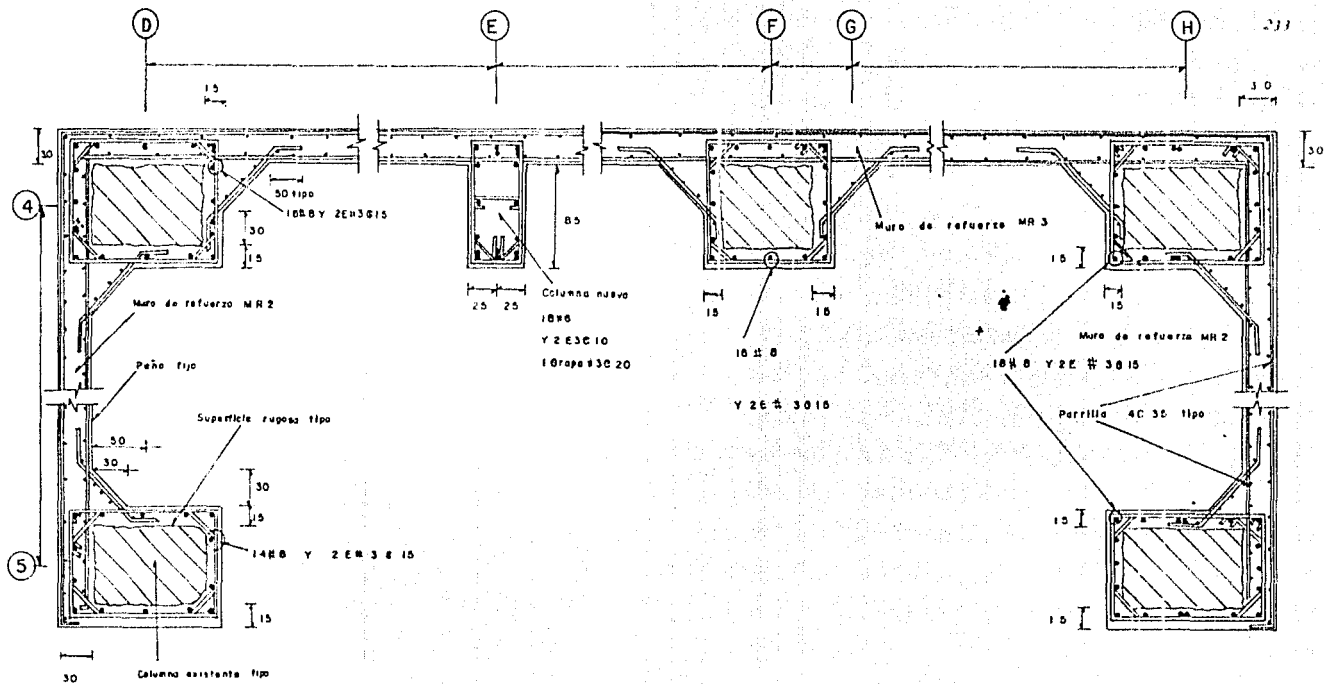


Fig 5.4.1 Detalle de muros MR2 Y MR3

V.5 REVISIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.

La mampostería estructural resulta ser un concepto bastante nuevo en ingeniería civil, pues tradicionalmente ha sido usada y tratada como un elemento sin ninguna responsabilidad para soportar cargas significativas, y mucho menos todavía en el caso de acciones sísmicas.

Las investigaciones que se han encaminado a estudiar los efectos de muros de mampostería sobre la resistencia, rigidez y ductilidad de una estructura sometida a excitaciones sísmicas, han demostrado que conocidas las acciones a las que se verá sometido un muro, las mejoras sobre la respuesta del mismo, radican únicamente en la optimización del uso que se haga con los materiales que forman el muro.

Es así que una vez conocido, con relativa profundidad, el comportamiento de la mampostería, ya sea no reforzada o reforzada en diferentes modalidades, y si se desea su uso estructural, es necesario que ésta cumpla con ciertos requisitos para conferirle a todo el sistema estructural, adecuadas propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad.

Los diferentes tipos de mampostería con responsabilidad sísmoresistente deben cumplir con ciertos requisitos de diseño y construcción, de tal manera que su respuesta sea predecible en resistencia, degradación de rigidez y deformabilidad y además para que se pueda llevar el diseño hacia un mecanismo de colapso que incluya la máxima disipación de energía posible.

Los muros diafragma son el resultado de la unión consiente entre marco y mampostería, de tal manera que actúen conjuntamente ante carga lateral. La función

del marco es resistir las fuerzas de gravedad más las de flexión por causas sísmicas y de confinar a la mampostería para que ésta haga uso de su rigidez en la mejor manera. La mampostería en cambio resiste principalmente el cortante con comportamiento muy semejante al alma de una viga *T*, en la cual los patines representan las columnas. Este modelo funciona mientras no se fisure la mampostería por tensión diagonal.

Comienza una etapa diferente de comportamiento al momento que se produce una separación en la superficie de unión muro-marco. Desde ese momento la resistencia es influenciada mayormente por el marco y se tiene al muro trabajando como una diagonal en compresión que proporciona en la vecindad de la esquina cargada, presión y fuerza cortante. La separación de esquinas opuestas es causada por las diferencias entre las deformaciones por flexión del marco y las de cortante de la mampostería. Desde el instante en que la mampostería actúa como un puntal diagonal, el comportamiento es totalmente diferente al inicial.

El comportamiento del muro es óptimo, luego de la fisura principal sólo si está debidamente reforzado, que es lo único que evita la inmediata falla del muro y posiblemente de las columnas confinantes.

Las normas del D.D.F. marcan que los muros diafragma son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del

paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

Para muros diafragma:

$$VR = FR (0.85 V^* AT)$$

V^* es el esfuerzo cortante medio de diseño, que para nuestro caso es de 3.5 kg/cm^2 .

AT es el área de la sección transversal del muro.

FR es el factor de reducción de resistencia, que para este tipo de muros vale 0.7.

El cortante que debe resistir el muro de mampostería es el que se obtiene de la combinación (C + S) 1.1 que es igual a 10.35 Ton.

El área de la sección transversal deberá incrementarse por la equivalencia que tiene el refuerzo de mortero en el espesor del muro. Para que se entienda el inciso anterior se muestra el siguiente ejemplo:

Refuerzo 4 cm. de mortero

Módulo de elasticidad del mortero = $100\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del tabique = $60\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Así la relación que existe es la siguiente

$$\frac{100\ 000}{60\ 000} = 1.67$$

De tal manera que el espesor del muro sea igual a:

$$t = 15 + (4 \times 1.67) = 21.66 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

Y el área de la sección transversal

$$AT = 800 \times 22 = 17\,600 \text{ cm}^2$$

Con la determinación del área transversal de la sección, se tienen todos los datos para aplicar la expresión que nos determine la fuerza resistente que soporta el muro.

$$VR = 0.7 (0.85 \times 3.5 \times 17\,600) = 36.65 \text{ Ton}$$

Con este resultado se concluye que el refuerzo propuesto a los muros de mampostería es el correcto, pues la constante resistente es mucho mayor que la constante última a que será sometido el muro.

$$VR = 36.65 \text{ Ton} > Vu = 10.35 \text{ Ton}$$

El croquis del refuerzo para muros de mampostería se muestra en la figura 5.5.1. En la figura 5.5.2 se muestra un croquis para un muro de mampostería que no colabora con el marco.

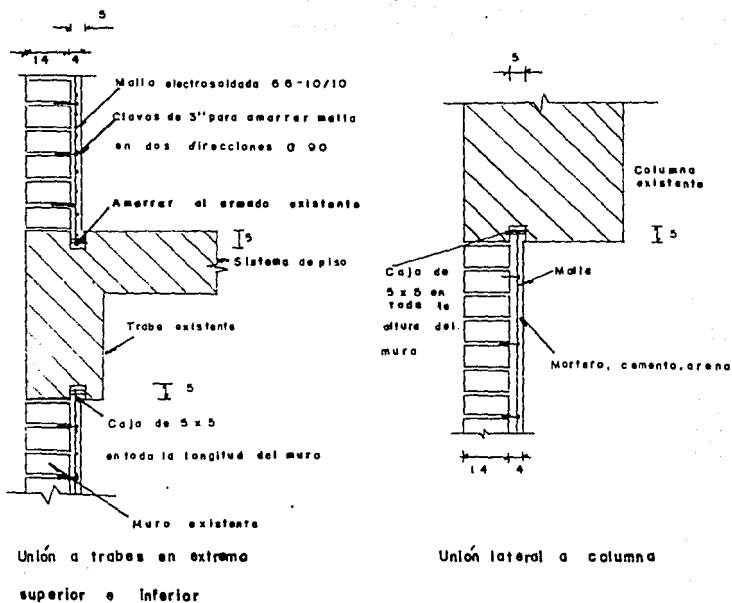


Fig.5,2,1 Refuerzo de muros de
MAMPOSTERIA

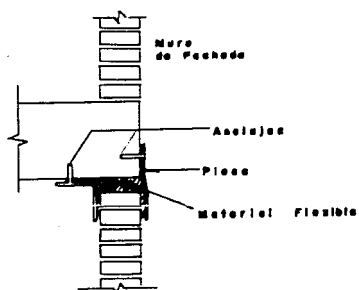
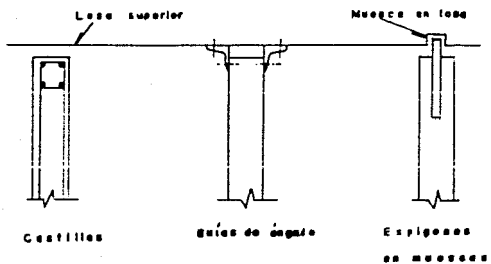
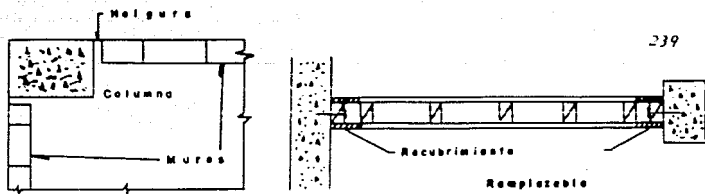


Fig. 5,2,2 Procedimientos para desliger
 MUROS de mamposteria

Día a día el diseño de las estructuras se hace más complejo, por lo que se requiere mayor tecnología. Los materiales prefabricados han venido a facilitar este trabajo, ya que tienen la versatilidad para permitir al constructor montar una estructura sin problema en las conexiones de los diferentes elementos para garantizar la continuidad estructural, como ha quedado comprobado en las numerosas construcciones que se comportaron satisfactoriamente bajo la acción de los sismos de 1985.

La vigueta es un elemento estructural de concreto reforzado pretensado que asociado con la bovedilla forma una losa prefabricada que comúnmente se utiliza en sistemas de piso y azotea. Con respecto a otros sistemas de losas prefabricadas, la ventaja reside en una simplicidad más grande en su concepción, ya que no se requiere de ningún equipo de montaje para la colocación de las viguetas y bovedillas en su sitio definitivo.

Por sus características, este sistema de piso tiene la ventaja de eliminar la cimbra, ahorrando tiempo y reduciendo costos. Dicho sistema lleva un colado complementario de compresión, que hace trabajar la losa como monolítica, reduciendo la vibración y las deflexiones.

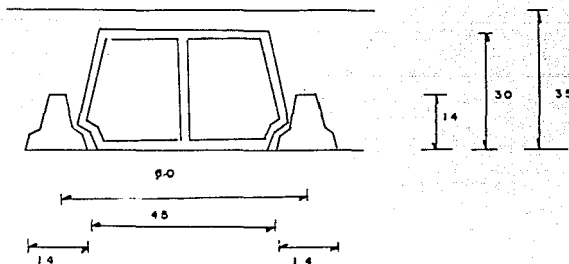
Las recomendaciones constructivas para el buen funcionamiento de la losa son las siguientes:

- a) Montar las viguetas y colocar de manera correcta una bovedilla en cada extremo, a manera que sirvan de guía a las bovedillas intermedias.

- b) Para claros de 3.20 m a 4 m colocar una madrina de nivelación al centro del claro. Para claros mayores de 4 m deberán colocarse 2 apoyos intermedios a los tercios del claro.
- c) La madrina de nivelación va pegada al lecho inferior de la vigueta, procurando no hacer presión para evitar que la vigueta se levante. En caso que la vigueta presente una contraflecha grande, podrá colocarse la madrina 1 cm abajo del lecho inferior de la vigueta.
- d) Colocar el refuerzo de acero sobre las viguetas y bovedillas. Para efectuar el colado en sitio, iniciando en el centro de la vigueta y continuando hacia los extremos.

Las conexiones de las viguetas y bovedillas con el resto de la estructura, dependen de los apoyos en donde se hagan descansar. El proceso constructivo influye tanto en el análisis como en el diseño del sistema de piso.

En el ejemplo que se presenta a continuación se muestra el análisis y el diseño de un tablero que tiene 8 m de longitud. Las características del entrepiso son las siguientes:



Peso propio de vigueta	30 kg/ml
Peso propio de bovedilla	72 kg/ml
Área de vigueta	120 cm ²
Área bovedilla	1552 cm ²

Área de concreto:

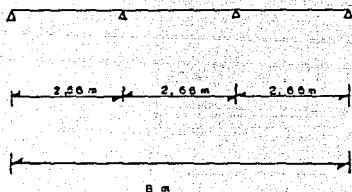
$$160 \times 35 - 120 - 1552 = 428 \text{ cm}^2 = 0.0428 \text{ m}^2$$

Peso propio del concreto:

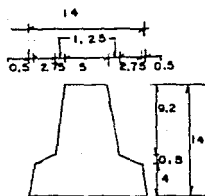
$$0.0428 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 102 \text{ kg/ml}$$

$$\sum pp = 30 + 72 + 102 = 204 \text{ kg/ml}$$

Cuando el concreto está fresco, esta carga debe ser soportada por la vigueta. En virtud de que el claro de 8 m es demasiado grande, el colado se realiza apoyando la vigueta en dos puntales intermedios:



Para la condición inicial las viguetas trabajan aisladas con las siguientes propiedades geométricas.



Área 120 cm^2

Eje centroidal $(x, y) =$
 $(17 \text{ cm}, 5.5 \text{ cm})$

Momento de inercia $= 1903 \text{ cm}^4$

Las características que se necesitan para realizar el análisis son las siguientes:

Rigideces

$$Y_{BA} = \frac{3EI}{L}$$

$$Y_{BC} = \frac{2EI}{L}$$

Rigideces relativas:

$$Y_{BA} = \frac{3EI}{4EL}$$

$$Y_{BC} = \frac{2EI}{4EL}$$

Como la sección es constante en toda la viga se considera $I = 1$ entonces:

$$f_{BA} = \frac{3}{4 \times 2.66} = 0.28$$

$$f_{BC} = \frac{2}{4 \times 2.66} = 0.18$$

Factores de distribución

$$f_{dBA} = \frac{0.28}{0.28 + 0.18} = 0.6$$

$$f_{dBC} = \frac{0.18}{0.28 + 0.18} = 0.4$$

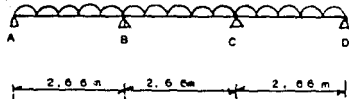
Momentos de empotramiento

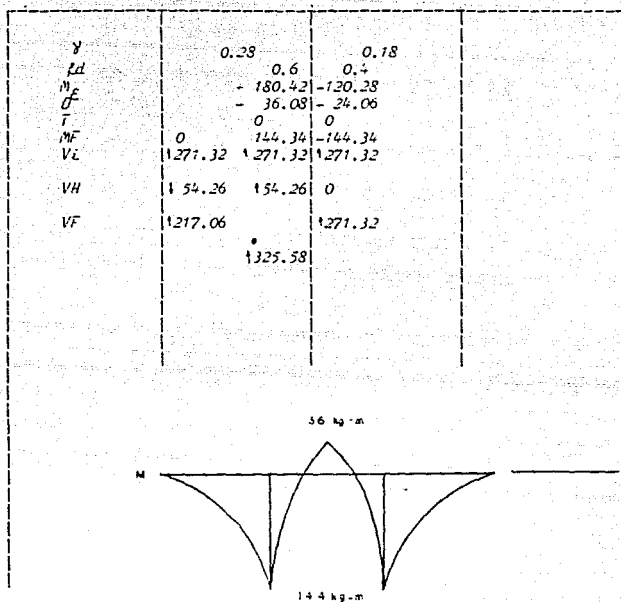
$$M_{AB} = \frac{WL^2}{8} = \frac{204 \times 2.66^2}{8} = 180.42 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = \frac{WL^2}{12} = \frac{204 \times 2.66^2}{12} = 120.28 \text{ kg-m}$$

Con estas características se procede a realizar el análisis:

$$w = 204 \text{ kg/m}$$





Los esfuerzos causados en la condición inicial por el peso propio son:

Sección centro del claro

$$\sigma_s = \frac{M}{I} \bar{y} = \frac{3600 \times 8.45}{1903} = 16 \text{ kg/cm}^2 \text{ Compresión}$$

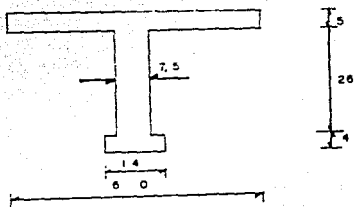
$$\sigma_t = \frac{M}{I} \bar{y} = \frac{3600 \times 5.55}{1903} = 11 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tensión}$$

Sección puntual

$$\sigma_{11} = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{14\,400 \times 8.75}{1903} = 64 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tensión}$$

$$\sigma_{22} = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{14\,400 \times 5.55}{1903} = 42 \text{ kg/cm}^2 \text{ Compresión}$$

Después de que el concreto fragua, de una manera conservadora puede suponerse que la sección resistente de la viga es:



Se hace una reducción del patín superior comparando la resistencia a compresión de la vigueta, ya que utiliza un $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$. De esta manera el patín superior tendrá una longitud igual a:

$$L = 60 \sqrt{\frac{250}{400}} = 48 \text{ cm}$$

Las propiedades geométricas de esta nueva sección son:

Área y brazo

Figura	Area	brazo (y)	Area x brazo
1	$48 \times 5 = 240 \text{ cm}^2$	12.5 cm	$7\ 800 \text{ cm}^3$
2	$7.5 \times 26 = 195 \text{ cm}^2$	17 cm	$3\ 315 \text{ cm}^3$
3	$14 \times 4 = 56 \text{ cm}^2$	2 cm	112 cm^3

Area total $\Sigma 491 \text{ cm}^2$

$\Sigma 11\ 227 \text{ cm}^3$

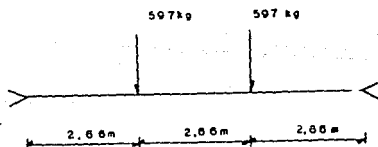
$$\text{brazo: } \frac{\Sigma A \times b}{\Sigma A} = \frac{11\ 227 \text{ cm}^3}{491 \text{ cm}^2} = 23 \text{ cm}$$

Inercia

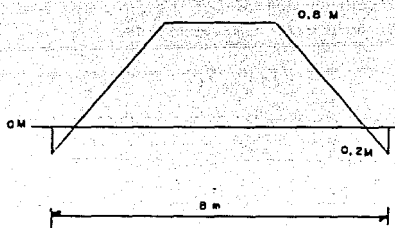
figura	$J (\text{cm}^4)$	Area (cm^2)	$d^2 (\text{cm}^2)$	$Ad^2 (\text{cm}^4)$	$J+Ad^2 (\text{cm}^4)$
1	500	240	90.25	21 600	22 260
2	10 985	195	36	7 020	18 005
3	75	56	441	24 696	24 771
				$J =$	$64\ 936 \text{ cm}^4$

Al fraguar el concreto se retiran los puntales y el sistema se vuelve a analizar. El análisis se realizará considerando al sistema como semiempotrado. El momento de semiempotramiento en forma práctica se considera como el ochenta por ciento de un momento de empotramiento perfecto.

El análisis al realizar la remoción de puntales es el siguiente:



El momento de empotramiento perfecto es $M = 597 \times 2.66 = 1592 \text{ kg-m}$, entonces los momentos de semiempotramiento son:



$$0.8 \text{ m} = 1273.6 \text{ kg-m}$$

$$0.2 \text{ m} = 318.4 \text{ kg-m}$$

Los esfuerzos al retirar los puntales son los siguientes:

$$\sigma_{s'} = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{127\ 360 \times 12}{64\ 936} = 23.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ compresión}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{127\ 360 \times 9}{64\ 936} = 17.65 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensión}$$

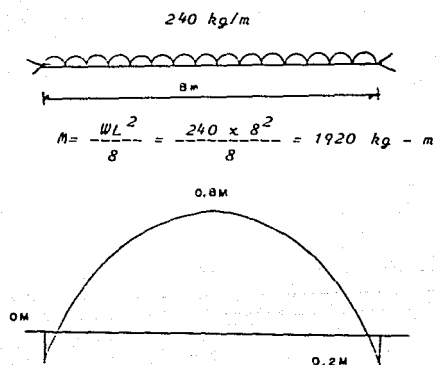
$$\sigma_g = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{127\ 360 \times 23}{64\ 936} = 45.48 \text{ kg/cm}^2 \text{ tensión}$$

Estos esfuerzos son iguales en los tercios y al centro del claro, pues el momento permanece constante.

La longitud de las viguetas es de 8 m y la separación entre ellas es de 60 cm. El peso total que deberá soportar el sistema de piso es de 740 kg/m^2 , a una porción de 60 cm le corresponde una carga de:

$$740 \text{ kg/m}^2 \times 0.6 \text{ m} = 444 \text{ kg/m}$$

Si a este resultado le quitamos el peso propio que es igual a 204 kg/m, el sistema recibe una sobrecarga de 240 kg/m; con lo cual se vuelve a analizar para obtener los esfuerzos por sobre carga. Se considerará también que el sistema está semiempotrado.



$$0.8 \text{ m} = 1536 \text{ kg} - \text{m}$$

$$0.2 \text{ m} = 384 \text{ kg} - \text{m}$$

Como el momento es variable los esfuerzos son los siguientes:

Al centro del claro:

$$\sigma_1' = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{153600}{64936} \cdot 12 = 28.38 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Compresión}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{153600}{64936} \cdot 9 = 21.29 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tensión}$$

$$\sigma_j = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{153600}{64936} \cdot 23 = 54.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tensión}$$

Al tercio del claro

$$\sigma_{s'} = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{125\,400}{64\,936} 12 = 23.17 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{compresión}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{125\,400}{64\,936} 9 = 17.38 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensión}$$

$$\sigma_j = \frac{M}{J} \bar{y} = \frac{125\,400}{64\,936} 23 = 44.41 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensión}$$

Las tablas siguientes muestran los esfuerzos que recibe el sistema en cada una de las etapas.

TERCJO DEL CLARO

Etapas	$\sigma_{s'}$	σ_s	σ_j
Inicial		-64	42
Retiro de puntales	23.5	-17.65	-45.48
Sobre carga	23.17	-17.38	-44.41
	<u>46.67 kg/cm²</u>	<u>-99.03 kg/cm²</u>	<u>-47.89 kg/cm²</u>

CENTRO DEL CLARO

Etapas	$\sigma_{s'}$	σ_s	σ_j
Inicial		16	-11
Retiro de puntales	23.5	-17.65	-45.48
Sobre carga	28.38	-21.29	-54.4
	<u>51.88 kg/cm²</u>	<u>-22.94 kg/cm²</u>	<u>-110.88 kg/cm²</u>

La convención de signos estipula lo siguiente.

+ Compresión

- Tensión

Los esfuerzos de tensión máximos que produce la carga externa se localizan en la parte inferior del centro del claro, se pueden balancear con los esfuerzos de compresión que se producen al someter la viga a un sistema de presfuerzo.

Si se considera que la viga está presforzada por un tendón con respecto a su eje centroidal; los esfuerzos superior e inferior estarán determinados con la siguiente expresión:

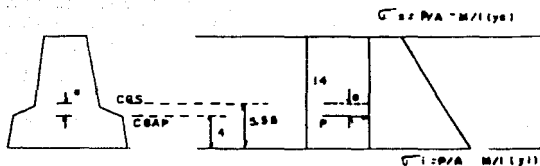
$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{My}{I}$$

donde

$\frac{P}{A}$ esfuerzo uniforme producto del presfuerzo

$\frac{M}{I} y$ esfuerzo para flexión

Gráficamente quedarían representados de la siguiente manera:



Conociendo el esfuerzo inferior, se obtiene la fuerza de refuerzo

P.

$$\sigma_{in} = \frac{P}{A} + \frac{M}{J} y_i = 110.88$$

Si $M = P e$

$$P = \frac{\sigma_{in}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e y_i}{J}\right)} = \frac{110.88}{\left(\frac{1}{720} + \frac{7.33 \times 3.55}{1903}\right)} = 8626 \text{ kg}$$

Si se considera un f_{su} (esfuerzo medio en el acero de refuerzo en la carga última) de 17500 kg/cm^2 y se diseña con un esfuerzo de trabajo igual a $0.6 f_{su}$. El refuerzo necesario que proporcione la fuerza de refuerzo se obtendrá de la siguiente manera:

Esfuerzo de trabajo

$$0.6 \times 17500 = 10500 \text{ kg/cm}^2$$

Área de refuerzo

$$\frac{8626 \text{ kg}}{10500 \text{ kg/cm}^2} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Esta área se satisface colocando un torón de $\frac{1}{4}$ " ϕ .

$$0.99 \text{ cm}^2 > 0.82 \text{ cm}^2$$

La fuerza de refuerzo que proporciona este refuerzo es la siguiente:

$$P = 0.99 \text{ cm}^2 \times 10500 \text{ kg/cm}^2 = 10395 \text{ kg}$$

Los esfuerzos que produce son:

$$\sigma_s = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = 134 \text{ kg/cm}^2$$

Con las condiciones anteriores, en cualquier punto de la viga de concreto presforzado, los esfuerzos debidos al presfuerzo y al peso propio antes de la aplicación de las cargas de servicio, no deben exceder los esfuerzos permisibles del material.

Los esfuerzos debidos al presfuerzo se obtienen considerando el 75% del esfuerzo medio.

$$0.75 \times 17\,500 = 13\,125 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza de presfuerzo es:

$$0.99 \times 13\,125 = 12\,993 \text{ kg}$$

Los esfuerzos que produce el presfuerzo en la parte inicial son:

$$\sigma_s = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = 167 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos debidos únicamente al peso propio de la vigueta son:

$$P_p = 30 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{30 \times 3^2}{8} = 240 \text{ kg-m} = 24\,000 \text{ kg-cm}$$

$$\sigma_A = \frac{24\,000}{1\,903} \cdot 8.45 = 106.57 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Compresión}$$

$$\sigma_J = \frac{24\,000}{1\,903} \cdot 5.55 = 70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tensión}$$

Los esfuerzos totales en condiciones iniciales a los cuales está sometida la viga son:

$$\sigma_{ST} = 18.75 + 106.57 = 125.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{JT} = 167.01 - 70 = 97.01 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos no deben exceder los esfuerzos permisibles del material, el cual equivale a 0.6 f'ci.

$$0.6 \times 400 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

En las tablas siguientes se muestran los esfuerzos que recibe la vigueta en cada una de las etapas, hasta que se pone en operación.

En el tercio del claro.

Etapa	σ_s'		σ_s		σ_j	
	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
Presfuerzo			15	15	134	134
Inicial			-64	-49	42	176
Retiro de puntales	24	24	-18	-67	-45	131
Sobrecarga	23	47	-17	-84	-44	87

255

Al centro del claro.

Etapa	σ_s'		σ_s		σ_j	
	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
Presfuerzo			15	15	134	134
Inicial			16	31	-11	123
Retiro de puntales	24	24	-18	13	-45	78
Sobrecarga	28	52	-21	-8	-54	28

- Examinando las tablas se observa que el esfuerzo máximo de compresión es de 176 kg/cm^2 , y se presenta en la etapa de construcción. Dicho esfuerzo debe ser menor a $0.6 f'c$.

$$0.6 \times 400 = 240 \text{ kg/cm}^2 > 176 \text{ kg/cm}^2$$

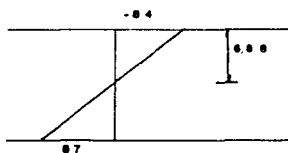
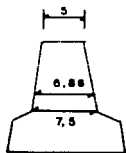
En la etapa de operación se presenta un esfuerzo de compresión de 131 kg/cm^2 , el cual debe ser menor a $0.45 f'c$.

$$0.45 \times 400 = 180 \text{ kg/cm}^2 > 131 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo de tensión es igual a -84 kg/cm^2 y se presenta en la etapa de operación, este esfuerzo debe ser menor a $1.6 f'c$.

$$1.6 \times 400 = 640 \text{ kg/cm}^2 > 84 \text{ kg/cm}^2$$

Al no cumplir con este punto, se necesita colocar acero dulce en la fibra superior de la viga.



$$b_{\text{medio}} = \frac{5 + 6.86}{2} = 5.9 \text{ cm}$$

$$T = \frac{84 \times 6.86}{2} \times 5.9 = 1704 \text{ kg}$$

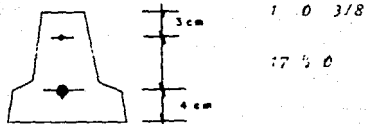
Si se considera un esfuerzo en el acero en condiciones de servicio (f_s) igual a $0.5 f_y$ y $F_y = 4.000 \text{ kg/cm}^2$; el acero que proporciona la fuerza para balancear las tensiones, se obtiene de la siguiente manera:

$$A'_s = \frac{T}{0.5 f_y} = \frac{1.704 \text{ kg}}{0.5 \cdot 4.000 \text{ kg/cm}^2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Esta área se satisface colocando una varilla de $3/8"$.

$$0.95 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2$$

El armado de la viga está representado en el siguiente croquis:



La losa se diseña con el momento negativo de semicapotamiento, este momento es la suma del momento negativo que produce el retiro de puntales y el momento negativo de sobrecarga.

$$M = 318 + 384 = 702 \text{ kg-m} = 70.200 \text{ kg-cm}$$

La losa en conjunto tiene las siguientes características:

$$H = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32.5 \text{ cm}$$

El área de acero se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M}{F_s F_r d}$$

donde

M Momento último

F_s Esfuerzo del acero en condiciones de servicio 0.5 F_y

d Penalte efectivo

$$A_s = \frac{70\,200 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{200 \text{ kg/cm}^2 \times 0.9 \times 32.5 \text{ cm}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Si solamente se consideró un ancho de 60 cm el acero se deberá colocar en dicha porción, de acuerdo a la siguiente proporción:

$$A_s = \frac{1.2 \text{ cm}^2}{0.6 \text{ m}} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Si se utiliza malla 6-6-4.4, la cual equivale a vanillas de 1/4" a 15 cm; la proporción que se obtiene es la siguiente:

$$A_s = \frac{0.32 \text{ cm}^2}{0.15 \text{ m}} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El croquis que representa en conjunto al sistema de piso, está representado en la figura 5.6.1.

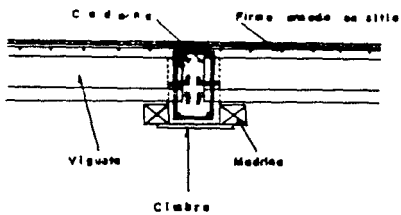
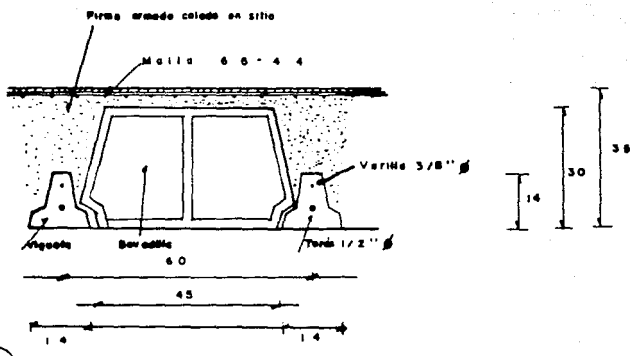


Fig. 5.6.1 Sistema de piso

Del desarrollo de este trabajo se pueden señalar las siguientes conclusiones:

1. Para rehabilitar una estructura dañada por sismo es necesario en primer término realizar un estudio para detectar y evaluar los daños. Se requiere además recabar toda la información técnica disponible:

- Estudios de suelos
- Cálculos y proyectos estructurales
- Informes sobre el comportamiento previo
- Informes sobre reparaciones anteriores.

Cuando esta información no exista, será necesario realizar un levantamiento detallado de la estructura, realizar calas para conocer el refuerzo de las secciones críticas, obtener muestras de los materiales para determinar su resistencia en pruebas estándar de laboratorio, efectuar sondeos para conocer las características del subsuelo y de la cimentación, etc.

2. Generalmente se plantean varias posibilidades para la rehabilitación del edificio. La selección de la más conveniente deberá tomar en cuenta el costo de la reparación y el valor de la estructura rescatada, las dificultades prácticas para la ejecución y la certidumbre sobre la seguridad que aporte cada solución. Generalmente no es posible conciliar todas las ventajas, por lo que a menudo el proyecto de rehabilitación debe ser un compromiso entre lo deseable y lo posible.

3. Antes de enfrascarse en el cálculo detallado de un proyecto de rehabilitación, el proyectista debe investigar cuáles van a ser las consecuencias del reforza-

miento y de reestructuración en el comportamiento global de la estructura ante sismo. De lo contrario, puede darse en la situación paradójica de que el reforzamiento resulte perjudicial, caso que se presenta cuando por consecuencia de un reforzamiento se lleva a la estructura al rango de resonancia del espectro sísmico de respuesta.

4. Un proyecto de rehabilitación no puede tener la misma fijación que un proyecto de una estructura nueva. Debe estar abierto a modificaciones que se adopten en la obra en función de lo que se vaya encontrando al afectar la estructura existente. Por esta razón durante la ejecución del proyecto debe haber una supervisión estricta por parte del responsable de seguridad estructural, para adaptar el proyecto a las condiciones reales, que son imposibles de conocer en su totalidad previamente.

5. A pesar de todas las dificultades señaladas, se juzga que el ingeniero debe afrontar las tareas de rehabilitación de estructuras dañadas, ya que estas tareas representan el rescate de inversiones importantes y redundan en beneficio económico para la sociedad.

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (REFERENCIA)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_t = 1.523\%$	
ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2
(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)
.1000	3.721	.4500	15.82	.8001	26.50
.1073	3.988	.4573	16.06	.8073	26.71
.1145	4.255	.4646	16.30	.8146	26.92
.1218	4.520	.4719	16.53	.8219	27.12
.1291	4.785	.4792	16.77	.8292	27.33
.1364	5.049	.4865	17.00	.8365	27.53
.1437	5.313	.4938	17.24	.8438	27.74
.1510	5.576	.5011	17.47	.8511	27.94
.1583	5.839	.5083	17.70	.8584	28.14
.1656	6.101	.5156	17.94	.8657	28.35
.1729	6.362	.5229	18.17	.8730	28.55
.1802	6.623	.5302	18.40	.8803	28.75
.1875	6.883	.5375	18.63	.8876	28.95
.1948	7.142	.5448	18.86	.8949	29.15
.2021	7.401	.5521	19.09	.9022	29.35
.2093	7.659	.5594	19.32	.9094	29.55
.2166	7.916	.5667	19.54	.9167	29.74
.2239	8.173	.5740	19.77	.9240	29.94
.2312	8.430	.5813	20.00	.9313	30.14
.2385	8.685	.5886	20.22	.9386	30.33
.2458	8.940	.5959	20.45	.9459	30.53
.2531	9.195	.6032	20.67	.9532	30.72
.2604	9.449	.6104	20.90	.9605	30.92
.2677	9.702	.6177	21.12	.9678	31.11
.2750	9.954	.6250	21.34	.9751	31.30
.2823	10.20	.6323	21.56	.9824	31.50
.2896	10.45	.6396	21.79	.9897	31.69
.2969	10.70	.6469	22.01	.9970	31.88
.3042	10.95	.6542	22.23	1.004	32.07
.3114	11.20	.6615	22.45	1.011	32.26
.3187	11.45	.6688	22.67	1.018	32.45
.3260	11.70	.6761	22.88	1.026	32.64
.3333	11.95	.6834	23.10	1.033	32.83
.3406	12.19	.6907	23.32	1.040	33.01
.3479	12.44	.6980	23.54	1.048	33.20
.3552	12.69	.7052	23.75	1.055	33.39
.3625	12.93	.7125	23.97	1.062	33.57
.3698	13.18	.7198	24.18	1.069	33.76
.3771	13.42	.7271	24.40	1.077	33.94
.3844	13.66	.7344	24.61	1.084	34.12
.3917	13.91	.7417	24.82	1.091	34.31
.3990	14.15	.7490	25.03	1.099	34.49
.4063	14.39	.7563	25.25	1.106	34.67
.4135	14.63	.7636	25.46	1.113	34.85
.4208	14.87	.7709	25.67	1.120	35.03
.4281	15.11	.7782	25.88	1.128	35.21
.4354	15.35	.7855	26.09	1.135	35.39
.4427	15.59	.7928	26.29	1.142	35.57

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (Continuación)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 1.904\%$	
ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2
(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)
.1000	3.733	.5459	19.24	.9919	32.90
.1093	4.075	.5552	19.54	1.001	33.16
.1185	4.417	.5645	19.85	1.010	33.42
.1278	4.757	.5738	20.15	1.019	33.69
.1371	5.097	.5831	20.45	1.029	33.95
.1464	5.436	.5924	20.75	1.038	34.21
.1557	5.774	.6017	21.05	1.047	34.47
.1650	6.111	.6109	21.35	1.056	34.73
.1743	6.447	.6202	21.65	1.066	34.99
.1836	6.783	.6295	21.94	1.075	35.25
.1929	7.118	.6388	22.24	1.084	35.51
.2022	7.452	.6481	22.53	1.094	35.76
.2114	7.785	.6574	22.83	1.103	36.02
.2207	8.118	.6667	23.12	1.112	36.27
.2300	8.449	.6760	23.41	1.121	36.53
.2393	8.780	.6853	23.71	1.131	36.78
.2486	9.110	.6946	24.00	1.140	37.03
.2579	9.439	.7039	24.29	1.149	37.29
.2672	9.768	.7131	24.58	1.159	37.54
.2765	10.09	.7224	24.87	1.168	37.79
.2858	10.42	.7317	25.16	1.177	38.04
.2951	10.74	.7410	25.44	1.187	38.28
.3044	11.07	.7503	25.73	1.196	38.53
.3136	11.39	.7596	26.02	1.205	38.78
.3229	11.72	.7689	26.30	1.214	39.03
.3322	12.04	.7782	26.58	1.224	39.27
.3415	12.36	.7875	26.87	1.233	39.52
.3508	12.68	.7968	27.15	1.242	39.76
.3601	13.00	.8060	27.43	1.252	40.00
.3694	13.32	.8153	27.71	1.261	40.24
.3787	13.64	.8246	27.99	1.270	40.49
.3880	13.96	.8339	28.27	1.279	40.73
.3973	14.28	.8432	28.55	1.289	40.97
.4066	14.59	.8525	28.83	1.298	41.21
.4158	14.91	.8618	29.10	1.307	41.44
.4251	15.22	.8711	29.38	1.317	41.68
.4344	15.54	.8804	29.66	1.326	41.92
.4437	15.85	.8897	29.93	1.335	42.15
.4530	16.16	.8990	30.20	1.344	42.39
.4623	16.47	.9082	30.48	1.354	42.62
.4716	16.78	.9175	30.75	1.363	42.86
.4809	17.09	.9268	31.02	1.372	43.09
.4902	17.40	.9361	31.29	1.382	43.32
.4995	17.71	.9454	31.56	1.391	43.55
.5087	18.02	.9547	31.83	1.400	43.78
.5180	18.33	.9640	32.10	1.409	44.01
.5273	18.63	.9733	32.36	1.419	44.24
.5366	18.94	.9826	32.63	1.428	44.47

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (Continuación)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 2.285\%$	
ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2
(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)
.1000	3.741	.6418	22.65	1.183	39.29
.1112	4.158	.6531	23.02	1.195	39.61
.1225	4.575	.6644	23.39	1.206	39.93
.1338	4.990	.6757	23.76	1.217	40.25
.1451	5.405	.6870	24.13	1.228	40.57
.1564	5.818	.6983	24.49	1.240	40.89
.1677	6.231	.7095	24.86	1.251	41.21
.1790	6.642	.7208	25.22	1.262	41.52
.1903	7.053	.7321	25.59	1.274	41.84
.2016	7.462	.7434	25.95	1.285	42.15
.2128	7.871	.7547	26.31	1.296	42.46
.2241	8.278	.7660	26.67	1.307	42.78
.2354	8.685	.7773	27.03	1.319	43.09
.2467	9.090	.7886	27.38	1.330	43.40
.2580	9.495	.7999	27.74	1.341	43.71
.2693	9.898	.8111	28.10	1.353	44.02
.2806	10.30	.8224	28.45	1.364	44.32
.2919	10.70	.8337	28.81	1.375	44.63
.3032	11.10	.8450	29.16	1.386	44.94
.3144	11.50	.8563	29.51	1.398	45.24
.3257	11.90	.8676	29.86	1.409	45.54
.3370	12.29	.8789	30.21	1.420	45.85
.3483	12.69	.8902	30.56	1.432	46.15
.3596	13.09	.9015	30.91	1.443	46.45
.3709	13.48	.9127	31.26	1.454	46.75
.3822	13.87	.9240	31.60	1.465	47.05
.3935	14.27	.9353	31.95	1.477	47.34
.4048	14.66	.9466	32.29	1.488	47.64
.4160	15.05	.9579	32.63	1.499	47.93
.4273	15.44	.9692	32.98	1.511	48.23
.4386	15.83	.9805	33.32	1.522	48.52
.4499	16.22	.9918	33.66	1.533	48.82
.4612	16.60	1.003	34.00	1.544	49.11
.4725	16.99	1.014	34.33	1.556	49.40
.4838	17.37	1.025	34.67	1.567	49.69
.4951	17.76	1.036	35.01	1.578	49.98
.5064	18.14	1.048	35.34	1.590	50.26
.5176	18.52	1.059	35.68	1.601	50.55
.5289	18.90	1.070	36.01	1.612	50.83
.5402	19.28	1.082	36.34	1.623	51.12
.5515	19.66	1.093	36.67	1.635	51.40
.5628	20.04	1.104	37.00	1.646	51.69
.5741	20.41	1.115	37.33	1.657	51.97
.5854	20.79	1.127	37.66	1.669	52.25
.5967	21.17	1.138	37.99	1.680	52.53
.6079	21.54	1.149	38.31	1.691	52.81
.6192	21.91	1.161	38.64	1.702	53.08
.6305	22.28	1.172	38.96	1.714	53.36

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES. (Continuación)

$f_c = 6000 \text{ kg/cm}^2$		$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_s = .9066\%$	
ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2
(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)
.1000	5.201	.2946	14.87	.4893	23.57
.1010	5.490	.2987	15.06	.4934	23.74
.1001	5.699	.3028	15.25	.4974	23.91
.1121	5.907	.3068	15.44	.5015	24.08
.1162	6.115	.3109	15.63	.5055	24.25
.1202	6.323	.3149	15.82	.5096	24.42
.1243	6.530	.3190	16.01	.5137	24.59
.1284	6.737	.3230	16.20	.5177	24.76
.1324	6.943	.3271	16.39	.5218	24.93
.1365	7.149	.3311	16.57	.5258	25.10
.1405	7.355	.3352	16.76	.5299	25.27
.1446	7.561	.3393	16.95	.5339	25.43
.1486	7.765	.3433	17.13	.5380	25.60
.1527	7.969	.3474	17.32	.5421	25.77
.1567	8.173	.3514	17.50	.5461	25.93
.1608	8.377	.3555	17.69	.5502	26.10
.1649	8.580	.3595	17.87	.5542	26.27
.1689	8.783	.3636	18.06	.5583	26.43
.1730	8.986	.3676	18.24	.5623	26.60
.1770	9.188	.3717	18.42	.5664	26.76
.1811	9.390	.3758	18.61	.5704	26.92
.1851	9.591	.3798	18.79	.5745	27.09
.1892	9.792	.3839	18.97	.5786	27.25
.1932	9.992	.3879	19.15	.5826	27.41
.1973	10.19	.3920	19.33	.5867	27.58
.2014	10.39	.3960	19.52	.5907	27.74
.2054	10.59	.4001	19.70	.5948	27.99
.2095	10.79	.4042	19.88	.5988	28.05
.2135	10.98	.4082	20.06	.6029	28.21
.2176	11.18	.4123	20.23	.6069	28.36
.2216	11.38	.4163	20.41	.6110	28.54
.2257	11.58	.4204	20.59	.6151	28.70
.2297	11.78	.4244	20.77	.6191	28.86
.2338	11.97	.4285	20.95	.6232	29.02
.2379	12.17	.4325	21.13	.6272	29.18
.2419	12.36	.4366	21.30	.6313	29.34
.2460	12.56	.4407	21.48	.6353	29.50
.2500	12.75	.4447	21.66	.6394	29.65
.2541	12.95	.4488	21.83	.6434	29.81
.2581	13.14	.4528	22.01	.6475	29.97
.2622	13.34	.4569	22.18	.6516	30.12
.2663	13.53	.4609	22.36	.6556	30.28
.2703	13.72	.4650	22.53	.6597	30.44
.2744	13.92	.4690	22.70	.6637	30.59
.2784	14.11	.4731	22.88	.6678	30.75
.2825	14.30	.4772	23.05	.6718	30.90
.2865	14.49	.4812	23.22	.6759	31.05
.2906	14.68	.4853	23.40	.68	31.21

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (Continuación)

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 1.133\%$	
ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm^2)
.1000	5.305	.3517	17.81	.6034	29.11
.1052	5.578	.3569	18.06	.6087	29.34
.1104	5.850	.3622	18.31	.6139	29.56
.1157	6.122	.3674	18.55	.6192	29.78
.1209	6.393	.3727	18.80	.6244	30.00
.1262	6.664	.3779	19.04	.6297	30.22
.1314	6.935	.3832	19.29	.6349	30.44
.1367	7.204	.3884	19.53	.6402	30.66
.1419	7.474	.3937	19.78	.6454	30.88
.1472	7.742	.3989	20.02	.6507	31.10
.1524	8.011	.4042	20.26	.6559	31.32
.1577	8.278	.4094	20.51	.6611	31.53
.1629	8.546	.4146	20.75	.6664	31.75
.1681	8.812	.4199	20.99	.6716	31.97
.1734	9.078	.4251	21.23	.6769	32.18
.1786	9.344	.4304	21.47	.6821	32.40
.1839	9.609	.4356	21.71	.6874	32.61
.1891	9.874	.4409	21.95	.6926	32.83
.1944	10.13	.4461	22.19	.6979	33.04
.1996	10.40	.4514	22.43	.7031	33.25
.2049	10.66	.4566	22.67	.7083	33.47
.2101	10.92	.4618	22.90	.7136	33.68
.2153	11.18	.4671	23.14	.7188	33.89
.2206	11.45	.4723	23.38	.7241	34.10
.2258	11.71	.4776	23.61	.7293	34.31
.2311	11.97	.4828	23.85	.7346	34.52
.2363	12.23	.4881	24.08	.7398	34.73
.2416	12.49	.4933	24.32	.7451	34.94
.2468	12.74	.4986	24.55	.7503	35.15
.2521	13.00	.5038	24.78	.7555	35.36
.2573	13.26	.5090	25.02	.7608	35.56
.2625	13.52	.5143	25.25	.7660	35.77
.2678	13.77	.5195	25.48	.7713	35.98
.2730	14.03	.5248	25.71	.7765	36.18
.2783	14.29	.5300	25.94	.7818	36.39
.2835	14.54	.5353	26.17	.7870	36.59
.2888	14.80	.5405	26.40	.7923	36.80
.2940	15.05	.5458	26.63	.7975	37.00
.2993	15.30	.5510	26.86	.8027	37.20
.3045	15.56	.5562	27.09	.8080	37.41
.3097	15.81	.5615	27.31	.8132	37.61
.3150	16.06	.5667	27.54	.8185	37.81
.3202	16.31	.5720	27.77	.8237	38.01
.3255	16.56	.5772	27.99	.8290	38.21
.3307	16.81	.5825	28.22	.8342	38.41
.3360	17.06	.5877	28.44	.8395	38.61
.3412	17.31	.5930	28.67	.8447	38.81
.3465	17.56	.5982	28.89	.8500	39.01

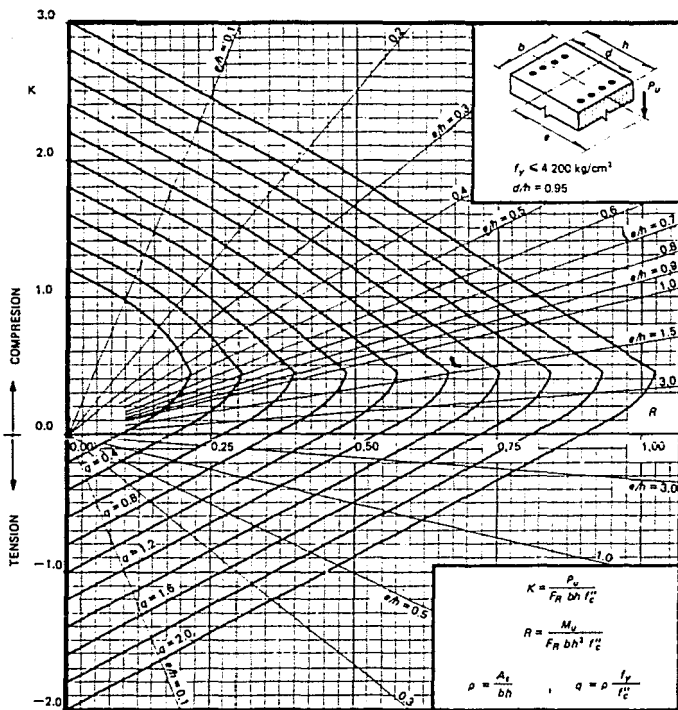
PORCENTAJE DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES

(Continuación)

$f_c = 6000 \text{ kg/cm}^2$		$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_s = 1.36\%$	
ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2
(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)
.1000	5.321	.4088	20.74	.7176	34.66
.1064	5.657	.4152	21.05	.7240	34.93
.1128	5.994	.4216	21.35	.7304	35.20
.1193	6.329	.4281	21.66	.7369	35.48
.1257	6.664	.4345	21.96	.7433	35.75
.1321	6.998	.4409	22.26	.7497	36.02
.1386	7.332	.4474	22.57	.7562	36.29
.1450	7.665	.4538	22.87	.7626	36.56
.1514	7.997	.4602	23.17	.7690	36.83
.1579	8.329	.4667	23.47	.7755	37.10
.1643	8.660	.4731	23.77	.7819	37.37
.1707	8.990	.4795	24.07	.7883	37.63
.1772	9.320	.4860	24.36	.7948	37.90
.1836	9.649	.4924	24.66	.8012	38.16
.1900	9.977	.4988	24.96	.8076	38.43
.1965	10.30	.5053	25.25	.8141	38.69
.2029	10.63	.5117	25.55	.8205	38.96
.2093	10.95	.5181	25.84	.8269	39.22
.2158	11.28	.5246	26.14	.8334	39.48
.2222	11.60	.5310	26.43	.8398	39.75
.2286	11.93	.5374	26.73	.8462	40.01
.2351	12.25	.5439	27.02	.8527	40.27
.2415	12.58	.5503	27.31	.8591	40.53
.2479	12.90	.5567	27.60	.8655	40.79
.2544	13.22	.5632	27.89	.8720	41.05
.2608	13.54	.5696	28.18	.8784	41.30
.2672	13.86	.5760	28.47	.8848	41.56
.2737	14.18	.5825	28.76	.8913	41.82
.2801	14.50	.5889	29.04	.8977	42.07
.2865	14.82	.5953	29.33	.9041	42.33
.2930	15.14	.6018	29.62	.9106	42.58
.2994	15.45	.6082	29.90	.9170	42.84
.3058	15.77	.6146	30.19	.9234	43.09
.3123	16.09	.6211	30.47	.9299	43.34
.3187	16.40	.6275	30.76	.9363	43.60
.3251	16.72	.6339	31.04	.9427	43.85
.3316	17.03	.6404	31.32	.9492	44.10
.3380	17.34	.6468	31.60	.9556	44.35
.3444	17.65	.6532	31.88	.9620	44.60
.3509	17.97	.6597	32.16	.9685	44.85
.3573	18.28	.6661	32.44	.9749	45.09
.3637	18.59	.6725	32.72	.9813	45.34
.3702	18.90	.6790	33.00	.9878	45.59
.3766	19.21	.6854	33.28	.9942	45.83
.3830	19.52	.6918	33.56	1.000	46.08
.3895	19.82	.6983	33.83	1.007	46.33
.3959	20.13	.7047	34.11	1.013	46.57
.4023	20.44	.7111	34.38	1.02	46.81

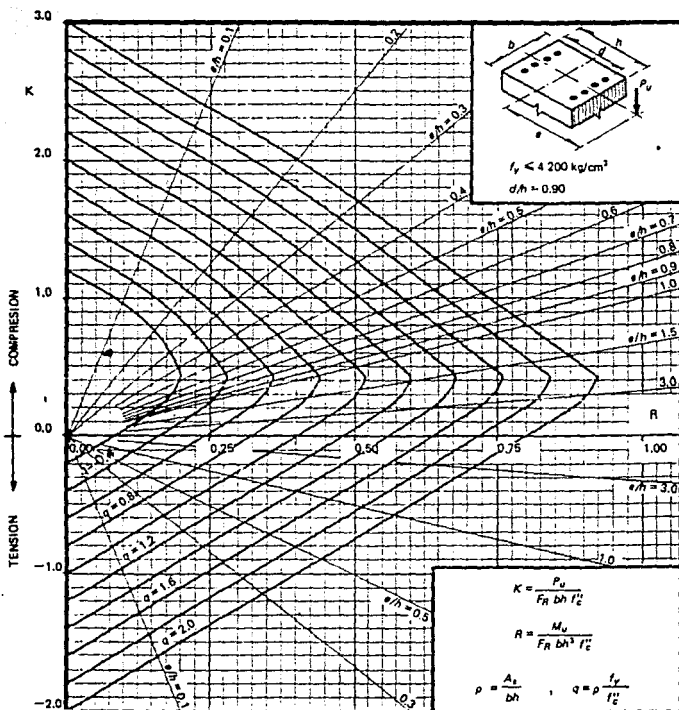


GRAFICAS DE INTERACCION PARA COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO



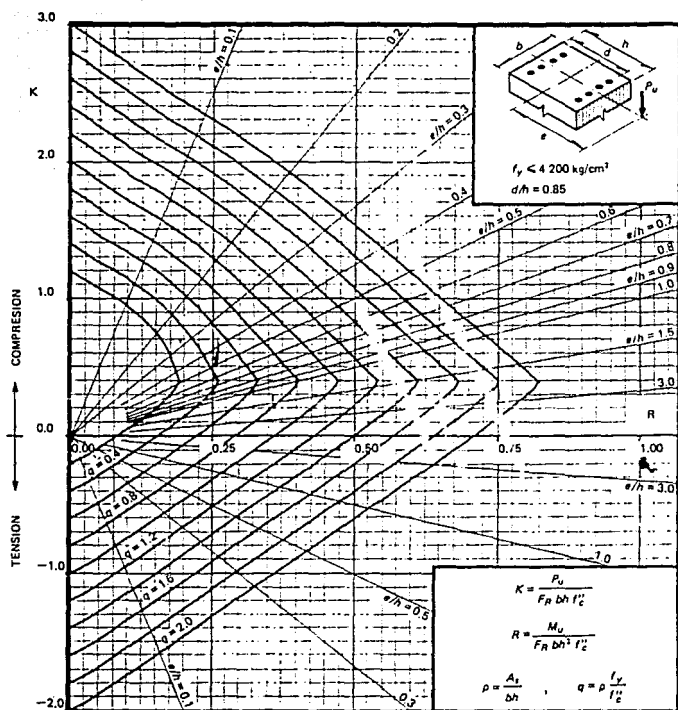
- A_s = Área total de refuerzo
 f'_c = $0.85 f_c$, si $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.1



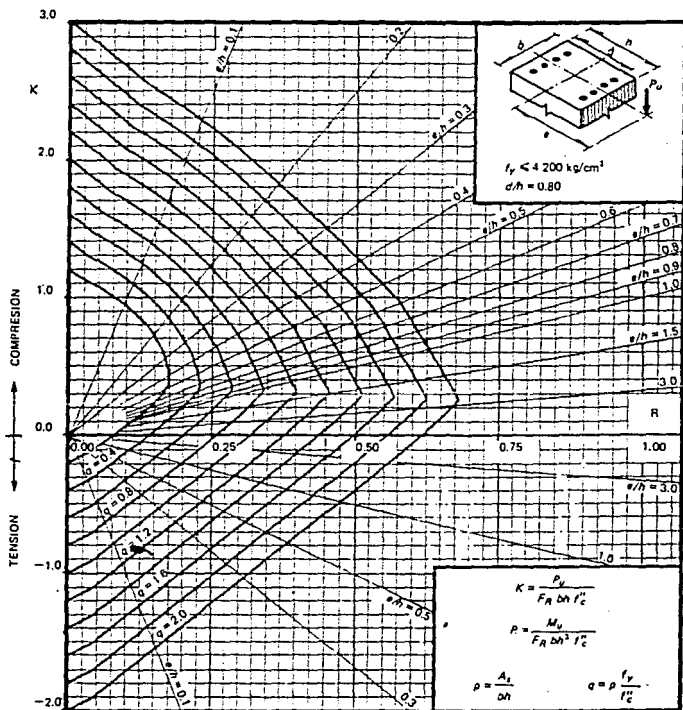
- A_s = Área total de refuerzo
 f'_c = $0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = 11.05 - \frac{f'_c}{1400}$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.2



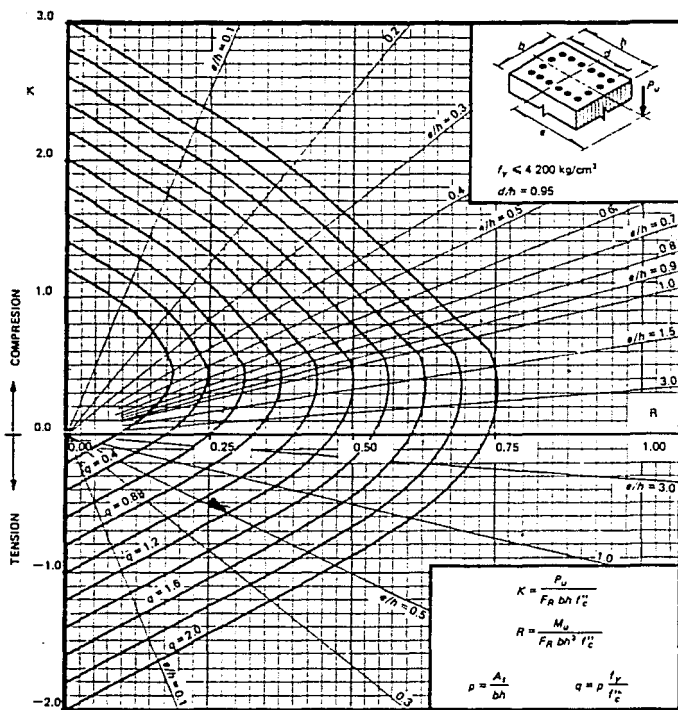
- A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.3



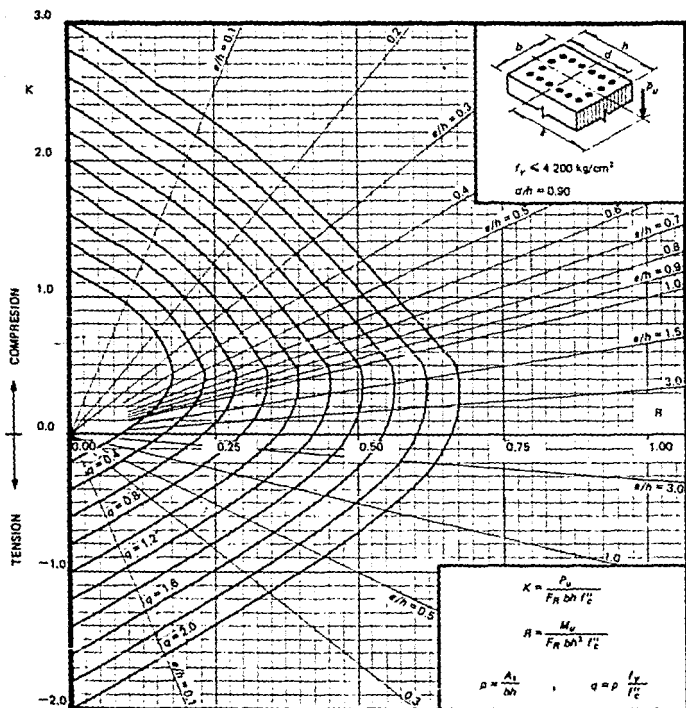
A_s = Area total de refuerzo
 f'_c = $0.85 f'_c$, si $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.1



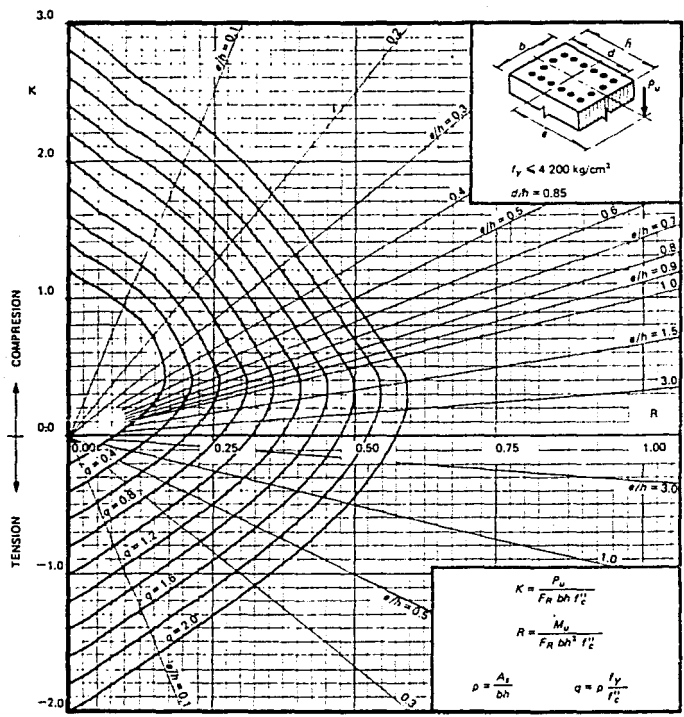
- A_s = Área total de refuerzo
 f'_c = $0.85 f'_c$, si $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.5



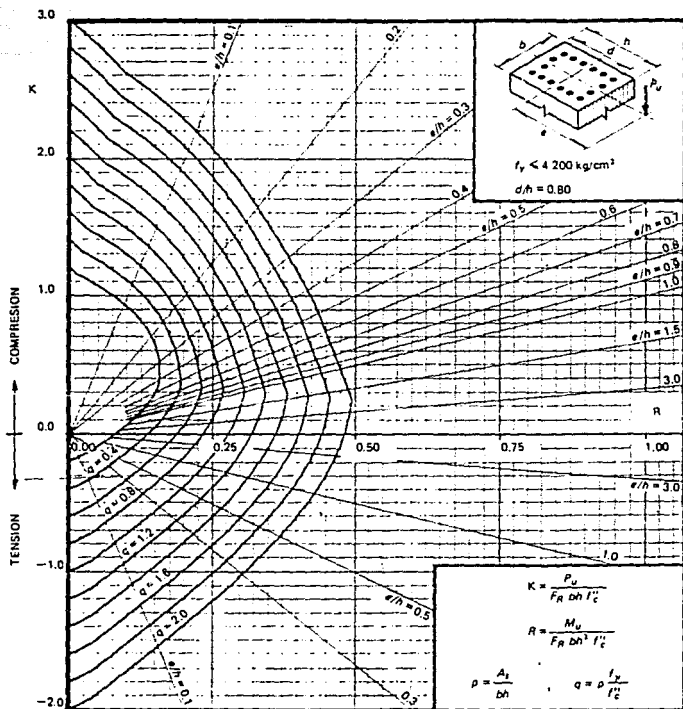
- A_s = Área total de refuerzo
 f'_c = $0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.6



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.45 f_c$, si $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1400}) f_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.7



- A_s = Área total de refuerzo
 f'_c = $0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Figura C.8

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Enrique Bazán Zurita, Roberto Meli
"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
Limusa
- 2.- Gerardo A. Olguín Olguín
"Apuntes de Elementos y Sistemas Constructivos VJ"
- 3.- R. Park y T. Paulay
"Estructuras de Concreto Reforzado"
- 4.- Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles F-V
"Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado"
Ed. Limusa México, D.F. (1989) Segunda Edición
- 5.- Roberto Meli Piralla
"Diseño Estructural"
Limusa México, D.F. (1957)
- 6.- Comisión Federal de Electricidad
"Manual de Diseño de Obras Civiles"
México, D.F.
- 7.- Alfonso Tovar Santana
"Concreto Prestozgado Primera Parte"
Instituto Politécnico Nacional
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura
- 8.- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"
Diario Oficial de la Federación
México, D.F. (1987)

- 9.- "Diseño por Sismo Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcción 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 Construcción para el Distrito Federal"
Diario Oficial de la Federación
México, D.F. (1987)
- 11.- "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado"
(ACT 318 - 83) y Comentarios
- 12.- Revista IMCUC 184
Vol. XXIV/septiembre 1º/1986
- 13.- Herrera, Revilla Hirmael, et. al.
"El Sismo del 19 de septiembre de 1985"
Informe Geofísico
Vol. LV, Núm. 3, 1985
- 14.- Mena, E. et. al.
"Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de septiembre de 1985"
Parte I; Ciudad de México
Instituto de Ingeniería, UNAM No. 497, 1986.
- 15.- "Apuntes de la Materia Ingeniería Sísmica", impartida por el Ing. Amílcar Galardo Saldívar en la ENEP ARAGON Semestre (1990 - 1)
- 16.- "Apuntes de la Materia "Análisis Estructural II", impartida por el Ing. Oscar Gerardo Valentín Paz en la ENEP ARAGON Semestre (1989 - 1991).