



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO EN
LA CIUDAD DE MEXICO"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

RUTH GUADALUPE HERNANDEZ VALDEZ



ASESOR: ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA

MEXICO, D. F.

MAYO 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/154/97

Señor
RUTH GUADALUPE HERNANDEZ VALDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO EN LA CIUDAD DE MEXICO"

INTRODUCCION

- I. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA TEORIA DEL ANALISIS SISMICO**
 - II. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**
 - III. FALLAS Y DEFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS**
 - IV. ANALISIS SISMICO**
 - V. CRITERIOS DE CIMENTACION**
 - VI. RECOMENDACIONES DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS**
 - VII. EJEMPLOS DE APLICACION**
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 29 de septiembre de 1998
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP/mstg.

A Mi Madre:

Porque gracias a ella tengo la fuerza
para poder lograr todos mis
objetivos.

A mis Hermanos:

Jorge, Guillermina, Angel, Joel y
David.

Por lo que representan en mi vida
cada uno de ellos.

A mis Sobrinos:

Jorge, Claudia, Abel, Angel, Zyanya
y Dulce.

Como un estimulo para alcanzar sus
metas.

A mis maestros:

Gracias, porque aprendí algo de cada uno de ellos.

A mis amigos:

Por todo lo que hemos compartido en la vida.

A la Facultad de Ingeniería:

Por lo que soy ahora.

**Al Ingeniero José Luis
Esquivel Avila:**

Gracias, por su paciencia y por
compartir parte de sus
conocimientos conmigo.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

1.- ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA TEORÍA DEL ANÁLISIS SÍSMICO

- 1.1.- Solicitaciones Verticales.
- 1.2.- Grado de libertad.
- 1.3.- Modo de vibración.
- 1.4.- Período.
- 1.5.- Coeficiente Sísmico.
- 1.6.- Factor de comportamiento sísmico.
- 1.7.- Rigidez de entrepiso.
- 1.8.- Condiciones de Regularidad.
- 1.9.- Clasificación de las estructuras.
 - 1.9.1 Según su destino.
 - 1.9.2 Según se ubicación.

2.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL

- 2.1.- Reglamento del D.D.F. de 1942.
- 2.2.- Normas de emergencia de 1957.
- 2.3.- Reglamento del D.D.F. de 1966.
- 2.4.- Reglamento del D.D.F. de 1976.
- 2.5.- Normas de emergencia de 1985.
- 2.6.- Reglamento de construcción del D.D.F. de 1987.
- 2.7.- Reglamento de construcción del D.D.F. de 1993.
- 2.8.- Reglamento de construcción del D.D.F. de 1997.

3.- FALLAS Y DEFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS

4.- ANÁLISIS SÍSMICO

- 4.1.- Análisis sísmico simplificado.
- 4.2.- Análisis sísmico estático.
- 4.3.- Análisis sísmico dinámico.
- 4.4.- Distribución de cortantes sísmicos.

5.- CRITERIOS DE CIMENTACIÓN

- 5.1.- Cimentaciones superficiales.
 - 5.1.1 Zapatas aisladas.
 - 5.1.2 Zapatas corridas.
 - 5.1.3 Losa de cimentación.
 - 5.1.4 Cajón de cimentación.
- 5.2.- Cimentaciones profundas.
 - 5.2.1 Pilotes y Pilas.

6.- RECOMENDACIONES DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

- 6.1.- Superestructura.

6.2.- Cimentación.

7.- EJEMPLO DE APLICACIÓN

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA.

I N T R O D U C C I Ó N

INTRODUCCIÓN

GENERALIDADES:

Cuando se hace un proyecto el Ingeniero Civil idealiza a la estructura de tal forma que en ella se basa para hacer el estudio o análisis estructural, así como el comportamiento estático y sísmico del edificio, definiendo en este modelo las características geométricas de la estructura principal y la resistencia que deben tener estos elementos para el buen funcionamiento del edificio y que estén dentro de las especificaciones del Reglamento vigente de construcción.

Dentro del modelo que se toma para analizar a la estructura principal del edificio, que puede ser un sistema de marcos, un sistema muros o un sistema combinado de marco y muros, no se consideran elementos que servirán para distribuir los diferentes espacios a ocupar o definir cuál será el funcionamiento que se tendrá cuando esté construido (casa habitación u oficinas), estos solo se tomarán en cuenta cuando se este haciendo el análisis de cargas vivas y cargas muertas, lo que ocasiona que cuando alguno de estos elementos no esté bien definido en el plano estructural como elemento secundario, sea considerado durante la construcción como tales, dando lugar a que el análisis que se hizo cambie en los elementos mecánicos, ocasionando una disminución en la resistencia de elementos estructurales principales, llegando a producirse colapsos en éstos con sus respectivas consecuencias.

Una de las formas tradicionales que se han seguido durante mucho tiempo, es que el Ingeniero que diseña no es el que construye, es decir, al Estructurista se le pide que diseñe un edificio y se contrata un Ingeniero Constructor que construya lo especificado

en los planos, pero debido a la discrepancia que se tiene al interpretar una idea o una especificación suele suceder muy a menudo que lo que se diseña no es lo mismo que se construye, esto también es debido a que el Estructurista nunca supervisa la construcción de lo que diseñó. Otro aspecto que es importante mencionar es que durante el diseño nunca se piensa o se considera cuál será el proceso constructivo a seguir o la secuencia que se le debe de dar a la obra para que se acoplen de manera homogénea las partes principales del edificio que son las que más riesgos corren al sufrir colapsos con consecuencias importantes.

Debido a esto, se tratará de dar algunas consideraciones a seguir para tratar de evitar estas discrepancias, aunque existen también deficiencias durante el diseño que también influyen en el comportamiento eficiente de la estructura.

Estos cambios o disminuciones de la resistencia de los elementos estructurales no se modifican por lo general cuando se está en un estado "Estático" sino que se presentan cuando es sometido el edificio a excitaciones que pueden ser dadas por movimientos telúricos, por lo que se considerará este fenómeno para el análisis.

Se definirá un Proyecto Estructural y un Proyecto Arquitectónico de tal forma que cuando se de esta excitación, trabajen por separado, es decir que cada uno tome la función que le corresponda pero a su vez se vea un funcionamiento igual entre ambos sin que se afecten uno a otro y dando una mayor seguridad a los usuarios, y en el caso que se tenga una afectación debido al movimiento, sea al proyecto arquitectónico, que será más económico que si se tuviera que hacer reparaciones al proyecto estructural.

Se tratará de dar un esbozo del tipo de conexión que se tendrá en elementos estructurales con los no estructurales, ya que se a visto que también este aspecto influye en el comportamiento real del edificio durante una excitación.

Reseña histórica del estudio de los sismos.

Los viajes al interior de la Tierra y los sismos han sido temas de la mitología de varias culturas, las ideas que cada pueblo tenía del fondo del planeta estaban relacionadas con sus observaciones de los fenómenos externos.

Dada la frecuencia y magnitud de los sismos en Japón, no es sorprendente que sea allí donde se origina una rica mitología sísmica. En el antiguo Japón se pensaba que los sismos eran causados por el movimiento de enormes peces gato o "namazu" que habitaban por debajo de la isla. Según la leyenda, cuando la dieta del japonés cambiaba para favorecer a otra especie marina, los enormes y ofendidos "namazu" agitaban su cola produciendo un gran sismo, sólo la intervención oportuna del dios Kashima, quien inmovilizaba con un gran bloque de roca a los "namazu", prevenía futuros movimientos.

Los antiguos griegos atribuían la ocurrencia de sismos a la furia del dios Poseidón. Sin embargo, algunos de los pensadores clásicos como Aristóteles y, posteriormente Lucrecio, tratando de encontrar una explicación racional a los frecuentes fenómenos sísmicos en el sur de Europa, suponen que los sismos se originan debido al flujo de corrientes subterráneas de aire a diferentes temperaturas. Estas corrientes al encontrarse producían una violenta explosión que causaba a su vez los sismos. Esta idea aristotélica de explosiones subterráneas como causa de los sismos perduró durante muchos siglos y fue esgrimida por muchos de los célebres naturistas de los siglos XVII, XVIII y XIX para explicar los fenómenos sismológicos de la época.

También en la Biblia se mencionan los terremotos, aunque se le daba una explicación diferente, se consideraba que Dios castigaba a las ciudades por la maldad de sus habitantes.

En lo referente a los viajes al interior de la tierra, la fantasía ha sido un elemento importante para su explicación de la estructura terrestre, como ejemplos podemos citar:

La descripción de Homero del viaje de Ulises al inframundo. El viaje que hizo Quetzalcóatl al Mictlán para crear con los huesos sagrados a los hombres, Julio Verne también llevó a sus personajes a un viaje al centro de la Tierra para mostrarles los misterios de su imaginación.

Pero la ciencia no se queda atrás en estas exploraciones, y a continuación se citaran algunos de los conceptos que se tenían:

El primer estudio detallado y sistemático de daños ocasionados por un macrosismo lo realizó Roger Mallet, ingeniero escocés, Mallet llega a Italia poco tiempo después de que ocurre el desastroso sismo de Nápoles en 1857 y encara la tarea de intentar una explicación racional y sistemática de los daños sufridos. Trazando en un mapa líneas de "igual daño e intensidad" (ahora conocidas como isosistas) él obtiene la primera localización epicentral al sugerir, correctamente, que el sismo debió haberse originado en el centro de la elipsoide que incluía la zona más dañada. Una vez que determina la ubicación del epicentro, cataloga cuidadosamente la dirección en la que cayeron torres y piedras lapidarias y afirma que la mayoría de estos objetos cayó en una dirección radialmente opuesta a la localización epicentral.

Pero no fue, sino hasta principios del siglo XX que Taylor y Wegener explicaron su idea de la Derivada Continental, aunque ya había sido sugerida en el siglo XVII por Sir Francis Bacon y en el siglo anterior por Antonio Schneider; para dar una explicación razonable de los terremotos.

Actualmente, como resultado de las observaciones realizadas mediante el uso de sismógrafos durante los últimos 80 ó 90 años, sabemos que la abrumadora mayoría de los sismos se debe al deslizamiento súbito de masas de roca a lo largo de fallas geológicas; (llamados sismos tectónicos), hay también sismos volcánicos, mucho menos frecuentes y generalmente de magnitudes más pequeñas, son ocasionados también por explosiones, colapsos del subsuelo o cualquier otro tipo de deslizamiento o acomodamiento que se produzca por debajo de la superficie del terreno.

En 1967 D. P. Mchenzie y R. L. Paker demostraron que las zonas sísmicas perfectamente bien definidas de la tierra demarcan los límites de una serie de "losas" (placas) esencialmente rígidas que además de formar casquetes esféricos de litosfera (dura corteza interior terrestre) y encajar perfectamente entre sí, como si se tratara de un enorme mosaico, se encuentran en un constante movimiento, y están limitados por uno de tres tipos de margen: las cordilleras oceánicas, donde se genera la nueva litosfera, las fosas submarinas, en donde la litosfera por el fenómeno de subducción, se sumergen para regresar al manto, y las fallas transformadas, en las que las placas se deslizan una paralela a otra conservando el área de superficie.

De estos movimientos de las placas el más frecuente y de mayor magnitud es el fenómeno de subducción, que se origina por el movimiento en la frontera de las placas, donde una se mueve en dirección contraria a la otra, en donde una tiene que ceder y deslizarse por debajo de la otra. La actividad sísmica de mayor importancia se da en la superficie de contacto entre las dos placas que forman una enorme falla geológica.

Debido a estos movimientos los continentes han variado su posición relativa a través del tiempo geológico y se cree que en un tiempo estuvieron todos reunidos en un gran continente llamado Pangea, esto explica el ajuste que existe entre las costas de Sudamérica y África.

Las principales placas son: la de Norteamérica, la Sudamérica, Pacífica, Eurasiática, Indoaustraliana, China, Antártica, Africana, Arábica, Filipina, de Cocos, de Nazca, del Caribe, Iraní y Helénica, estas placas no solamente conforman a los continentes, sino que algunas se extienden bajo los mares y océanos por lo que una placa puede estar constituida por una área continental y una zona oceánica (marítima) a manera de una balsa, sin embargo las placas no guardan siempre su tamaño; si no que disminuyen y que en los límites o bordes se presentan cordilleras (zona de subducción) que hace pensar que el movimiento de las placas se relacionan con movimientos de corrientes convectivas.

Las placas miden miles o cientos de kilómetros cuadrados de extensión, según el tamaño y la forma, además tienen entre 70 y 100 Km. de espesor y en ellas se acumula la energía que se produce por la fricción que oponen las placas al deslizarse, que al liberarse la energía produce los movimientos telúricos (sismos).

Hay dos grandes zonas en el mundo donde es más frecuente la actividad sísmica: el Cinturón Circumpacífico y el Cinturón Alpino. El primero, es una zona relativamente angosta alrededor del Océano Pacífico, que incluye desde el extremo sur de América, pasando por Chile, Perú, Ecuador, Colombia, América Central, México, Estados Unidos, Canadá y Alaska para pasar después hacia el Japón y las Islas Filipinas y terminar en la isla sur de Nueva Zelanda. En esta zona se libera anualmente del 80 al 90% aproximadamente de la energía sísmica en el mundo. El Cinturón Alpino va desde las Azores, al extremo occidental de Europa y África, cruzando el Mediterráneo, afectando principalmente a la península Ibérica, el norte de África, Italia, Grecia, Rumania, Yugoslavia, Irán, Irak, Turquía, pasando después por la India y China para terminar en las Islas de Sumatra, Indonesia y Nueva Guinea, donde se une al Cinturón Circumpacífico. En este Cinturón se libera el resto de la energía sísmica; sin embargo puede causar verdaderas catástrofes, pues afecta zonas del mundo de muy alta densidad de Población.

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicas más activas del mundo. El estudio de los sismos en México es relativamente reciente, sin embargo, su observación tiene antecedentes remotos. Se sabe que los primeros pobladores de México se percataron de la actividad sísmica y volcánica en estas regiones y posiblemente hasta existieron personas dedicadas a estudiar estos fenómenos.

En la época de la Colonia, la descripción de los temblores la hicieron principalmente los monjes y se encuentran anotadas en algunas obras de Clavijero y Sahagún. Con el uso generalizado de la imprenta, se difundían datos sismológicos en los periódicos de la época, con descripciones algunas veces pintorescas ya exageradas.

Posteriormente, los temblores eran observados por naturistas, publicistas y por el público en general, pues en todos los folletos antiguos se encuentran notas sobre temblores, cuyas áreas se empezaban a delimitar a medida que las comunicaciones se establecían entre los pueblos. Durante los siglos XVII y XVIII antes de la creación del Observatorio Meteorológico Central en 1877 los sismos eran medidos mediante el rezo de la oración conocida como "Credo" podemos citar como ejemplo el temblor del 5 de abril de 1768, tuvo una intensidad de credo y medio.

Cuando se instaló la red telegráfica en México, los telegrafistas suministraban datos referentes a temblores y se publicaban mensualmente en boletines.

La medición de los temblores por medio de instrumentos se inició a fines del siglo pasado; en la época de Mariano Barcena, se instaló en el Observatorio Meteorológico Central un sismógrafo del Padre Scchi. Por ese tiempo, Juan Orozco y Berra se dedicó a observar estos fenómenos y a formar estadísticas, reuniendo importantes datos de temblores desde los tiempos precolombinos, coleccionados con cuidado y publicados en los boletines de la sociedad científica Antonio Álzate. Sin embargo, no fue hasta el 5 de septiembre de 1910 cuando por Decreto Presidencial se creó e inauguró el Servicio Sismológico Nacional. Ello se realizó como parte de los festejos conmemorativos del primer centenario del inicio de la Independencia, dicho servicio dependía del Instituto de Geología Nacional.

La red inicial estuvo constituida por el Observatorio Central de Tacubaya y otras estaciones ubicadas en Oaxaca, Mérida, Zacatecas, Mazatlán, Guadalajara y Monterrey. Se eligieron como sensores los sismógrafos Wiecherte de periodo corto. Estos sismógrafos, con algunas modificaciones y mejoras, continúan operando.

El servicio Sismológico tomó nuevos bríos en 1965-1967, cuando se instalaron estaciones de mayor sensibilidad en Tehuantepec, Toluca, Presa Mal Paso y Ciudad Universitaria, entre otras. También se instalaron en 1970 una red de estaciones en el noroeste con el fin de observar la actividad sísmica del Golfo de California.

La República Mexicana ocupa un territorio de muy alta actividad tectónica. La evidencia de esto la tenemos a diario al observar la accidentada geográfica de nuestro país, que refleja una actividad geológica joven y vigorosa. Un resultado natural de esta reciente y activa deformación geológica es la gran cantidad de sismos que se registran en nuestro país.

México se encuentra enclavado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, la región de mayor actividad sísmica y volcánica del mundo y los grandes terremotos que ocurren en la República liberan aproximadamente el 3% de la energía sísmica y volcánica del mundo. Esta actividad sísmica y volcánica se encuentra concentrada fundamentalmente en las regiones centro y sur de nuestro país donde se ha dado también un creciente aumento y concentración de la población.

Las placas tectónicas que colindan con nuestro país son la del Pacífico, la de Norteamérica, la de Cocos, Rivera y la del Caribe. Las Placas Rivera y Cocos se encuentran al sur de México y también al suroeste, tienen un movimiento de subducción con las placas de Norteamérica y del Caribe, por otro lado, el movimiento relativo entre las placas del Pacífico y Norteamérica es un movimiento horizontal, donde la primera se mueve hacia el noroeste con respecto a Norteamérica, llevando consigo a la península de Baja California, este movimiento origina una actividad sísmica en el Golfo de Cortés y en la parte norte de Baja California; con una velocidad promedio de desplazamiento de 5 cm/año aproximadamente. (Fig. 1)

La placa de Cocos abarca las costas de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas. Los movimientos de subducción son los más frecuentes y los que presentan las mayores magnitudes y tienen una velocidad promedio de 7 cm/año de conversión, con un ángulo que varía de 55° de la región de Chiapas, hasta convertirse en casi horizontal por debajo de la zona de Oaxaca y Guerrero, formando este el Eje Volcánico Transmexicano que atraviesa a la República a todo el ancho.

A partir del uso e instalación de los primeros sismógrafos en la segunda mitad del siglo pasado y la inversión de las primeras escalas de intensidad, se iniciaban los esfuerzos por medir los fenómenos sísmicos, por conocerlos cuantitativamente, aún cuando hayan sido subjetivas las mediciones, fueron el inicio para delimitar las zonas de alta sismicidad en el mundo. Pero estos efectos o movimientos no se tomaban en cuenta en las construcciones.

A raíz del temblor de San Francisco en 1906 se enuncia la teoría del rebote elástico, que sirvió mucho después para comprender la causa de los sismos tectónicos, pero no se consideraba a éstos en las edificaciones, aún cuando ya se habían visto daños en estructuras construidas recientemente, aunque no muy graves.

Tuvieron que pasar varios años para empezar a considerarlos en el diseño, donde se empezaron a crear reglamentos que al principio consideraban que la estructura soportaría los efectos por sismo, pasando el diseño por viento (Puente colgante de Tacoma, E. U. A.)

El primer país que tuvo reglamento sísmico fue Japón, que durante dos decenios se utilizaron haciendo algunas adaptaciones de acuerdo a las conveniencias de cada país, aún cuando en Estados Unidos ya se estaban haciendo algunos estudios que se centraron en los Angeles y San Francisco.

En México el primer reglamento de Construcción que se tuvo fue en 1942 y se iniciaba la investigación de la Ingeniería sísmica, pero no fue sino hasta la década de los cincuenta que se empezaba los aportes de los primeros criterios para cambiar respuestas modales de estructuras que en la actualidad aún se utilizan en el mundo; al finalizar la década de los 50' se instalaron los primeros acelerógrafos y se obtuvo el primer registro mexicano de un temblor intenso. Cuando se terminó la construcción de la Torre Latinoamericana se colocaron diferentes instrumentos en diversos niveles, provistos de mecanismos de reloj, que permitieron conocer los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos como respuesta a varios temblores, siendo el más importante el de 1957.

Ya en los 60' se iniciaron las observaciones y análisis de los efectos de los temblores específicos en suelos y estructuras. En 1966 se pone en vigor el segundo reglamento que se modificó a partir del sistema de 1957, y no fue sino hasta 1976 que se volvió a modificar el reglamento, sobresaliendo de los otros que se adicionan una serie de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, de madera, de concreto, reforzado o de acero, además para el análisis por viento y para el diseño y construcción de cimentaciones. Las normas de diseño sísmico se conservaron dentro del título cuarto del reglamento, pero sufrieron modificaciones importantes. En 1979 se le hicieron algunas modificaciones al reglamento, y era el reglamento que se utilizaba antes de los sismos de 1985, pero en 1984 ya se estaba pensando que se deberían hacer algunos cambios. El reglamento que se tiene en vigor es de 1992.

Aunque el uso de los Reglamentos de Construcción que han sido tomados en cuenta para el diseño sísmico ha ido evolucionando con el tiempo, se puede ver que hay una similitud en el mundo de las diferentes fallas que han tenido las estructuras, ocasionadas por movimientos telúricos, que pueden ser debidas a diversas causas, como por ejemplo; a un inadecuado diseño, al desconocimiento de los materiales que se utilizan en la elaboración de concretos, a una mala cimentación, el no utilizar un adecuado proceso constructivo.

Considerando solamente las fallas en estructuras en algunos países, se puede ver que a pesar de estar ubicadas en diferentes tipos de suelo, sus fallas son principalmente en: columnas, trabes, muros y losas. Que dependerán de diversas causas, pero que son repetitivas en cada país.

Por lo que se trata de dar una explicación de estas fallas y sus posibles causas y tratar de prevenirlas en el futuro, para una mejor protección de las estructuras, pero principalmente para prever desgracias y vidas humanas.

El riesgo sísmico en un sitio dado lo expresamos en términos de la frecuencia media con que en dicho sitio se excede cada intensidad, y para fines de ingeniería esta última se expresa, por ejemplo, como la máxima aceleración o la máxima velocidad del terreno en el sitio durante un temblor, o como la ordenada del espectro de respuestas para valores dados de periodo natural y amortiguamiento o, en fin, como cualquier parámetro ligado directamente a las características del movimiento del terreno en el sitio de interés y que tiene una correlación elevada con las respuestas máximas de las obras de ingeniería que interesan.

No siempre se cuenta para el sitio que interesa con información estadística obtenida de instrumentos que registren directamente en el sitio las características de los temblores ocurridos. Por ello tenemos que conocer lo que ocurre en las posibles fuentes sísmicas vecinas; por lo mismo, mediante el uso de las mencionadas leyes de atenuación necesitamos transformar los modelos matemáticos que describen la actividad de las fuentes sísmicas vecinas (expresada en términos de magnitudes y coordenadas de los focos) en actividad sísmica expresada en términos de las intensidades que ocurren en los sitios de interés.

En forma simplificada, la actividad sísmica en una fuente puede representarse mediante una curva de tasa de excedencia, en que la escala vertical es logarítmica y la curva en su extremo derecho es asíntota a una vertical cuya abscisa es la máxima magnitud que puede generarse en la fuente sísmica considerada.

Las gráficas de las Tasas de excedencia de intensidades en un sitio son el tipo de curvas que al ingeniero interesan para tomar decisiones relativas a la intensidad para la que deben diseñarse las construcciones, atendiendo a los riesgos de falla que deben aceptarse. En donde, "y" es la intensidad expresada en las unidades que correspondan y v es el número de veces por unidad de tiempo (año) que cada intensidad se excede en el sitio. En estas gráficas, tanto los ejes horizontal como vertical son logarítmicos.

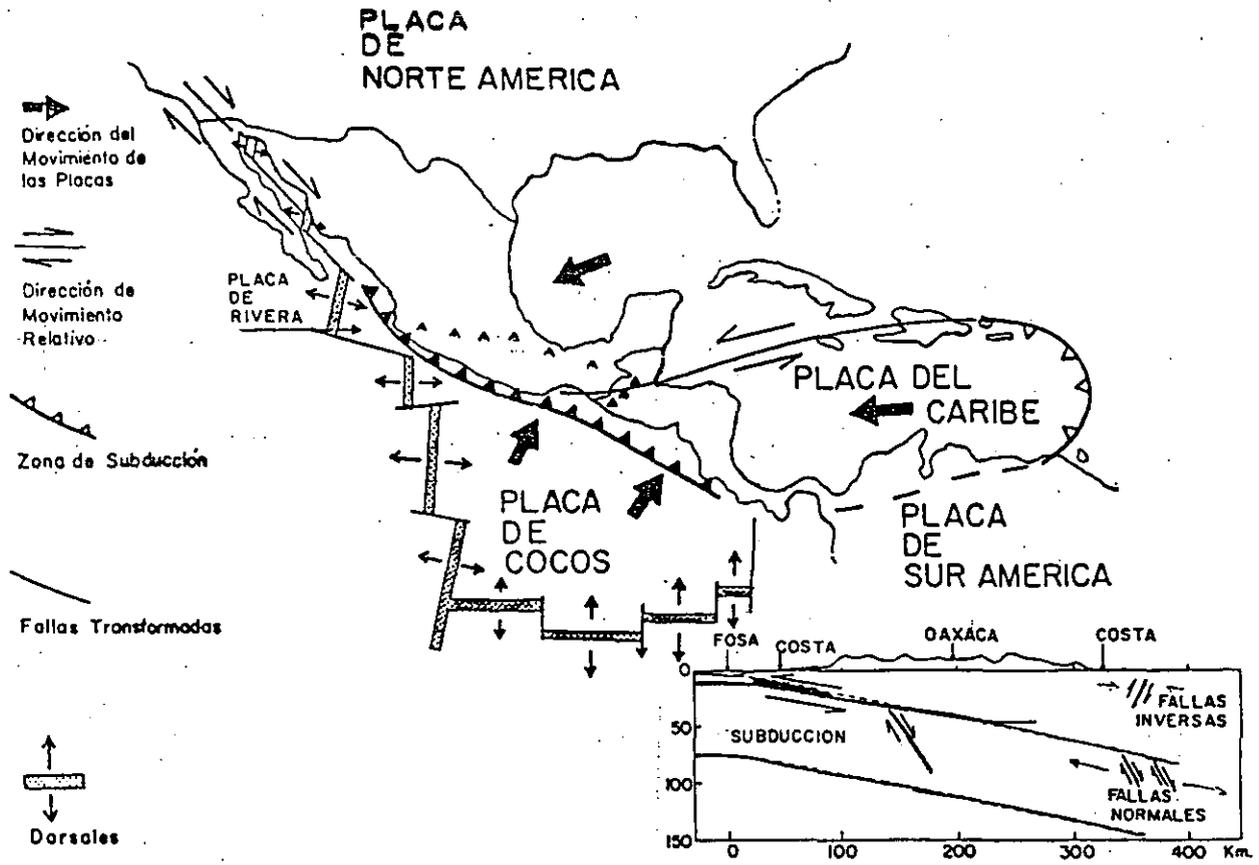


Figura 1

SISMICIDAD DE MEXICO.

Por lo que respecta a la actividad de las fuentes sísmicas de México, debemos recordar que la costa sur de México corresponde a la zona de subducción en que la placa de Cocos se introduce por debajo de la placa continental de Norte América y que a dicha zona corresponde la mayor parte de la actividad que ocasiona temblores intensos en la costa sur y en su vecindad, específicamente en la ciudad de México.

Por otro lado, a lo largo del Mar de Cortés el movimiento relativo entre placas es de tipo lateral, semejante al que ocurre en la costa occidental de los Estados Unidos.

La actividad sísmica en grandes zonas del mundo se representa bastante bien mediante curvas semejantes a las tasas de excedencia de magnitudes en una fuente sísmica. En zonas pequeñas no siempre se tiene información estadística suficiente para trazar estas curvas, pero es de esperarse que dichas curvas sean de igual tipo, aunque los parámetros correspondientes son función de cada fuente específica.

La distribución de la actividad sísmica con respecto a la profundidad es muy variable, dependiendo de la región y la fuente que se consideren. Un estudio de la distribución de las profundidades de temblores generados en el Cinturón Circumpacífico muestra que prácticamente toda la energía se libera en los 100 ó 200 km. mas próximos a la superficie y que la parte mas importante y que contribuye en forma decisiva a determinar el riesgo ocurre en los primeros 60 km. En zonas dadas, la distribución de las profundidades puede variar rápidamente con las coordenadas horizontales, como consecuencia de los rasgos sismotectónicos de la región. Así por ejemplo, en la costa sur de México las profundidades aumentan sistemáticamente conforme nos internamos en el territorio nacional, alejándonos de la trinchera o zona que delimita el contacto entre las placas de Cocos y de Norte América.

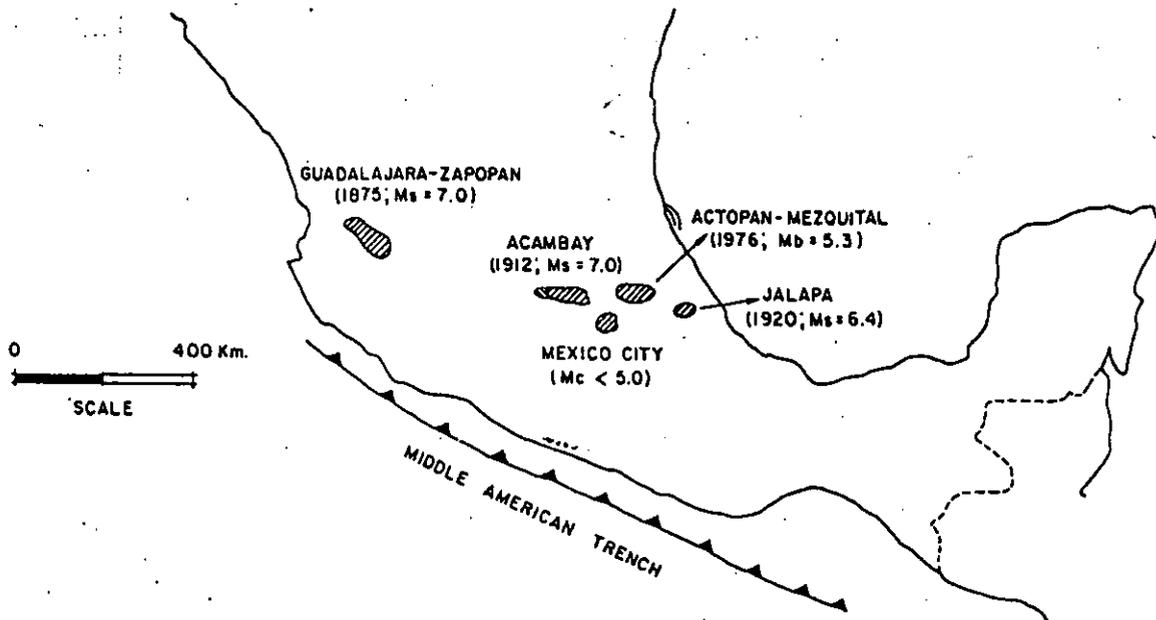
En relación con la forma de los modelos de sismicidad, debe hacerse notar que hasta hace unos cuantos años se suponía que la curva de magnitud - recurrencia para una fuente sísmica local tenía la forma de las gráficas de las tasas de excedencia de magnitudes, que resulta de análisis de datos observados en toda la corteza o en zonas muy amplias de ella. También se suponía que la distribución probabilística de los tiempos de espera entre eventos sísmicos con magnitudes en un intervalo dado es del tipo exponencial (y por tanto que el número de eventos con magnitudes en dicho intervalo tiene distribución de Poisson), es decir, que el riesgo no se altera con el tiempo transcurrido sin temblores de gran magnitud. Durante los últimos años se han reconocido abiertamente ciertas discrepancias con respecto al modelo citado.

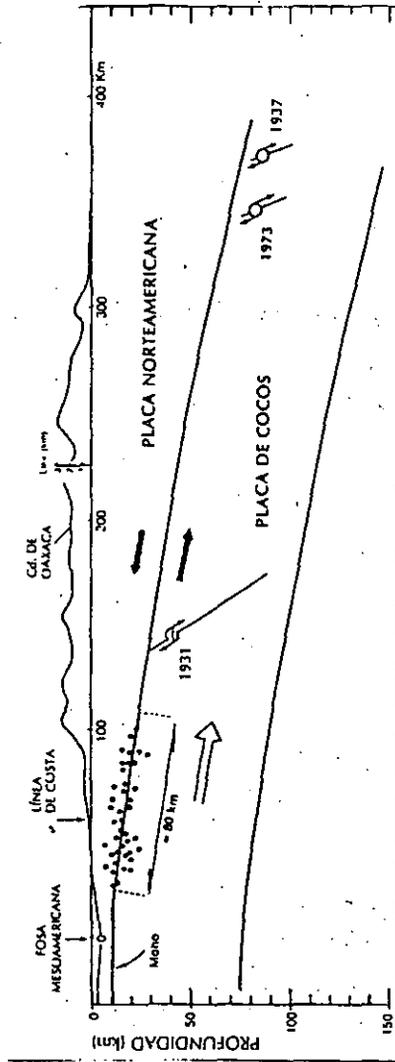
De lo anterior no se ha concluido que conviene actualizar los modelos sobre sismicidad en ciertas zonas del mundo, entre ellas la costa sur de México, de manera de representar la actividad sísmica como la superposición de dos procesos: uno en que los eventos ocurren de manera enteramente casual, sin que sea posible hacer alguna predicción de tipo determinista o semi - determinista y otro constituido por los llamados temblores característicos, que son de magnitud elevada y cuyos intervalos entre ocurrencias son mucho menos inciertos que los asociados al primer proceso. Estos nuevos modelos deberán incorporarse en el futuro a los estudios de riesgo sísmico en el país, pero no se han tomado en cuenta en los mapas de riesgo sísmico.

Hay mapas de las aceleraciones máximas del terreno con periodos de recurrencia que muestran valores de aceleraciones y velocidades máximas del terreno que corresponden a periodos de recurrencia de 50, 100 y 500 años en terreno firme para todo el país. Estos mapas fueron obtenidos con la información sismológica disponible en el país hasta 1974. Para obtenerlas se partió del conocimiento sobre la estructura geo-tectónica de las zonas sísmicas del país. Empleando los datos sobre magnitudes y coordenadas de los temblores registrados por sismógrafos desde principios del siglo (época en que dichos instrumentos empezaron a operar sistemáticamente en el mundo) se estimaron los parámetros de curvas de la Tasa de Excedencia de magnitudes en una fuente sísmica

para las diversas fuentes sísmicas potenciales. Al llevar a cabo estas estimaciones se tomó en cuenta la presencia de brechas (o vacancias) sísmicas, es decir, de zonas que por sus características geológicas y por su disposición en los sistemas tectónicos deben considerarse como de elevado potencial de actividad sísmica, pero que durante lapsos largos incluidos durante el intervalo de observación han manifestado poca actividad, probablemente por encontrarse en períodos de acumulación de energía de deformación. Entre estos casos se encuentran las vacancias de Oaxaca, de Tehuantepec, de Guerrero y de Michoacán. Para fines de calcular el riesgo sísmico en la vecindad de la zona de subducción se estimó la función (M) por unidad de longitud paralela a la costa, suponiendo que la actividad observada se distribuía uniformemente a lo largo de tramos largos de la zona de subducción incluyendo las brechas sísmicas. Para definir la forma de la variación de la actividad con respecto a la sección transversal a la costa se tomó en cuenta la información que se presenta en las secciones transversales de la localización de focos de los temblores, en la zona de subducción de la costa sur de México.

Así como los valores de la última variable estimado a partir de relaciones empíricas entre velocidad máxima del terreno e intensidades en la escala de Mercalli modificada. A partir de dichas leyes de atenuación, de la incertidumbre asociada a ellas y de las curvas de sismicidad (M), para las diversas fuentes sísmicas se obtuvieron, por un proceso de integración, (en la zona vecina al eje volcánico el espaciamiento entre puntos fue menor). En ellas se observa que, además de los sitios en la vecindad de la zona de subducción en la costa sur del país, existe una región de elevado riesgo en la vecindad del extremo norte del Golfo de California, asociada con la actividad del sistema de la falla de San Andrés. En otras regiones del país el riesgo varía entre bajo y moderado.(Fig. 2)





CAPITULO I

ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA TEORÍA DEL ANÁLISIS SÍSMICO

1.1 SOLICITACIONES VERTICALES.

Análisis De Cargas

Generalidades.

Una actividad que resulta importante en el proceso de cualquier proyecto estructural, es la determinación de las acciones que debe soportar la estructura durante su vida útil, lo cual se establece en el Art. 185 del R.C.D.F.

Determinar las acciones que inciden en la estructura es uno de los primeros pasos del análisis estructural.

Debe entenderse por acción todo agente externo o inherente a la estructura a su funcionamiento que provoca un esfuerzo o trabajo en los elementos estructurales; para fines de análisis estructural las acciones se idealizan como sistemas de carga que aplicados en las estructuras determinan el comportamiento de éstas. La finalidad del análisis estructural es encontrar la magnitud de los esfuerzos que las acciones inducen

en la estructura y diseñar ésta para resistir estos esfuerzos en condiciones óptimas de servicio y seguridad.

El carácter aleatorio de las cargas y la dificultad de asignarles valores determinantes, acentúan la importancia de valuar las cargas lo más cercano o lo real, pues de nada sirven análisis o diseños sofisticados si se parte de cargas mal estimadas. El análisis de cargas incide en la determinación de la forma y dimensiones de los diferentes elementos estructurales, lo que hace a las construcciones económicas o no dentro de un rango de seguridad aceptable.

La estimación y clasificación de las cargas actuantes en una estructura depende del efecto y duración de cada una de las acciones; esto implica un conocimiento de las causas y origen de las acciones sobre las estructuras, el art. 186 del R.C.D.F. hace la distinción de estas, clasificándolas en acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.

Las categorías a que se refiere el art. 186 dependen de la duración de las acciones actuando con su intensidad máxima, las acciones permanentes son originadas fundamentalmente por la acción de la gravedad además de deformaciones permanentes de la estructura y esfuerzos inducidos por cargas de presfuerzo, la carga muerta en la mayoría de las construcciones como la principal causa que induce esfuerzos.

Las acciones variables tienen como característica el cambio de intensidad con el tiempo; así, la gravedad produce cargas vivas que adoptan valores mínimos cuando los locales están vacíos o valores máximos cuando hay aglomeraciones de personas o concentraciones de mobiliario y equipo, otras acciones se deben a cambios de temperatura que afectan principalmente a estructuras de acero expuestas a la intemperie, a la operación de maquinaria que produzca esfuerzos variables sobre la estructura y a todos aquellos efectos que puedan cambiar de valor en espacios de tiempo relativamente cortos.

Las acciones accidentales tienen efectos en lapsos cortos de tiempo actuando con su intensidad máxima; la acción del sismo y/o del viento son las acciones principales dentro de esta categoría; estas acciones no dependen del funcionamiento de la estructura, sino que provienen de agentes externos para los que deberán estimarse sus máximas intensidades en un periodo de recurrencia de 50 años como se especifica en el párrafo III del art. 187 del R.C.D.F.

En el caso del sismo y del viento, las intensidades y la forma de tomarlas en cuenta.

Las explosiones y los incendios son acciones accidentales de mayor dificultad de medición ya que son eventos totalmente extraordinario, cuando por el material alojado o por el funcionamiento normal de la estructura, la probabilidad de ocurrencia sea no despreciable deberán diseñarse las estructuras para resistir tales efectos.

Cuando se deban tomar acciones cuyos valores no se especifican en el reglamento, se deberán considerar los diferentes valores de intensidades probables de acuerdo con el Art. 187 del R.C.D.F:

- **Intensidad máxima.**- Máximo valor probable durante la vida útil de la estructura.
- **Intensidad instantánea.**- Es el valor más probable que se puede presentar en el lapso en que puede ocurrir una acción accidental.
- **Intensidad media.**- Es el valor promedio que obra sobre la estructura en periodos muy largos de tiempo.
- **Intensidad mínima.**- Es el valor que puede tomar la acción en un momento determinado y se deberá tomar en cuenta cuando éste efecto sea desfavorable a la estructura.

Debe considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y se diseñarán las estructuras para la envolvente de esfuerzo máximos que produzcan las diferentes combinaciones.

El propietario o poseedor del inmueble debe tomar conciencia de la importancia que representa el cambio de uso para la cual fue proyectada la estructura, por lo que el art. 201 del R.C.D.F. responsabiliza al propietario de los daños que pudieran derivarse del mal uso de la estructura.

Cargas Muertas.

Las cargas muertas, como lo indica el artículo 196 del Reglamento, son todos los pesos de los elementos estructurales; trabes, columnas, losas, muros, dallas y castillos, además de los no estructurales: fachadas prefabricadas, acabados de pisos y muros, instalaciones permanentes, muros divisorios, etc.

Las variaciones que se presentan comúnmente en las dimensiones nominales de los elementos estructurales durante el proceso constructivo.

Deformaciones o irregularidades en sistemas de piso que dan lugar a rellenos no considerados.

Cambio de materiales para acabados según el proyecto original. Por esto las cargas muertas de las losas se deben incrementar tal como lo establece el art. 197 del R.C.D.F. excepto cuando la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

De los valores recomendados deberá tomarse el que produce el efecto más desfavorable en el diseño, esto no implica que deba utilizarse el mayor valor. En el análisis por volteo de una estructura, sometida a la acción del viento, la condición desfavorable se obtiene con los valores mínimos de los pesos volumétricos, lo mismo sucede para un posible estado de flotación de la cimentación. No así para el caso del diseño por cargas gravitatorias de elementos estructurales, en donde se tomará el valor máximo recomendado.

Cargas Vivas.

Se llaman cargas vivas o de ocupación de acuerdo con el art. 198 R.C.D.F. todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos movibles. No se ha logrado obtener una valoración verdaderamente racional de las cargas vivas como tampoco de su distribución, y para el análisis de cargas, éstas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes aunque las cargas reales pueden estar concentradas en una cierta área.

Los valores recomendados por el R.C.D.F. se encuentran en la tabla del art. 199.

Cada valor de carga viva especificado se refiere a las intensidades máximas, instantánea y media como hace mención el art. 187 para cargas variables.

La carga máxima W_m es la máxima carga que deberá resistir la estructura durante su vida útil y deberá ser considerada en el análisis gravitatorio así como en el análisis de asentamientos inmediatos.

La carga instantánea W_a es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo, este valor es menor respecto a la carga máxima debido a que la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico o acción del viento, con máxima intensidad y de que la carga viva sea máxima en el mismo instante es muy lejana.

La carga media W es el promedio de carga que actúa en periodos muy largos de tiempo, se deben al mobiliario que pueden alojar las construcciones ya que parte del tiempo estarán desocupados o inhabilitado, se utilizará para el análisis de efectos a largo plazo como pueden ser los asentamientos y flechas diferidas.

Combinaciones De Acciones Y Factores De Carga.

Las distintas acciones no obran en forma aislada sobre la estructura, pueden ocurrir conjuntamente. Esto hace necesario que en el diseño, además de identificar y evaluar las posibles acciones, se analice cuales de ellas pueden actuar en forma simultánea, para considerar sus efectos combinados.

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de cada miembro de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables encontrados para el elemento. En el art. 188 del R.C.D.F. se hace la distinción entre combinaciones que incluyen acciones permanentes acciones variables y acciones accidentales.

El diseño estructural debe considerar la envolvente de esfuerzos máximos al analizar las combinaciones de acciones de acuerdo al art. 188 del R.C.D.F.

I.- Acciones permanentes y acciones variables.- En esta categoría se analiza el efecto gravitacional de la estructura en que las cargas muertas y las cargas vivas se toman con su intensidad máxima. Cuando se analicen los efectos a largo plazo como asentamientos, la carga viva se tomará con su intensidad media.

II. Acciones permanentes variables y accidentales.- Para esta combinación se tomará la carga muerta con su intensidad máxima ya que ésta no cambia con el tiempo. La carga viva se tomará con su intensidad instantánea por ser la más probable al ocurrir una acción accidental y en cada análisis se tomará una acción accidental, esto significa que los efectos del sismo y el viento así como cualquier otra acción extraordinaria deberán analizarse por separado puesto que es sumamente improbable la ocurrencia de estas acciones en forma simultánea.

Para cada combinación de acciones se debe diseñar la estructura con un cierto factor de carga que involucre las incertidumbres propias de la valoración de la acción. El art. 194 del R.C.D.F. obliga la aplicación de un factor que incrementa el valor de los esfuerzos obtenidos de la aplicación de las cargas de diseño, para la combinación de acciones permanentes y variables se debe prever la posibilidad de exceder el valor de la carga prevista como puede ser la aglomeración eventual de personas o mobiliario en cualquier parte de la estructura, se debe utilizar un factor de carga $F_c = 1.4$.

En aquellas partes de la estructura que normalmente puedan tener concentraciones de personas así como las estructuras del grupo A, el Factor de carga será $F_c = 1.5$:

Cuando el análisis se refiera a la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales, la posibilidad de que se excedan las cargas disminuye por lo que el factor de carga se tomará $F_c = 1.1$.

La carga sobre la estructura resulta favorable a la resistencia o a la estabilidad deberá diseñarse para una condición menos favorable en cuyo caso se tomará como factor de carga $F_c = 0.9$ con la finalidad de diseñar los elementos estructurales del lado de la seguridad.

Para la revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario $F_c = 1.0$ Art. 193 y 194 R.C.D.F.

1.2 GRADOS DE LIBERTAD

Una estructura de varios niveles se puede idealizar como un conjunto de masas ligadas entre sí por las columnas, representadas por su rigidez y cuya masa es despreciable. El número de grados de libertad de la estructura es el número de datos que es necesario fijar para definir una configuración cualquiera del sistema. Cada masa tiene tres grados de libertad que corresponden a dos desplazamientos en las direcciones XX , YY y un posible desplazamiento angular alrededor del eje Z . Al despreciar las deformaciones axiales en las columnas y los giros por torsión, el número de grados de libertad se reduce a un desplazamiento lineal por cada una de las masas.

Así la estructura de la FIG. 1.2.1 tiene un grado de libertad dado que, en cualquier instante, su posición puede definirse por una coordenada. De la misma forma, la FIG. 1.2.2 tiene dos grados de libertad ya que la posición de las masas puede definirse por dos coordenadas, X_1 y X_2 . En general, un edificio de n niveles tendrá n grados de libertad.

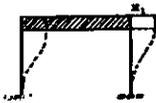


Fig. 1.2.1 Estructura de un grado de libertad.

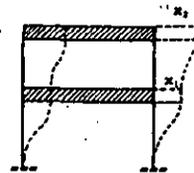
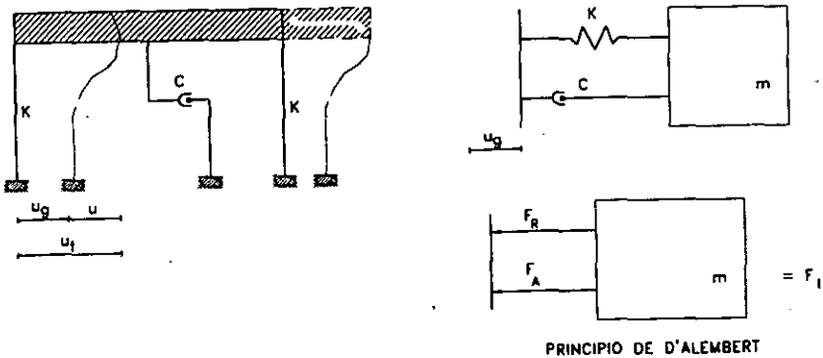


Fig. 1.2.1 Estructura de un grado de libertad.

Estructuras De Un Grado De Libertad.

En la Fig. 1.2.3 se consideró a una estructura sometida a una fuerza externa $F(t)$. Sin embargo para una estructura sometida a una excitación sísmica, la única fuerza externa tiene la forma de movimiento al nivel del suelo.



SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD SOMETIDA AL MOVIMIENTO DEL SUELO

Fig. 1.2.3

El desplazamiento de la masa se debe a la fuerza de inercia generada por el movimiento del suelo que le llega a través de la rigidez de las columnas y de la acción del amortiguador. Se observa entonces que existe un desplazamiento relativo a la masa, debido a la deformación u de la estructura, y un desplazamiento absoluto o total u_T .

donde: $u_T = u_g + u$,

u_g es el desplazamiento debido al movimiento del suelo.

Habrà entonces una aceleración relativa y una aceleración absoluta de la masa correspondiente a estos dos desplazamientos, es decir:

$$\ddot{u}_T = \ddot{u}_g + \ddot{u}$$

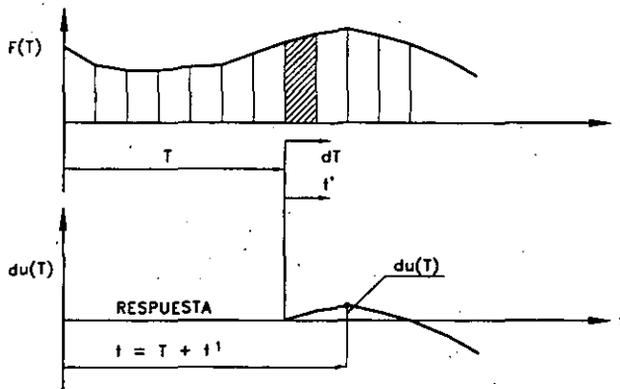
La Ecuación de equilibrio dinámico es:

$$\begin{aligned}
 -F_A - F_R + F(t) &= F_I \\
 F_I - F_A + F_R &= F(t) \\
 m \ddot{u} + c \dot{u} - k u &= F(t) \quad \text{-----1.2.1}
 \end{aligned}$$

Bajo las condiciones mencionadas, la ecuación 1.2.1 se reduce a:

$$\begin{aligned}
 -F_A - F_R &= F_I \quad \text{-----1.2.2} \\
 -c \dot{u} - k u &= m \ddot{u}_t \\
 -c \dot{u} - k u &= m \ddot{u}_g + m \ddot{u} \\
 m \ddot{u} + c \dot{u} + k u &= -m \ddot{u}_g \quad \text{-----1.2.3}
 \end{aligned}$$

que es la ecuación de equilibrio dinámico de una estructura de un grado de libertad sometida a una fuerza sísmica, donde $-m \ddot{u}_g$ es la carga efectiva resultante del movimiento de la estructura por la aceleración del suelo.



RESPUESTA DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD ANTE UNA CARGA IMPULSIVA

Fig. 1.2.4

Estructuras De Varios Grados De Libertad.

Se procede ahora al tratamiento de estructuras de grados de libertad múltiples, las cuales se aproximan a la representación de una construcción real. Para una mejor comprensión del análisis nos apoyaremos en la Fig. 1.2.5, la cual representa un edificio de tres niveles.

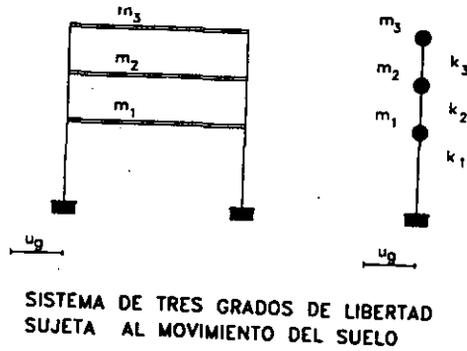


Fig. 1.2.5

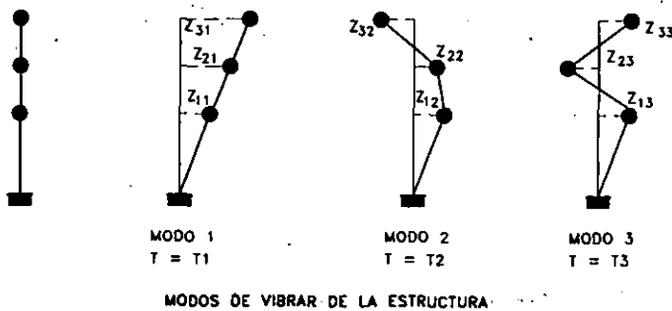


Fig. 1.2.6

Ecuación de equilibrio dinámico.

Cada masa de un piso representa un grado de libertad con una ecuación de equilibrio dinámico cada una. Fig. 1.2.7

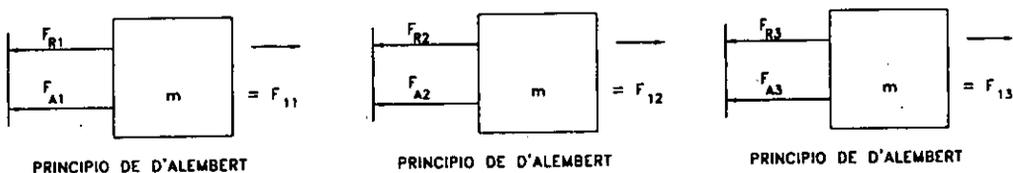


Fig. 1.2.7

$$F_{11} + F_{A1} + F_{R1} = 0 \text{ ----- nivel 1}$$

$$F_{12} + F_{A2} + F_{R2} = 0 \text{ ----- nivel 2}$$

$$F_{13} + F_{A3} + F_{R3} = 0 \text{ ----- nivel 3}$$

Fuerzas de inercia:

$$\begin{pmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{13} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} m_1 & & \\ & m_2 & \\ & & m_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{pmatrix}$$

o más generalmente: $F_I = M \ddot{U}$

donde:

F_I = es el vector de fuerzas de inercia.

M = es la matriz diagonal de masas.

\ddot{U} = es el vector de aceleraciones totales.

Fuerza elástica (en las columnas).

$$\begin{pmatrix} F_{R1} \\ F_{R2} \\ F_{R3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix}$$

o más generalmente: $F_R = K u$

donde:

F_R = es el vector de fuerzas elásticas en cada entrepiso.

K = es la matriz de rigideces.

u = es el vector de desplazamientos.

De manera similar, las fuerzas de amortiguamiento se expresan como: $F_A = C u$

donde:

F_A = es el vector de amortiguamiento.

\dot{u} = es el vector de velocidades.

C = es la matriz de amortiguamiento.

en general no es práctico calcular C y el efecto del amortiguamiento se toma en cuenta en los espectros de diseño.

Una vez obtenidas las fuerzas, se obtiene la ecuación de equilibrio, la cual toma la misma forma que en un sistema de grado de libertad con la diferencia que ahora se trata de una ecuación matricial.

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = -M \ddot{u}_g \quad \text{-----} \quad 1.2.4$$

que es la ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de n grados de libertad bajo una excitación sísmica.

Frecuencia De Vibración y Formas Modales.

Ante un impulso la estructura vibrará libremente adoptando una configuración de desplazamiento que se denomina forma modal y con una frecuencia natural de vibración (ω) peculiar en cada modo, existiendo tantos modos como número de grados de libertad. A los diferentes modos de vibrar se les conoce como modos naturales y al conjunto de desplazamientos que configuran un modo se conoce como forma del modo.

Se procede entonces a encontrar las frecuencias (ω) y formas modales, transformándose la ecuación 1.2.4 en :

$$M \ddot{u} + K u = 0 \quad \text{-----} \quad 1.2.5$$

si, $u = z \text{ sen } \omega t$; $\ddot{u} = -\omega^2 z \text{ sen } \omega t$;
 $z =$ amplitud de la vibración.

sustituyendo en la ecuación 1.2.5

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

$$\det | K - \omega^2 M | z = 0 \quad \text{-----} \quad 1.2.6$$

y para que z sea distinto de cero:

$$\det | K - \omega^2 M | = 0 \quad \text{-----} \quad 1.2.7$$

esta ecuación representa un problema de valores característicos. Desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de n (número de grados de libertad) cuya incógnita es ω^2 . La solución de esta ecuación proporciona los n valores de ω^2 , que corresponden a los n períodos naturales de vibración.

1.3 MODOS DE VIBRAR.

Se procederá a realizar el análisis de la siguiente manera:

- ◆ - Vibración libre
- ◆ - Vibración Libre con amortiguamiento.

◆ VIBRACION LIBRE.

En este caso la fuerza perturbadora y la del amortiguamiento valen cero, lo que conduce a una vibración libre no amortiguada, la cual realmente no puede existir porque conduciría a un movimiento perpetuo, a pesar de ser cierto esto, los resultados obtenidos de esta condición son muy importantes. De esta forma la ecuación 1.2.3 se reduce a:

$$m \ddot{u} + k u = 0$$

dividiendo entre m y haciendo $(k/m) = \omega^2$

$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0 \text{ -----1.3.1}$$

donde ω^2 es la frecuencia circular o natural de vibración.

La ecuación 1.3.1 es una ecuación diferencial lineal de segundo orden cuya solución es:

$$u = A \text{ sen } \omega t + B \text{ cos } \omega t \text{ -----1.3.2}$$

la velocidad es:

$$\dot{u} = A \omega \text{ cos } \omega t - B \omega \text{ sen } \omega t \text{ -----1.3.3}$$

la aceleración es:

$$\ddot{u} = -A \omega^2 \text{ sen } \omega t - B \omega^2 \text{ cos } \omega t$$

las constantes de integración A y B se determinan a partir de las condiciones iniciales. Por ejemplo si la masa es desplazada una distancia u_0 y se le ha dado una velocidad inicial \dot{u}_0 en un tiempo $t = 0$.

sustituyendo

$$u = u_0; t = 0 \text{ en la ecuación 1.3.2}$$

$$B = u_0$$

sustituyendo

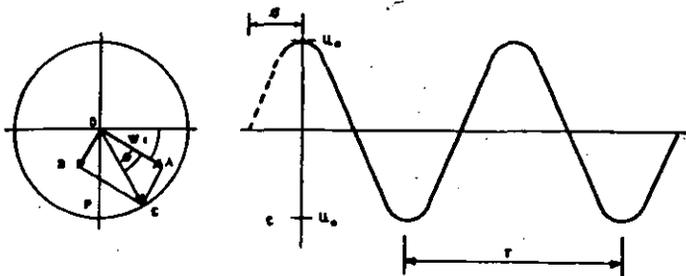
$$\dot{u} = \dot{u}_0; t = 0 \text{ en la ecuación 1.3.3}$$

$$A = \dot{u}_0 / \omega$$

sustituyendo a y B en la ecuación 1.3.2

$$u(t) = \dot{u}_0 / \omega \text{ sen } \omega t + u_0 \text{ cos } \omega t \text{ -----1.3.4}$$

La ecuación 1.3.4 es la solución del movimiento de la masa, ya sea para cuando se origine en un desplazamiento o en una velocidad iniciales o por ambas causas. Su representación gráfica como función del tiempo se muestra en la figura 1.3.1



VIBRACION LIBRE

FIG. 1.3.1

Otra forma de darle solución es mediante:

$$OP = OC \text{ sen } (\omega t + \phi)$$

$$u = C \text{ sen } (\omega t + \phi) \text{ -----1.3.5}$$

donde:

$$C = (A^2 + B^2)^{1/2} ; \quad \phi = \tan^{-1} (B/A)$$

◆ **VIBRACIÓN LIBRE CON AMORTIGUAMIENTO.**

Un análisis realista de las vibraciones debe incluir las fuerzas de fricción o de amortiguamiento.

Para este caso de vibración, la ecuación 1.2.3 queda como :

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0 \text{ -----1.3.6}$$

que es una ecuación diferencial lineal homogénea de segundo orden, cuya solución tiene la forma de: $u = e^{\lambda t}$

primera y segunda derivada:

$$\dot{u} = \lambda e^{\lambda t} \quad ; \quad \ddot{u} = \lambda^2 e^{\lambda t}$$

sustituyendo en la ecuación 1.3.6

$$m \lambda^2 e^{\lambda t} + c \lambda e^{\lambda t} + k e^{\lambda t} = 0$$

$$e^{\lambda t} (m \lambda^2 + c \lambda + k) = 0$$

$$m \lambda^2 + c \lambda + k = 0$$

$$\lambda = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m}$$

las raíces de λ son :

$$\lambda_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left[\frac{c}{2m}\right]^2 - \frac{k}{m}} \text{ ----- 1.3.7}$$

Definiendo al coeficiente de amortiguamiento crítico C_c como el valor de c que hace que el radical sea igual a cero

$$(C_c / 2m)^2 - (k / m) = 0$$

donde:

$$C_c = 2 (k / m)^{1/2} = 2 m \omega \text{ -----1.3.8}$$

La solución general de la ecuación 1.3.6 es una combinación lineal de exponenciales que involucra las dos raíces λ_1 y λ_2 las cuales tienen tres posibles combinaciones dependiendo del valor de c .

Si $c > C_c$; las raíces son reales y corresponde a un sobreamortiguamiento y por tanto el movimiento es no vibratorio.

Si $c = C_c$; las raíces son iguales y corresponde a un caso con amortiguamiento crítico y el movimiento es no vibratorio.

Si $c < C_c$; las raíces son complejas y corresponden a un subamortiguamiento por lo que es un movimiento vibratorio y que, para nuestro análisis, es el que tiene mayor interés.

$$\lambda_{1,2} = - (C/m) \pm i \sqrt{(K/m) - (c/2m)^2}$$

si

$$\omega_a = \sqrt{(k/m) - (c/2m)^2} \text{ ----- 1.3.9}$$

$$c/2m = \xi \omega$$

entonces: $\lambda_{1,2} = \xi \omega \pm i \omega_a$

La solución general de la ecuación 1.3.6 contiene dos constantes arbitrarias:

$$u = A e^{\lambda_1 t} + B e^{\lambda_2 t}$$

$$u = A e^{(\xi \omega \pm i \omega_a) t} + B e^{(-\xi \omega \mp i \omega_a) t}$$

$$u = e^{-\xi \omega t} (A e^{i \omega_a t} + B e^{-i \omega_a t})$$

usando la función trigonométrica :

$$e^{i \alpha} = \cos \alpha + i \operatorname{sen} \alpha$$

$$e^{\pm i \omega_a t} = \cos \omega_a t \pm i \operatorname{sen} \omega_a t$$

$$u = e^{-\xi \omega t} (A \cos \omega_a t + B \operatorname{sen} \omega_a t) \text{ ----- 1.3.10}$$

o de forma semejante a la ecuación 1.3.5

$$u = C e^{-\xi \omega t} (A \cos \omega_a t - \phi) \text{ ----- 1.3.11}$$

las ec. 1.3.10 ó 1.3.11 constituyen la solución a la ecuación 1.3.6 para c menor de C_c . El movimiento queda representado en la fig. 1.3. y es un movimiento periódico con amplitud decreciente $e^{-\xi \omega t}$.

A y B , ó C y ϕ , son constantes determinadas a partir de las condiciones iniciales:

$$t = 0 ; \quad u = u_0 ; \quad \dot{u} = \dot{u}_0$$

sustituyendo t y u en la ecuación 1.3.10

$$u_0 = A$$

derivando la ecuación 1.3.10 y sustituyendo t y u

$$\dot{u} = e^{-\xi \omega t} (B \omega_a \cos \omega_a t - A \omega_a \sin \omega_a t) - (A \cos \omega_a t + B \sin \omega_a t) (\xi \omega e^{-\xi \omega t})$$

$$\dot{u}_0 = B \omega_a - A \xi \omega$$

$$u_0 = B \omega_a - u_0 \xi \omega$$

$$B = (u_0 + \xi \omega u_0) / \omega_a$$

sustituyendo A y B en la ecuación 1.3.10

$$u = e^{-\xi \omega t} [[(u_0 + \xi \omega u_0) / \omega_a] \sin \omega_a t + u_0 \cos \omega_a t] \text{-----1.3.12}$$

que es la solución de la ecuación 1.3.6 para las condiciones iniciales donde:

ω_a = Frecuencia natural de vibración amortiguada.

ω = Frecuencia natural de vibración no amortiguada.

Aprovechando la ecuación 1.3.9 se obtiene la relación de dos frecuencias :

$$\omega_a = [(k/m - c/2m)^2]^{1/2}$$

$$\omega_a = \omega (1 - \xi)^{1/2}$$

En la practica y, para estructuras usuales, el amortiguamiento no excede del 10 por ciento del crítico ($\xi = 0.1 C_c$)

$$\omega_a = \omega (1 - 0.1^2)^{1/2}$$

$$\omega_a = 0.995\omega$$

$$\omega_a \times \omega$$

Lo que significa que la influencia del amortiguamiento en la frecuencia de vibración (ω) es pequeña. el efecto del amortiguamiento radica, esencialmente, en disminuir la amplitud de la vibración conforme avanza el tiempo. ú [] v

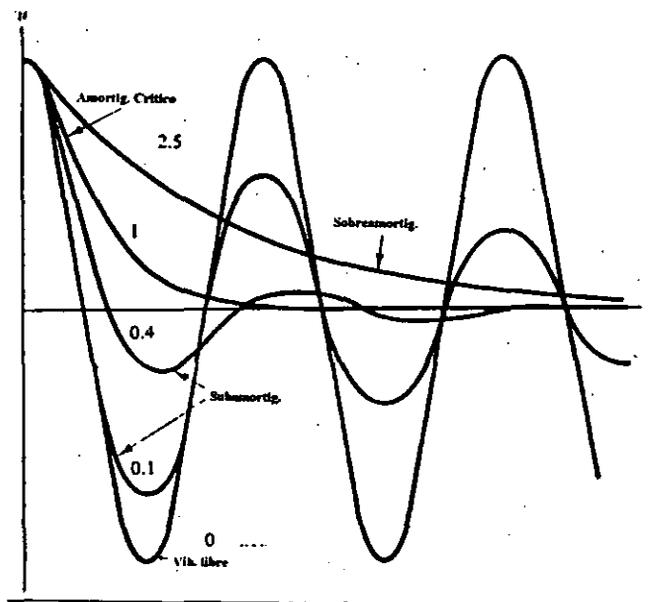


Figura Vibración con distinto grado de amortiguamiento.

1.4 PERIODO

El desplazamiento máximo se llama amplitud de la vibración (u_0). La velocidad angular ω del punto c que describe el círculo o auxiliar se llama Frecuencia Circular o Natural de vibración. El ángulo ϕ se llama ángulo de fase ya que representa la cantidad según la cual la curva está desplazada a partir del origen cuando $t = 0$. El tiempo en que se lleva a cabo un ciclo se llama Período de vibración y se define como:

$$2\pi = \omega T$$

$$T = 2\pi / \omega \quad \text{ó} \quad T = 2\pi (m/k)^{1/2}$$

Al número de ciclos realizados por unidad de tiempo se llama Frecuencia.

$$f = 1/T \quad ; \quad f = \omega / (2\pi)$$

1.5 COEFICIENTE SÍSMICO.

Hasta el momento no es posible determinar la medida o la dirección de las fuerzas que un evento sísmico induce a una estructura, en realidad, el valor numérico exacto de dichas fuerzas no se conocerá en forma exacta pues son muchos y complejos los efectos provocados por cada movimiento sísmico, como también es compleja la respuesta dinámica de cada estructura a dicho movimiento.

La experiencia indica que es posible el diseño de estructuras resistentes al sismo utilizando los conocimientos de tales fenómenos. Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que un sismo induce a una estructura dada, el R.C.D.F. proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura, para cada zona del D.F. Este parámetro se denomina

coeficiente sísmico y se define en el art. 206 del R.C.D.F.; de acuerdo con este artículo, la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_o = c W$$

Donde :

V_o = Fuerza horizontal llamada cortante basal.

C = Coeficiente sísmico que representa un porcentaje de la gravedad expresado en décimas.

W = Pesos total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento.

Parte de los objetivos de la clasificación de la construcción es el de obtener el coeficiente sísmico con que se analizara la estructura. El valor del coeficiente sísmico para estructuras del grupo B se define para cada zona en el art. 206 R.C.D.F. y sus valores son:

0.16	En la zona I	Para estructuras del grupo A
0.32	En la zona II	se multiplicaran por 1.5
0.40	En la zona III	

1.6 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Las construcciones en general, además de estar clasificados por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. Esto dependerá del material con que se fabrique la estructura y de los criterios de estructuración con que se proyecte.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos, representa un aspecto fundamental en el diseño.

La sección 5 de las N.T.C. para Diseño de Sismo proporciona los valores del factor de comportamiento a que se refiere el art. 207 del R.C.D.F.

El factor de comportamiento sísmico Q varía entre 1 y 4 de acuerdo a requisitos de estructuración y resistencia. La elección del factor Q deberá tomarse de las condiciones de la estructura al proyectarse y deberá verificarse, al término del diseño. También deberá verificarse que todas las consideraciones que se hicieron en el diseño se cumplan., si en la etapa de cálculo se consideró que los muros no contribuyen a la resistencia, en los planos deberá indicarse en forma explícita la manera en que estos muros se deben ligar a la estructura para que no contribuyan ni a la rigidez ni a la resistencia.

Los requisitos que deben cubrir las estructuras aumentan conforme aumenta el valor de Q , lo cual trata de reflejar la eficiencia con que se disipa la energía del sismo en función de la capacidad de la estructura al deformarse para distribuir los esfuerzos entre los elementos que la componen en forma uniforme, tratando de eliminar las concentraciones de esfuerzos provocados por diferencias en rigideces. El material con que se fabrica la estructura, así como el sistema estructural, son de vital importancia.

El procedimiento para la selección del factor de comportamiento sísmico se determina en función de los requisitos exigidos por cada valor de Q , se comentan a continuación:

I.- Para adoptar un valor $Q=4$ se deben cumplir los requisitos enunciados en la sección 5.1 de N.T.C. de Diseño por Sismo.

I.1.- Cuando la estructura es de marcos y no existen muros o contravientos, es evidente que los marcos por si mismo deberán resistir el 100% de las acciones sísmicas con lo que se cumple automáticamente el requisito No. 1; en el caso de existencia de muros o contravientos, los marcos deberán resistir cuando menos el 50% de los cortantes actuantes; esto significa que la estructura no solo tendrá elementos rígidos como son los muros o contravientos sino que garantizará una buena capacidad de disipación de energía por deformación, así como reservas de resistencia para el caso en que la acción del sismo supere la primer defensa de la estructura que implican los muros o contravientos.

I.2.- Cuando existan además muros de mampostería en la estructura, se requiere que no signifiquen una parte importante de la capacidad resistente de la estructura con el fin de no convertirla en una estructura rígida poco deformable. Tomando en cuenta que los muros de mampostería son subsistemas estructurales muy rígidos pero poco resistentes, es de esperarse que durante una sollicitación sísmica se sobrepase la capacidad resistente de los muros cuando aún no se desarrolla totalmente la capacidad resistente de los marcos, con o sin contravientos, o muros de concreto por lo que los muros de mampostería serán los primeros en fallar con escasa disipación de la energía del sismo; por esta razón es necesario que el resto de la estructura pueda resistir cuando menos el 80% de las fuerzas sísmicas.

En los muros de mampostería de piezas huecas se acentúa la fragilidad del subsistema durante un evento sísmico, debido a que las paredes de los bloques presentan desprendimientos locales con el consiguiente deterioro del material. Por esta razón, es

$$1 - \frac{1}{N \sum_{i=1}^N \frac{V_{ri}}{V_{ai}}} \leq 0.35 \text{ para niveles } j = 1 \dots N$$

Es importante notar que los 3 requisitos anteriores solo podrán verificarse con todo rigor al término de la fase de diseño cuando ya se han definido los armados y características de los materiales, sin embargo la experiencia del estructuralismo podrá lograr estimaciones preliminares que conduzcan al cumplimiento de estas condiciones sin necesidad de esperar al final para su verificación y en caso de no lograrlo comenzar de nuevo el proceso.

4 y 5.- Para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras se deberá cumplir con los requisitos inherentes a las características internas de los elementos que forman la estructura, así por ejemplo, en elementos de concreto reforzado se deberá buscar la fluencia del acero de refuerzo antes que la falla frágil del concreto tanto en los miembros como en los nudos y conexiones; del mismo modo, si la estructura es de acero, deberá diseñarse garantizando el comportamiento dúctil evitando la aparición de inestabilidades locales o generales por esbeltez de las piezas o conexiones. En ambos casos, las características de los miembros que forman los marcos están normados en las Normas Técnicas complementarias para Concreto y Acero en donde se presentan los requisitos para marcos dúctiles que deben satisfacerse.

II.- Para adoptar el valor de $Q = 3$ se requiere que los marcos cumplan los requisitos de marcos dúctiles señalados en los párrafos I.4 y I.5 de la sección 5 de N.T.C. de Sismo.

Para este valor se admiten cambios menos uniformes en las rigideces de pisos consecutivos ya que no es requisito satisfacer el punto I.3; así mismo se permite una mayor abundancia de elementos rígidos como son muros de concreto o mampostería y/o contravientos.

Se debe satisfacer el punto 5.I.2 de las N.T.C. de Sismo con las mismas consideraciones expresadas en la sección 3.5.1.2. de este Manual.

En este valor de Q se incorporan las losas planas que cumplen los requisitos de las N.T.C. de concreto ya que se debe asegurar el comportamiento dúctil de este sistema. Estas estructuras tienen reducida rigidez lateral lo cual conduce a elevadas deformaciones. El sistema depende en gran medida del comportamiento de la conexión losa - columna, donde se concentra la transmisión de esfuerzos, reconociendo el problema anterior y ante la evidencia experimental del comportamiento del sistema en sismos anteriores, las N.T.C., estipulan requisitos más exigentes para valuar la rigidez lateral y para el detalle de armados en las conexiones.

III y IV.- En estos apartados aparecen las estructuras que no cumplen con características de ductilidad, es decir, aquellas que presentarán fallas o deterioro a bajos niveles de deformación.

Los párrafos III y IV detallan claramente las características de las estructuras para asignarles un valor $Q = 2$ ó $Q = 1.5$.

Estas estructuras se diseñan para fuerzas sísmicas menos reducidas debido a que son estructuras rígidas con poca capacidad de disipación de energía y presentan daños con pequeñas deformaciones por lo que se necesita que el sistema resista las fuerzas que induce el sismo sin atenuarlas.

V.- Los materiales de construcción tradicionales como son el concreto, el acero y la madera han sido ensayados y probados en abundantes investigaciones por lo que sus propiedades son suficientemente conocidas como para diseñar estructuras con alto grado de seguridad por lo que se les puede asignar alguno de los valores Q anteriores.

Actualmente, aparecen nuevos materiales comerciales que se utilizan con bastante frecuencia en edificaciones.

En los casos en que se hagan pruebas a estos materiales que conduzcan de manera objetiva a la obtención del valor Q a satisfacción del Departamento, será válido el

empleo de dicho valor en el análisis sísmico. En los casos en que los estudios no existan o no sean satisfactorios, sería impropio asignar un valor Q por simple apreciación subjetiva, por lo que se permitirá el empleo de materiales nuevos de manera que resistan la totalidad de las acciones; es decir, $Q=1$.

Cuando en una construcción existan en diferentes niveles, diferentes sistemas estructurales, deberá diseñarse con el valor de Q más bajo que se derive de los distintos sistemas siendo esto aplicable en cada dirección de análisis pudiendo adoptarse distintos valores para cada dirección.

Debe tenerse presente que las fuerzas de diseño podrán reducirse en función del valor de Q , sin embargo, las deformaciones obtenidas en el análisis deberán multiplicarse por Q y obtener así las deformaciones calculadas. Esto es especialmente necesario para revisar la separación a las colindancias, efectos de segundo orden y estados límite por rotura de vidrios y otros elementos no estructurales.

1.7 RIGIDEZ DE ENTREPISO.

Se define como rigidez lateral o de entrepiso a la oposición de la estructura a ser deformada entre un nivel y otro por las cargas horizontales aplicadas en cada nivel. Puede hablarse también de rigidez angular, que será la oposición de un nudo de una

estructura o del extremo de un elemento estructural a girar al ser sometido a un momento flexionante; o de rigidez lineal, que será la oposición al desplazamiento relativo de un extremo de un miembro estructural con respecto a su otro extremo. fig.20

La rigidez, tanto de entrepiso como angular o lineal, depende del tamaño de la sección transversal de los elementos estructurales, con lo que se calculan las propiedades geométricas: áreas y momentos de inercia; de su longitud; de la forma en que están conectados a otros elementos y del material con que están hechos, lo que define las propiedades elásticas como módulo de elasticidad, módulo de Poisson y módulo de cortante.

Es una propiedad diferente a la resistencia, aunque a veces se confunde con ella. Hay elementos estructurales en que existe compatibilidad entre resistencia y rigidez, pero hay otros en que la rigidez es mucho mayor que la resistencia, como es el caso de los muros de mampostería, lo que complica el problema de análisis de las estructuras en que existen elementos de este tipo. Asimismo, las propiedades elásticas del acero están más definidas que las del concreto reforzado o de la mampostería.

Cuando el nivel de esfuerzos a que están trabajando los materiales es bajo, su comportamiento puede ser cercano al elástico, esto es, habrá proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, correspondiendo una deformación del doble para esfuerzos dos veces mayores; pero, a medida que los esfuerzos crecen el comportamiento deja de ser elástico, alcanzándose lo que se conoce como comportamiento no lineal o inelástico, en el cual, al duplicar el esfuerzo, la deformación es mucho mayor que el doble a que se hizo mención antes.

Debido a lo anterior, en general se elaboran modelos matemáticos elásticos muy simplificados de las estructuras, pues, aún con ayuda de las computadoras, el problema dista de ser manejable. Entre las características más importantes que pueden obtenerse de los modelos están los periodos de oscilación de cada uno de los distintos modos en

que pueden vibrar y las formas de estos modos, entendiéndose por periodo el tiempo que tarda en ocurrir una oscilación completa.

Otras características importantes de las que depende la respuesta de la estructura son el amortiguamiento y la ductilidad que pueden desarrollarse. El amortiguamiento es una propiedad intrínseca de los materiales empleados, pero depende también de la forma en que se conecten los miembros estructurales y no estructurales. Valores de amortiguamiento relativamente pequeños reducen considerablemente la respuesta sísmica de las estructuras.

Se conoce como amortiguamiento crítico el que tiene una estructura cuando, al separarla de su posición y soltarla no oscila sino que regresa a la posición de equilibrio; las estructuras suelen tener amortiguamiento del orden de 3 a 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras metálicas, soldadas y sin recubrir, y mayor el de las estructuras de mampostería, con gran número de juntas. Puede aumentar algo al someter a las estructuras a grandes deformaciones. También puede aumentarse colocando amortiguadores de diseño especial, que están empezando a desarrollarse.

La ductilidad de las estructuras es la propiedad de soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Depende en gran medida de los materiales empleados y de los cuidados que se tienen al diseñarlas. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas, pues por lo general no es aconsejable diseñar las estructuras sometidas a estas acciones sobre la base de un comportamiento elástico, ya que sería antieconómico debido a la escasa probabilidad de que ocurra el sismo de diseño durante la vida útil de la estructura, además de que es muy difícil saber cuál será la mayor excitación sísmica que puede ocurrir, pues la historia con que se cuenta aún en países habitados hace muchos siglos no es suficiente para ello.

Espectros De Respuesta.

Las aceleraciones máximas del terreno son datos que sirven para estimar los espectros de respuesta en terreno firme para periodos de recurrencia dados. Para tal fin pueden emplearse relaciones previamente establecidas entre aceleración, velocidad y desplazamientos máximos del terreno durante sismos dados y las correspondientes ordenadas de los espectros de respuesta para diversos periodos naturales y amortiguamientos.

Conocidos los acelerogramas de temblores intensos es posible estimar la respuesta de modelos simples en función del tiempo y, por consiguiente, la respuesta máxima que puede ocurrir en un instante dado. Esto puede hacerse considerando que el comportamiento de la estructura será elástico en todo el evento o bien que se incursionará en el intervalo de comportamiento inelástico a partir de un cierto valor de la respuesta.

La gráfica que relaciona las respuestas máximas de distintas estructuras sometidas a una misma excitación con sus periodos de oscilación recibe el nombre de espectro de respuesta. Según el tipo de comportamiento que se haya considerado se tendrán espectros de respuesta inelásticos.

Normalmente estos espectros se obtienen suponiendo que las estructuras tienen distintos valores del porcentaje de amortiguamiento crítico, pues, como se dijo antes, un pequeño valor de éste es suficiente para reducir considerablemente la respuesta. Los valores empleados normalmente en cálculos de este tipo son 0, 2, 5, 10 y 20% del amortiguamiento crítico.

En terreno blando, como es sabido, la duración del movimiento del terreno es más larga que en terreno firme, las ordenadas espectrales son mayores y los periodos dominantes son más largos. Para un gran número de temblores registrados en la ciudad de México, los espectros de respuesta para diversos amortiguamientos, correspondientes a terreno blando y terreno firme. Se tiene información semejante para los registros obtenidos en

diversos sitios durante los temblores de septiembre de 1985, del análisis de esta información, así como de la distribución de daños en la ciudad de México durante diversos temblores, se concluye que la amplificación del movimiento del terreno debido a la naturaleza del terreno local puede variar significativamente entre un sitio a otro de la zona comprensible del valle de México y entre un temblor y otro, y que en esa amplificación pueden jugar papeles importantes ciertos mecanismos y/o tipos de ondas, diferentes de los considerados en la teoría simplificada de propagación vertical de ondas unidimensionales de cortante a través de formaciones estratificadas.

El tipo de terreno en que se haya obtenido el acelerograma es muy importante, pues las características dinámicas de la excitación varían en función de esto. Como ya se indicó, en suelos firmes, las vibraciones son rápidas, mientras que en suelos blandos las oscilaciones son de menor frecuencia, por lo cual, su periodo es relativamente más largo. Esto modifica la forma de los espectros de respuesta.

Las respuestas que suele calcularse son desplazamientos, velocidades o aceleraciones, pues a partir de ellas se pueden calcular cualquier efecto que se desee conocer en la estructura, como por ejemplo momentos de volteo en la base, fuerzas cortantes en cualquier nivel, esfuerzos en alguna sección, etc.

Normalmente los acelerogramas tienen periodos que varían dentro de una banda de valores relativamente ancha, sin embargo, en cierto tipo de suelo y bajo condiciones especiales pueden haber algún periodo dominante en particular, como ocurrió en el sismo del 19 de septiembre de 1985, en el acelerograma obtenido en el centro SCOP, en el que se observa un periodo muy definido de dos segundos de duración. Esta situación conduce al problema dinámico conocido como resonancia, que consiste en una amplificación excesiva de la respuesta de aquellas estructuras que tienen algún periodo de oscilación muy parecido al de la excitación, lo que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande.

Es muy fácil demostrar por medio de una mesa vibradora, en la que se coloquen modelos de estructuras con diferentes periodos de oscilación, que la respuesta de uno de ellos se puede amplificar considerablemente moviendo la mesa con un periodo igual al de ese modelo, observándose que los otros no sufren mayores oscilaciones. al cambiar el periodo de la oscilación, se excitará algún otro modelo, y así sucesivamente.

Influencia De Condiciones Locales En Tasa De Excedencia De Intensidades Dadas.

Para finalizar, la influencia del tipo del suelo en las aceleraciones máximas del terreno correspondiente a diversos periodos de recurrencia. Dichos datos se obtuvieron a partir de los datos registrados por acelerógrafos en el Valle de México de 1959 a 1983. Los valores registrados se clasificaron en dos grupos, de acuerdo con el tipo de terreno, pero cada grupo incluye sitios diferentes, por lo que las curvas que se muestran no representan rigurosamente tasas de excedencia de aceleraciones dadas en un sitio dado, sino en cualquiera de varios sitios, mas o menos cercanos, con condiciones de suelo mas o menos parecidas.

1.8 CONDICIONES DE REGULARIDAD.

Para el análisis sísmico se recomienda seguir un método de análisis para el diseño pero para efectuar las reducciones en éste análisis se debe satisfacer las condiciones de

regularidad de la estructura que se indican en las Normas Técnicas Complementarias de sismo en la sección 6.

Recomendaciones sobre estructuración.

Con base en la experiencia obtenida en muchos temblores ocurridos en distintas partes de mundo se ha elaborado una serie de recomendaciones sobre estructuración, para lograr un mejor comportamiento sísmico; entre las más importantes están las siguientes.

- A) Poco peso.
- B) Sencillez, simetría y regularidad.
- C) Plantas poco alargadas.
- D) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
- E) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.
- F) Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que los verticales.
- G) Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplantará la estructura.
- H) Congruencia entre los proyectado y lo construido.

Se recomienda que las estructuras sean ligeras pues las fuerzas debidas al sismo surgen como consecuencia de la inercia de las masas a desplazarse, por lo que, entre menos pesen, menores serán los efectos de los sismos en ellas. Conviene también que sean sencillas, para que los modelos matemáticos sean realistas, pues una estructura muy compleja, mezclando distintos tipos de sistemas estructurales y materiales, no es fácil de modelar; que sean simétricas para reducir efectos de torsión, por lo que se debe evitar las plantas en forma de L, T, C, y triangulares; que no sean muy alargadas ni en planta, ni en elevación: en planta, ni en posibilidad de que el movimiento de un extremo del edificio sea diferente al del otro extremo, lo que causaría efectos usualmente no previstos; en elevación, para reducir los efectos de volteo, que encarecen

considerablemente las cimentaciones. Se deben evitar los remetimientos en elevación, pues los cambios bruscos en masa o rigidez propician amplificaciones dinámicas importantes, que suelen provocar daños graves. Lo mismo puede decirse con respecto a cambios en la forma de la planta, debiendo limitarse la extensión de apéndices que sobresalgan, como en el caso de formas simétricas en cruz o en H.

Conviene que la resistencia y la rigidez de la estructura estén repartidas uniformemente, sin concentrarse en unos cuantos elementos resistentes, o con variaciones grandes en los claros entre columnas o en las dimensiones de las traveses y de las columnas. Entre mayor hiperestaticidad tiene una estructura, es mayor el número de secciones estructurales que deben fallar antes de que la estructura colapse; asimismo, si se piensa que haya elementos que fallen antes que otros, se puede dar la posibilidad de evitar daños grandes a toda la estructura. Estos elementos deben colocarse adecuadamente para que su reparación sea sencilla. El problema de satisfacer esta condición es que se requiere analizar varias etapas del comportamiento, para verificar que los elementos estructurales que van quedando son capaces de soportar el sismo sin colapsar, lo que encarece y complica el cálculo de la estructura.

Se debe buscar una estructuración a partir de columnas fuertes - vigas débiles, para propiciar la formación de articulaciones plásticas en las vigas al excederse la resistencia suministrada, ya sean porque se está aprovechando la ductilidad o porque, además de eso, el sismo excede las previsiones del diseño. Al proceder así se logran mecanismos que pueden evitar más fácilmente el colapso de la estructura, pues la demanda de ductilidad local en las traveses de todos los entrepisos reparte mejor los efectos del sismo que cuando la demanda de ductilidad se concentra en las columnas de un solo entrepiso. Por otro lado, el comportamiento dúctil de elementos estructurales sujetos a flexión pura, como en el caso de las traveses, es mucho mejor que el de elementos sujetos a flexocompresión, que es el caso de las columnas.

Se recomienda también que se busque que las propiedades dinámicas de la estructura sean congruentes con las del suelo en que está desplantada; en general se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas. Lo que trata de evitarse con esta recomendación es la posible resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo, como la observada el 19 de septiembre.

Finalmente, es recomendable también que lo que se construye sea congruente con lo que se proyecta; en muchas ocasiones, al proyectar una estructura se decide no aprovechar la colaboración de muros de relleno, debido a la posibilidad de que sean eliminados para dejar libertad en la distribución de espacios en el proyecto arquitectónico de los distintos niveles; sin embargo, suele no detallarse adecuadamente la forma en que estos muros deben construirse, desligados de la estructura, para permitir que ésta se deforme sin recargarse en ellos, pues si lo hace les transmitirá buena parte de la fuerza sísmica que debía absorber, debido a que los muros, sobre todo cuando son de mampostería, tienen una rigidez intrínseca bastante alta en su plano, aunque su resistencia no sea compatible con esa rigidez, como se mencionó antes. Si los muros de relleno colaboran con la estructura para resistir los efectos sísmicos sin haber sido calculados para absorber la fuerza que les corresponde en función de su rigidez, el comportamiento de la estructura será muy distinto al supuesto en el proyecto estructural, pudiendo presentarse muchos daños.

En algunos casos la colaboración de los muros no estructurales evita el colapso de estructuras subdiseñadas, si su colocación es relativamente simétrica y tienen continuidad de un piso a otro. Pero cuando su colocación es asimétrica, como ocurre en los muros de colindancia de edificios en esquina o cuando son discontinuos, como ocurre en edificios de departamentos en que la planta baja o algunos otros niveles muros porque se destinan a estacionamiento o comercios, la colaboración de los muros de relleno puede ser causa de daños muy graves o aún de colapso total de la estructura,

al propiciar efectos torsionantes importantes en el primer caso o una condición de piso "suave" en el segundo.

El cambio de cargas con respecto al proyecto suele ser también causa de daños importantes en las estructuras. Usualmente un edificio diseñado para resistir el efecto combinado de cargas verticales y cargas de sismo puede soportar sin problemas sobrecargas verticales importantes mientras no tiemble; pero, si existe sobrecarga al momento de un sismo, los efectos de éste se verán doblemente amplificados, por lo que pueden ocurrir daños importantes o colapsos parciales totales.

1.9 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La clasificación de las estructuras ubicadas en el Distrito Federal se efectúa de acuerdo con el Título VI del Reglamento de Construcciones del D. F. Publicado

La clasificación de las estructuras es importante ya que a partir de ella se definen los coeficientes requeridos por el análisis sísmico para la obtención de las fuerzas horizontales.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso o destino es para establecer diferentes factores de seguridad de acuerdo con la importancia relativa del inmueble o su función. El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su ubicación se debe a que ésta proporciona diferentes valores para el coeficiente sísmico de acuerdo al tipo de al tipo de suelo y a la respuesta de este a los movimientos sísmicos.

1.9.1 Según Su Destino.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso o destino conforme a lo establecido en el artículo 174 del R.C.D.F. tomando en cuenta la importancia de las mismas en términos de lo ordinariamente significan para la sociedad, la importancia de las funciones que desempeñarían ante una emergencia provocada por un sismo de gran intensidad y la magnitud de los daños que a personas o servicios pudiera ocasiona su falla.

De acuerdo con los criterios anteriores, las estructuras se clasifican en grupo A y grupo B.

El objetivo de la clasificación es el de procurar que un determinado grupo de estructuras que sea más resistente que la generalidad, debido a que en este grupo de edificaciones se llevan a cabo actividades importantes para la población en el caso de un eventual siniestro sísmico, preservando los bienes que contienen evitando la pérdida de un número elevado de vidas; a este grupo de construcciones se le denomina Grupo A. Para estas construcciones los requisitos de seguridad estructural son más estrictos como se observa al final del art. 206 del R.C.D.F.

La lista de construcciones que para el Grupo A define el art. 174 del R.C.D.F. no es exhaustiva, y que será el buen juicio del Ingeniero el factor determinante para la clasificación de la estructura, especialmente en aquellos casos en que: por su usos mixtos, por el valor del inmueble o su contenido a juicio del propietario o del Departamento, o bien por considerarse que el número de vidas de riesgo es elevado, se genere una incertidumbre en la clasificación.

En términos generales se recomienda que cuando en alguno de los usos del inmueble se presenten características de

El Grupo B corresponde a las construcciones comunes no incluidas dentro del Grupo A tal como se especifica en la fracción II del art. 174 R.C.D.F. las cuales a su vez se subdividen en los subgrupos B1 y B2 de acuerdo con la importancia, área construida, altura y zona en que se localizan. En la tabla siguiente se resumen las características de esta clasificación

Las zonas a que se hace mención la tabla anterior, las cuales serán comentadas en la siguiente sección de este capítulo, se especifican el art. 219 del R.C.D.F. Así como a la sección 2 de las N.T.C. de cimentaciones.

La división del grupo B en dos subgrupos conduce a la aplicación de requisitos tanto en el aspecto de seguridad estructural como en los tipos legales.

En el aspecto legal, tanto las estructuras del grupo A como las del grupo B1 requieren de un corresponsable de la Seguridad Estructural de acuerdo con la fracción I del art. 44 del R.C.D.F. con el objeto de establecer un control más estricto en la observancia de especificaciones y criterios tanto en la fase de diseño como en la de construcción.

Por parte de Seguridad Estructural, para estas mismas estructuras deberá utilizarse concreto Clase 1, según se especifica en el inciso 1.4.1 de las N.T.C. para el Diseño de estructuras de concreto, aunque este requisito no es obligatorio si el corresponsable de Seguridad Estructural permite el uso de concreto clase 2, siempre y cuando demuestre que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluya esta justificación en la Memoria de Cálculo.

1.9.2 Según Su Ubicación.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su ubicación conforme a lo establecido en los artículos 175 y 219 del R.C.D.F. y en la sección 2.1 de las N.T.C. de cimentaciones: de esta forma, se distinguen las zonas de LOMAS, TRANSICIÓN Y LAGO respectivamente. Fig. 1.9.2.1

El objetivo de clasificar a la estructura de acuerdo con su ubicación es el de incorporar en el análisis las diferentes respuestas de cada zona ante excitaciones sísmicas lo cual se refleja el coeficiente sísmico especificado en el art. 206 del R. C. D. F. y en la sección 3.1 de las N.T.C. de sismo que será comentadas en páginas posteriores.

Para construcciones ligeras o medianas la clasificación por ubicación podrá efectuarse directamente del mapa de la fig. 1.9.2.1. , fig. 1.9.2.2, fig. 1.9.2.3 y fig. 1.9.2.4

Para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones en el subsuelo para determinar la zona a la que corresponde el predio.

Las características que definen a las cimentaciones ligeras o medianas y las profundas o pesada se presentan en los puntos A y B de la tabla 1 de la sección de 2.2 de las N.T.C. de cimentaciones.

Se definen también en esta sección los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, de acuerdo a los esfuerzos que induce la estructura, al perímetro de la cimentación y a las profundidades desplante.

Las NT.C. para diseño por sismo identifican una parte de la zona II donde los requisitos para análisis son más severos que en el resto de la zona, esta subzonificación se muestra en el área sombreada de la fig. 1.9.2.3 los requisitos a que se hace mención se detallan en la sección 3 y en el apéndice A4 de las N.T.C. para diseño por sismo y serán comentados en la sección de este capítulo.

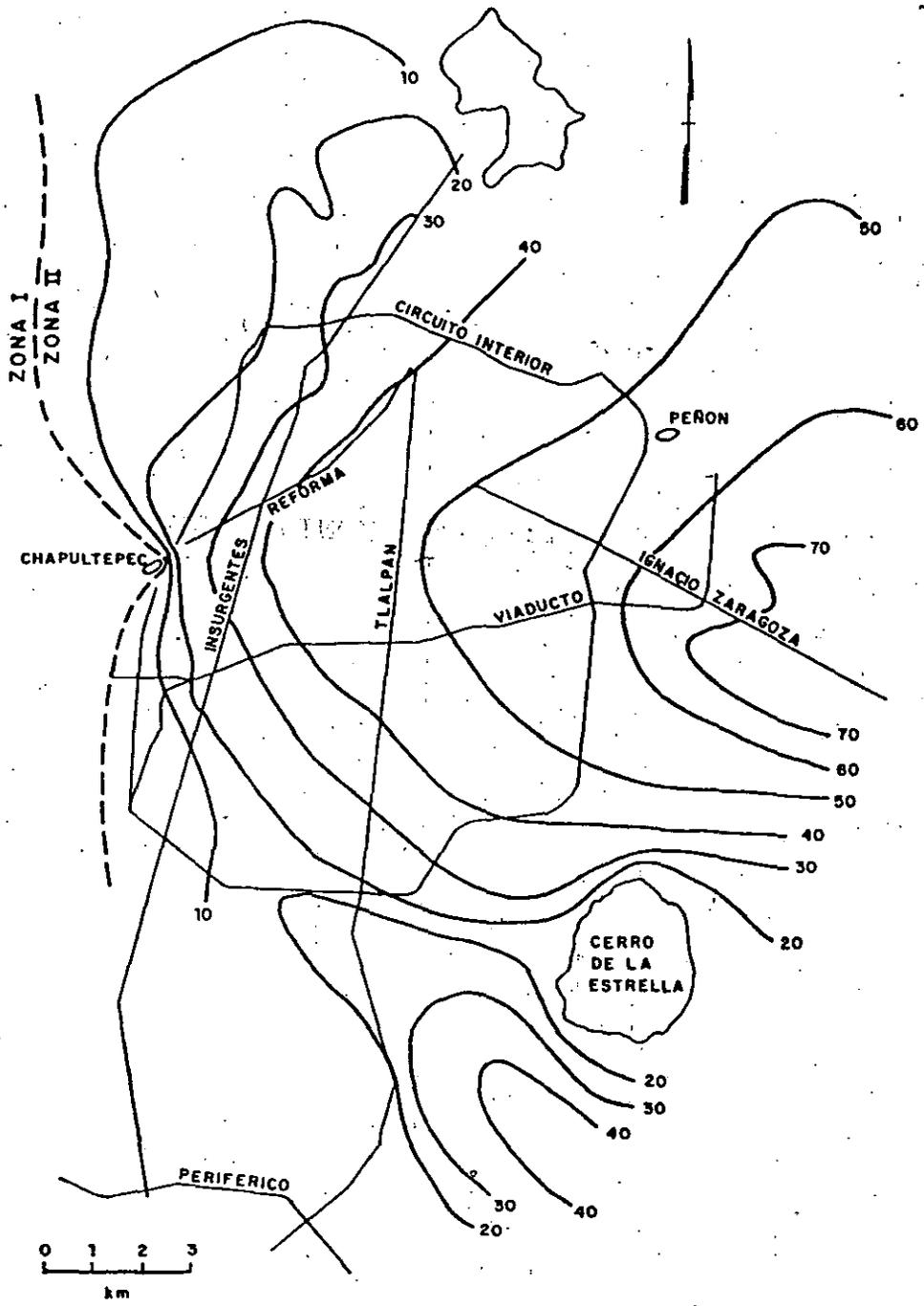


Figura A7.1 Valores de H en metros.

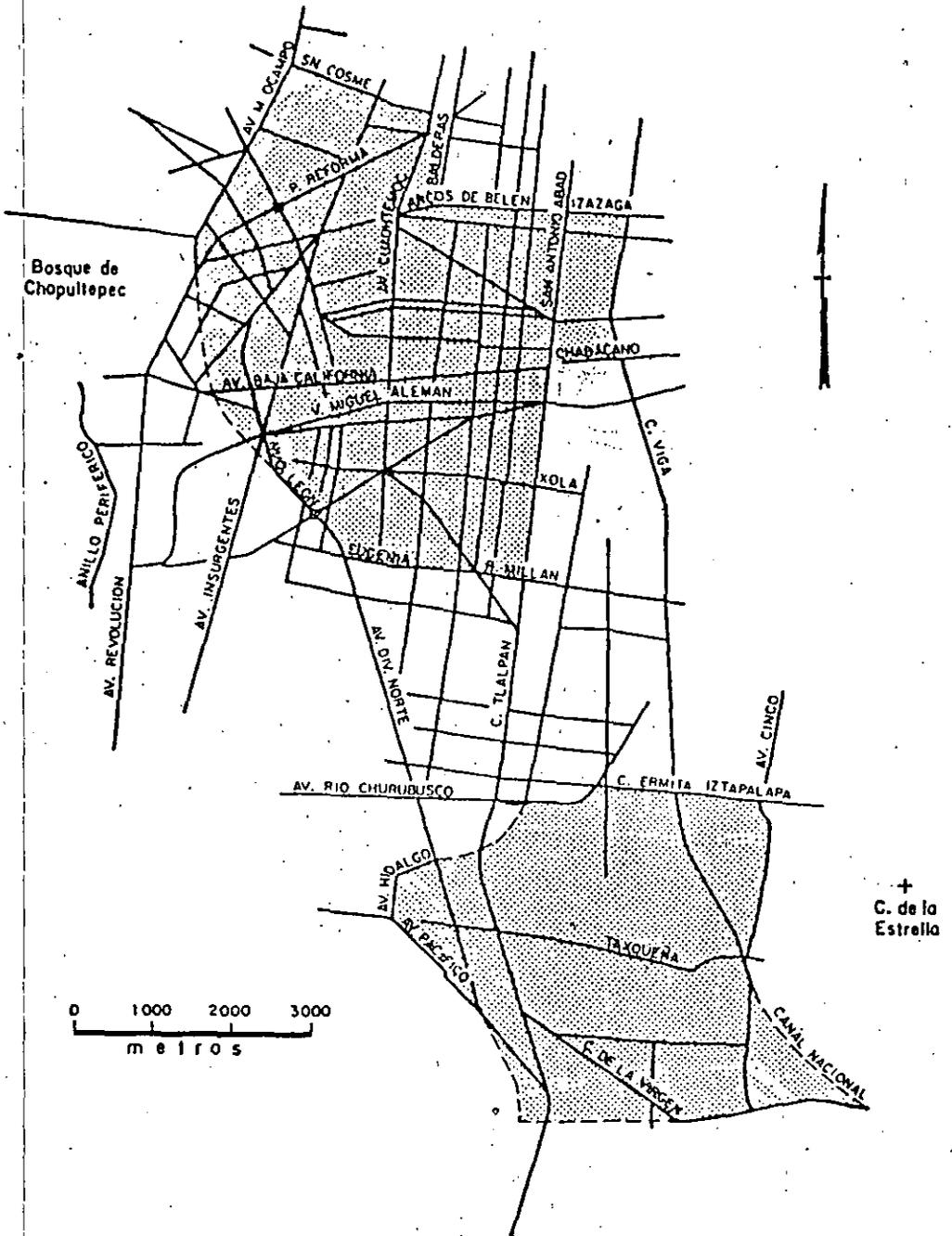


Figura 3.1 Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición.

Fig. 1.9.2.3

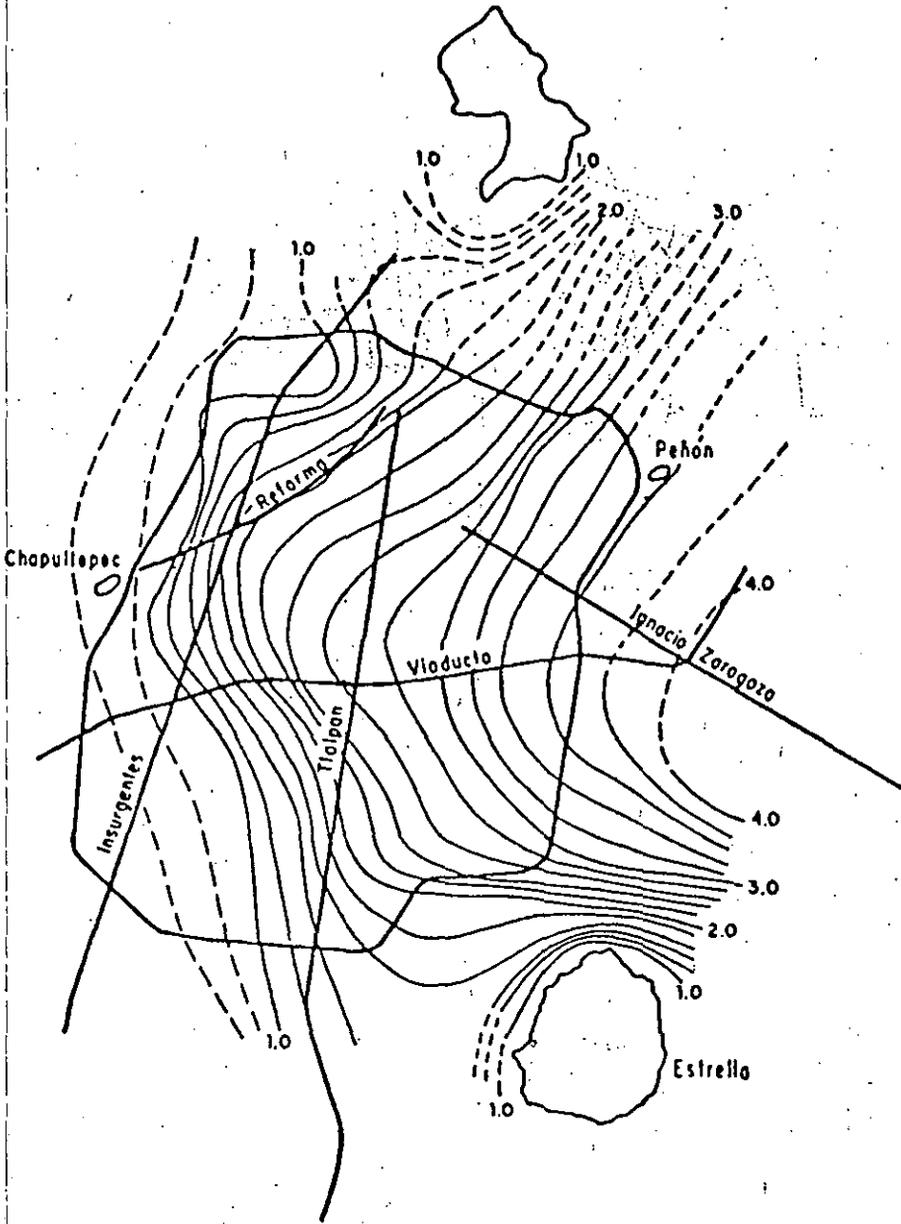


Figura A4.1 Valores de T_s en segundos.

Fig. 1.9.2.4

C A P I T U L O I I

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

Es frecuente que se tengan que construir estructuras diferentes a todas las que se hayan hecho hasta el momento, o en entornos distintos, en los que las soluciones podrán ser muy diferentes de las esperadas. Esto ha ocasionado problemas, que se han sucedido a lo largo de la historia: las fallas de los ejes de las ruedas en las primeras locomotoras, debidas a la fatiga producida por un número muy elevado de ciclos de carga, condición que no tenían ningún precedente y, un siglo después, la falla, por un fenómeno semejante, pero en condiciones completamente diferentes, del fuselaje de los primeros aviones jet comerciales; la fractura del casco de los barcos de acero soldado, frecuente durante la segunda guerra mundial, ocasionada por un tipo de falla frágil asociado con bajas temperaturas, también sin precedentes conocidos; el colapso de plataformas marítimas para la extracción de petróleo en el Mar del Norte; la destrucción, a lo largo del tiempo, de buen número de iglesias y otras construcciones, erigidas en zonas sísmicas de América, con las características y métodos propios de España, donde no tiembla; los problemas ocasionados por los sismos del 28 de julio de 1957 y del 19 y 20 de septiembre de 1985 en buen número de edificios de la ciudad de México, diseñados y construidos de acuerdo con los conocimientos existentes en esas épocas.

Esta situación existirá siempre; para satisfacer las necesidades de una sociedad en continuo desarrollo han de crearse nuevos sistemas estructurales, o utilizar los existentes en condiciones en las que no han sido probados; este paso debe darse con sumo cuidado, pero aún así no está exento de riesgos. Solamente después de que se

produjo una falla, o de la conveniencia de volverlo más racional o más económico, se llevan a cabo estudios analíticos y experimentales extensos. Pero, con frecuencia, las estructuras han de construirse cuando las incertidumbres relativas a su comportamiento probable, o a las solicitaciones que habrán de resistir, son todavía muy grandes.

El objeto de una construcción urbana es crear espacios en los que se viva y se trabaje en condiciones adecuadas de confort y seguridad; para ello, la estructura ha de poseer resistencia suficiente para soportar, sin fallas, la combinación de solicitaciones ocasionada por las cargas verticales y el viento o sismo y, además ser de rigidez adecuada para evitar deformaciones excesivas, con lo que se reduce la probabilidad de daños en elementos no estructurales y en instalaciones y se evita el pánico entre los ocupantes.

Las cargas verticales, muertas y vivas, se pueden evaluar con precisión aceptable, y el comportamiento de elementos estructurales y estructuras completas sometidos a cargas de ese tipo se conoce bastante bien. En cambio, es imposible predecir la intensidad y características de los temblores que deberá resistir un edificio construido en una zona sísmica, y hay todavía muchas lagunas en nuestro conocimiento sobre el comportamiento de las cimentaciones y estructuras sometidas a los efectos de un temblor de tierra. Nos encontramos, pues, ante un problema que aparentemente no tiene solución, y que caracteriza el diseño sísmico: hemos de diseñar y construir estructuras que resistan solicitaciones desconocidas mediante mecanismos que no se entienden todavía por completo; y, para complicar más aún el problema, teniendo en cuenta, como en todas las obras de ingeniería, consideraciones económicas de carácter fundamental.

Los códigos que rigen el diseño sísmico han evolucionado como resultado de la observación del comportamiento de estructuras durante temblores y de las investigaciones efectuadas en varios países; el punto más importante que se advierte al estudiar esa evolución es que los requisitos mínimos exigidos por ellos crecen con el

tiempo, al tenerse cada vez mas información sobre el enorme potencial destructivo de los sismos.

Los aspectos básicos de los códigos y procedimientos para diseño sísmico que se utilizan en la actualidad en todo el mundo fueron establecidos en las décadas de los años 30, 40 y 50, principalmente por los ingenieros estructurales de California. Los requisitos principales se desarrollaron partiendo de los tipos de construcción que se utilizaban entonces en California, sobre todo en Los Angeles y San Francisco. Típicamente, los edificios tenían estructura de acero recubierta con concreto para fines de protección contra el fuego, sistemas de piso de concreto reforzado y gran número de muros de relleno de mampostería de tabique, muy bien construidos; además, eran en general simétricos y regulares. Partiendo del buen comportamiento de esas estructuras, se formuló una filosofía de diseño basada en el empleo de fuerzas relativamente bajas para el diseño de los miembros estructurales y en reglas estrictas que gobernaban los materiales admisibles y los métodos de diseño y que implicaban, además, el uso de estructuras simétricas y regulares.

Hasta fines de la década de los 50' no hubo cambios substanciales en las características de los edificios, de manera que la filosofía esbozada arriba siguió siendo adecuada para obtener estructuras resistentes a temblores.

En los últimos 20 ó 30 años, tanto la configuración arquitectónica como los métodos de construcción han cambiado significativamente.

Evolución Del Reglamento De Construcciones Para El Distrito Federal En Aspectos De Diseño Sísmico.

La evolución de los reglamentos de diseño sísmico casi siempre ha sido provocada por algún evento sísmico importante, ya que quedan en evidencia las deficiencias que pueden tener. En México ha habido varios cambios en los últimos treinta años. Cuando ocurrió el sismo del 28 de julio de 1957 estaba en vigor un reglamento que databa de 1942; ya antes del temblor muchos ingenieros reconocían la obsolescencia de este reglamento en el aspecto de diseño sísmico y no lo aplicaban, optando por seguir las recomendaciones de otros códigos, como el de Los Angeles o el de San Francisco.

2.1 REGLAMENTO DE 1942.

El reglamento de 1942 substituyó a otro emitido en 1920; era relativamente limitado en materia de sismos. Restringía la altura de las construcciones a un máximo de 35 metros. Hacía una clasificación de las construcciones en 8 tipos de ocupación. El tipo I correspondía a "construcciones que es indispensables que permanezcan intactas cuando todas las otras han sido destruidas por un temblor, de las que depende la habitabilidad y seguridad de las poblaciones como plantas de bombeo, depósitos de agua potable, estaciones de bomberos, plantas de energía, plantas de tratamiento de aguas negras y monumentos que se desea conservar". El tipo II incluía "construcciones para lugares de reunión o de cualquiera otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas; por ejemplo escuelas, teatros, salas de cinematógrafo y similares". El tipo III para "construcciones para edificios destinados al público, pero donde no se congrega un gran número de personas; así como otras construcciones que al fallar puedan poner en peligro a las primeras; por ejemplo, hoteles, casas de viviendas o departamentos, edificios para despachos, plantas industriales, etc.". El IV era para construcciones para guardar materiales o equipos costosos o necesarios, como

almacenes, elevadores de granos, etc., incluyendo también construcciones que al fallar podían poner en peligro a otras de éste tipo. El V correspondía a residencias de lujo; el VI a cualquier construcción usada como habitación para pocas personas y el VII y VIII a construcciones que no ocasionarían en general daños a seres humanos o a otras estructuras.

Las fuerzas sísmicas se obtenían multiplicando el peso total de la estructura, incluyendo cargas vivas y muertas, arriba del nivel que se considerara, por un coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor supuesto a la aceleración de la gravedad) que valía 0.10 para estructuras tipo Y, 0.05 para las de tipo II, 0.025 para las de tipo III a V, 0.01 para las del tipo VII y 0 para las de tipo VIII. No se tomaba en cuenta el tipo de terreno en que se construían, ni tampoco el incremento de las aceleraciones en niveles superiores, provocado por la flexibilidad de la estructura, esto es, se suponía aceleración constante en elevación.

Para revisar la capacidad ante cargas verticales y de sismo se permitían incrementos de 33 % en los esfuerzos admisibles con respecto a los empleados para la condición de cargas verticales exclusivamente.

Con excepción de las estructuras para lugares de reunión, sólo se exigía la presentación de cálculos sobre sismos para edificios cuya altura fuera de más de 16 m o de dos veces la menor dimensión de la planta.

2.2 NORMAS DE EMERGENCIA DE 1957.

El sismo del 28 de julio de 1957, de magnitud 7.5 en San Marcos, Gro. , provocó numerosos daños en las construcciones ubicadas en la zona de terrenos blandos de la Ciudad de México. Después de este sismo se emitieron unas normas de emergencia, en las que los coeficientes sísmicos eran más grandes y dependían del tipo de suelo en que se construyera: firme, de transición o blando, así como del tipo de estructura y de su destino. Se especificaron también aceleraciones variables con la altura para obtener una envolvente de fuerzas sísmicas más adecuada. Se permitieron estructuras de mayor altura, pero indicando que las de más de 45 m requerirían un análisis dinámico especial que garantizara su correcta estabilidad.

Los suelos se consideraban blandos o de fondo del lago (tipo A), cuando los estratos de arcilla volcánica altamente compresible y de baja capacidad de carga tenían un espesor de más de 10 m; de transición (tipo B) en el caso de formaciones de arcillas de compresibilidad media a baja intercaladas con capas de arcilla volcánica compresible, con espesor total menor de 10 m y firmes o de lomeríos (tipo C) cuando tenían muy baja compresibilidad y alta capacidad de carga (conglomerados y todas compactas), en caso de duda el tipo de suelo se debía determinar por medio de sondeos.

Por su uso, los edificios se reagruparon en tres: El A, que incluía los tipos I y II del Reglamento de 1942, el B que abarcaba los tipos III a VI y el C con los tipos VII y VIII del Reglamento anterior. Por su estructuración en tres clases: la 1 para estructuras de concreto o de acero con muros de relleno que contribuyen a aumentar su rigidez, los contraventeos y muros de concreto ligados solidariamente a la estructura, se consideraba parte integrante de ésta; y la clase 3 para construcciones soportadas únicamente por muros de carga.

Los coeficientes sísmicos especificados para obtener la fuerza cortante en la base de los edificios eran los siguientes:

Edificios		Tipo de Terreno		
GRUPO	CLASE	A Blanco	B Transición	C Firme
A	1	0.15	0.13	0.12
	2	0.20	0.18	0.15
	3	0.15	0.18	0.20
	1	0.07	0.06	0.05
B	2	0.10	0.09	0.07
	3	0.07	0.09	0.10
C	1,2,3	0	0	0

Para estimar las fuerzas en diferentes niveles, se suponía una distribución lineal de aceleraciones, con valor nulo en la base y máximo en el extremo superior, tal que la relación V/W en la base fuera igual al coeficiente sísmico especificado, siendo V la fuerza cortante por sismo y W el peso total.

Aparentemente, el coeficiente sísmico de las normas de emergencia eran cuatro veces mayor para edificios del grupo B, clase 2, en terreno tipo A; sin embargo, cabe hacer notar que los esfuerzos admisibles en los materiales también se incrementaron considerablemente, ya que para la revisión bajo la acción combinada de efectos del sismo y carga vertical, con excepción de la tensión diagonal en que sólo se aceptaban incrementos de 33%; en el acero de refuerzo de grado estructural se aceptaban esfuerzos de 90% del límite de fluencia y en aceros especiales de 80% del límite de elasticidad aparente. Para estructuras de acero se aceptaban incrementos de 67% en los esfuerzos admisibles. Se aceptó también, por primera vez, el empleo de criterios de diseño límite, con factores de seguridad de 1.2 en flexión y de 1.5 en carga axial, para estructuras de concreto reforzado, y de 1.1 y 1.3 respectivamente para las de acero.

El espíritu de esta modificación en coeficientes sísmicos y esfuerzos era obligar a que todas las estructuras se analizaran por sismo; que hubiera inversión en el signo de momentos y que corrieran hacia el centro de las mismas, pues hubo muchos casos de fallas por falta de anclaje adecuado del armado del lecho inferior. Las normas de emergencia limitaban también los desplazamientos horizontales relativos entre dos puntos sucesivos de restricción de columnas o muros de 0.002 de la diferencia de elevaciones entre dichos puntos, con excepción de las cubiertas de edificios industriales,

estructuradas con madera o acero, ubicadas en terreno firme. Se incluyeron también disposiciones para tomar en cuenta oscilaciones torsionales.

2.3 REGLAMENTO DE 1966.

En 1957 la Torre Latinoamericana tenía unos dispositivos para medir el desplazamiento relativo entre algunos niveles. El desplazamiento relativo entre la planta baja y el primer nivel permitió estimar que el coeficiente sísmico en el temblor del 28 de julio, para este edificio, fue del orden de 0.04 g.

Esto se tomó en cuenta al elaborar el reglamento que sustituiría a las normas de emergencia, que se terminó a principios de los años 60, pero que fue publicado en el Diario Oficial hasta 1966.

En este reglamento se modificaron varios aspectos de las normas de emergencia anteriores. Los tipos de suelo se redujeron a dos, incorporando la zona de transición al suelo blando. Los grupos de edificios, por su destino, se modificaron como sigue:

Grupo A: edificios gubernamentales y de servicios públicos (plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, estaciones de bomberos y otros); aquellos cuyo funcionamiento es especialmente importante a raíz de un temblor (como hospitales); aquellos cuyo contenido es de gran valor (como museos) y aquellos con área total construida superior a 400 m², donde existe frecuentemente aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones, terminales y similares).

Grupo B: construcciones para la habitación privada o de uso público donde no existe frecuente aglomeración de personas; cercas cuya altura excede 2.5 m, construcciones para guardar materiales y equipos costosos y aquellas cuyas fallas puedan poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.

Grupo C: construcciones aisladas cuya ejecución no exija la intervención de director responsable de obra y cuya falla por temblor no pueda normalmente causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos o materiales o equipos costosos.

Por lo que respecta a la estructuración se hizo una nueva clasificación en tres tipos; el primero incluía estructuras que se deforman básicamente por flexión de los miembros estructurales al ser sometidas a cargas laterales, como los marcos rígidos formados por columnas metálicas o de concreto y traveses o armaduras o losas planas, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50% de la fuerza cortante de diseño que le tocaría si estuviera aislado, sin requerir para ellos de muros o contravientos diagonales. Se incluían también en este tipo las construcciones con altura máxima de 7 m ó 2 pisos, que cumplieran con los requisitos del método estático simplificado. La estructuración tipo 2 comprendía aquellas estructuras cuyas deformaciones ante la acción de cargas laterales son debidas esencialmente a esfuerzo constante o a fuerza axial en los miembros estructurales, como los edificios soportados por muros de carga o los marcos que no cumplen los requisitos del tipo 1, excluyéndose las estructuras de muros de carga de dos niveles que se incluían en el tipo 1. El tercer tipo de estructuración era el correspondiente a tanques elevados, chimeneas y construcciones soportadas por una sola hilera de columnas orientada perpendicularmente a la dirección que se analiza o cuyas columnas no estén ligadas con los distintos niveles por elementos rígidos y resistentes capaces de distribuir las fuerza horizontales adecuadamente.

Los coeficientes sísmicos especificados para estructuras del grupo B eran los siguientes:

Tipo de Estructuración	Zona de alta Compresibilidad	Zona de baja Compresibilidad
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

Para las estructuras del grupo A estos valores se multiplicaban por 1.3 y para las del grupo C no se requería diseño por sismo.

Se permitía incrementar los esfuerzos admisibles que se debían usar bajo la acción de cargas verticales en 50% para madera y acero estructural o de refuerzo y en 33% para otros metales, concreto o mampostería, al revisar para la acción combinada de cargas verticales y horizontales por sismo.

Se permitían tres tipos de análisis: Uno estático simplificado para construcciones de uno y dos niveles, con muros de carga, que satisfacían una serie de requisitos, en el que sólo había que verificar que la resistencia al corte de los muros era suficiente; otro estático, en el que las fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel se obtenían aplicando la fórmula:

$$CW (W_i h_i / \Sigma W_i h_i)$$

Donde:

C es el coeficiente sísmico de la tabla anterior.

W el peso total de la estructura

W_i el peso de cada nivel i , y h_i su altura con respecto a la base

En este método había que revisar, además de la resistencia al corte de las estructuras, el efecto de momentos de volteo y efectos torsionales debido a la disposición asimétrica de

cargas o de elementos resistentes, incrementado la excentricidad calculada en 50% y adicionado una excentricidad accidental de 5% de la máxima dimensión del piso, medida perpendicularmente a la dirección de análisis. Se permitía también valuar las fuerzas sísmicas en cada nivel empleando algún procedimiento de análisis dinámico compatible con las características de los temblores y el comportamiento del subsuelo y de las estructuras. Se proponían en el reglamento espectros de diseño tanto para terreno compresible como para terreno firme, que ya incluían reducciones por concepto de amortiguamiento estructural. Las fuerzas se calculaban suponiendo los efectos de cada modo de vibrar, pero en ningún caso se aceptaban fuerzas sísmicas de diseño menores que 60% de las obtenidas con el método estático de análisis. Los efectos de momentos de volteo y torsiones se valuaban igual que en el método estático, si las excentricidades calculadas no excedían 5% de la dimensión del piso, medida en la dirección de la excentricidad.

Los desplazamientos relativos laterales se limitaban a 0.002 veces la diferencia de elevación correspondiente, pero, si los elementos que no formaban parte de la estructura estaban ligados a ella de forma tal que no sufrieran daños por las deformaciones de ésta, se admitían, para estructuras del grupo A, deformaciones de 0.003 en la zona de alta compresibilidad y de 0.004 en la de baja y no se ponían limitaciones a las construcciones del grupo B ni a pisos o cubiertas que normalmente no soportan cargas vivas.

La separación en colindancias y en juntas de dilatación tenía un mínimo de 5 cm, o el desplazamiento calculado más 0.006 H en zona de alta compresibilidad o 0.004 H en la de baja, siendo H la altura sobre el nivel de banqueta.

Se daban recomendaciones adicionales sobre precauciones en fachada, en elementos que no forman parte de la estructura, precauciones durante la construcción y criterios generales de análisis de esfuerzos. Se especificaba también que en edificios con área cubierta superior a 10,000 m² o con altura mayor de 45 m debían instalarse deformímetros y oscilógrafos capaces de registrar con precisión movimientos intensos.

2.4 REGLAMENTO DE 1976.

El reglamento de 1966 estuvo en vigor diez años; a fines de 1976 fue aprobada una nueva versión con modificaciones importantes en la forma y en el contenido. En cuanto a la forma, se adicionaron al cuerpo del reglamento una serie de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, de madera, de concreto, reforzado o de acero, además de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones y para el análisis por viento. Las normas de diseño sísmico se conservaron dentro del título cuarto del reglamento: Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras, pero sufrieron modificaciones importantes con respecto a la versión anterior.

Se volvió a zonificar el Distrito Federal en tres tipos de suelo: blando, de transición y firme, pero cambiando los espesores de material compresible correspondientes; se consideraba terreno blando cuando el espesor de los estratos compresibles era mayor de 20 m; de transición con espesores compresibles variando entre 3 y 20 m y firme cuando había 3 m o menos de material compresible sobre los estratos resistentes. Se especificaban coeficientes sísmicos elásticos de 0.24, 0.20 y 0.16 veces la gravedad para los terrenos blandos, de transición o firmes respectivamente, pero se reconoció por primera vez, de manera explícita, la ductilidad que pueden desarrollar las estructuras, estipulándose en una tabla factores de reducción por ductilidad que variaban entre 1 y 6 para el cálculo de las fuerzas sísmicas, empleando los coeficientes sísmicos elásticos antes mencionados. La reducción por ductilidad dependía del material empleando, siendo mayor para estructuras de acero que para las de mampostería u otros materiales frágiles; del tipo de estructuración y de los cuidados al detallar la estructura, reduciéndose hasta 6 veces los coeficientes sísmicos elásticos en estructuras porticadas de acero o concreto reforzado sujetas a una serie de requisitos especiales, limitándose la reducción a 4 veces, si los marcos no satisfacían todos los requisitos anteriores o si además de ello existían muros de concreto reforzado estructurales, si los marcos absorbían cuando menos 25% del cortante total en todos los entrepisos o si los marcos eran de madera; si los marcos o muros de concreto no cumplían con algunos requisitos

o había también muros de mampostería macizos, contribuyendo a la resistencia en algún entrepiso, el factor de reducción por ductilidad aplicable era de 2 y, si los muros de mampostería eran de piezas huecas, se consideraba ductilidad global de 1.5. Cuando el material empleado o el sistema estructural era diferente a los antes mencionados y no se justificaba un valor mayor, no se permitían reducciones por ductilidad. De acuerdo con lo anterior, los coeficientes sísmicos reducidos para estructuras de marcos de concreto quedaban prácticamente iguales a los del reglamento de 1966; sin embargo, cabe mencionar que en muchas ocasiones los muros divisorios, de colindancia o de fachada se consideran "no estructurales", pero no se especifican claramente en los planos constructivos los detalles de construcción que hagan válida esa suposición, dejando holguras adecuadas entre esos muros y la estructura; esto hace que la hipótesis mencionada no sea realista y los muros colaboren en la resistencia de los efectos sísmicos, alterando de manera radical la ductilidad, así como los modelos matemáticos empleados en el diseño, el comportamiento de la estructura y la forma en que son resistidas las fuerzas sísmicas, lo que puede causar serios problemas.

Precisamente otro cambio muy importante entre los reglamentos de 1966 y de 1976, se relaciona con la manera de calcular los desplazamientos que sufriría la estructura bajo el sismo de diseño. En el primero se calculaban los desplazamientos relativos entre dos niveles consecutivos con las fuerzas especificadas y se comparaban con valores permisibles de 0.002 veces la altura entre esos niveles. En el reglamento de 1976, al reconocer que la ductilidad permitía reducir las fuerzas de diseño, comportándose inelásticamente la estructura bajo el sismo de diseño, se vio que no era posible mantener el cálculo de los desplazamientos con el mismo criterio, pues al salir la estructura del intervalo de comportamiento elástico, los desplazamientos se incrementarían considerablemente, por lo que se especificó que los desplazamientos calculados con las fuerzas reducidas debían multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad que se hubiera empleado, para de este modo, obtener los desplazamientos de la estructura bajo el sismo de diseño. Como se indicó anteriormente, los coeficientes sísmicos reducidos, de acuerdo con el reglamento de 1976, resultaban iguales a los de algunas estructuras en

el reglamento de 1966, pero los desplazamientos no, ya que éstos eran, con el nuevo reglamento, 4 veces más grandes que con el anterior. Esto era importante, sobre todo, para definir las holguras necesarias entre los muros "no estructurales" y la estructura, para evitar su colaboración a la resistencia, así como para definir las holguras que debían existir entre construcciones colindantes para evitar que se golpearan entre sí.

Los desplazamientos permisibles relativos se incrementaron en la misma proporción, llegándose a valores de 0.008 de la diferencia de elevaciones cuando había elementos no estructurales que se podían dañar por el movimiento de la estructura e incrementándose al doble de ese valor (0.016 h) cuando se tomaban precauciones especiales para evitar ese daño.

Algunos estructuristas no comprendieron el espíritu de esta norma y lo que hacían era comparar los desplazamientos calculados con las fuerzas reducidas con desplazamientos permisibles reducidos también, lo que ponía en peligro a los elementos no estructurales y a las construcciones vecinas.

Un cambio más entre el reglamento de 1966 y el de 1976 consistió en aumentar al doble las excentricidades accidentales que debían usarse para el cálculo de efectos torsionales en cada nivel de los edificios, usándose 10% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis en lugar del 5% de esa dimensión, que se especificaba en 1966.

Se permitían también tres métodos de análisis sísmico. El estático simplificado, muy parecido al del reglamento anterior, para el cual se daban coeficientes sísmicos ya reducidos por ductilidad, en función de la altura de la construcción y de si las piezas de mampostería eran macizas o huecas, permitiéndose una altura máxima de 13 m. (unos 4 ó 5 niveles) para poder aplicarlo; el método estático, válido para estructuras hasta 60 m. de altura (unos 20 niveles), incorporándose la posibilidad de reducir las fuerzas de diseño, principalmente en la zona de terrenos firmes, mediante una estimación del periodo de vibración del modo fundamental de vibrar con una fórmula propuesta por el reglamento, y métodos, dinámicos, válidos para cualquier altura, aceptándose el dinámico modal, empleando espectros de diseño o métodos dinámicos paso a paso, para los que se requería emplear al menos cuatro acelerogramas reales o simulados con

efectos comparables a los coeficientes sísmicos especificados. La forma de los espectros de diseño se varió ligeramente con respecto a los del reglamento anterior, tomándose en respuesta de los acelerogramas obtenidos en distintos sitios de la ciudad desde 1959. Los espectros tienen, en general, tres zonas definidas: una correspondiente a periodos inferiores al primer periodo dominante del terreno, que se considera de 0.3, 0.5 y 0.8 seg., respectivamente para terreno firme, de transición y blando; en esta zona las ordenas espectrales varían linealmente entre la aceleración del terreno, de 0.03, 0.045 y 0.06 veces la gravedad para periodo nulo hasta el coeficiente sísmico elástico, de 0.16, 0.20 ó 0.24 g para los tres tipos de terreno antes mencionados. La segunda zona es una meseta horizontal, con ordenas de 0.16, 0.20 y 0.24 veces la gravedad entre el primer y segundo periodos dominantes del suelo, especificándose valores de 0.8, 2.0 y 3.3 seg., respectivamente para los tres tipos de suelo, para el segundo período dominante, y la tercera zona es de ordenadas espectrales decrecientes del tipo $c(T_2/T)^r$, con exponente r variable según el tipo de suelo, en el mismo orden anterior, entre 0.5, 0.67 y 1.0, donde c es el coeficiente sísmico elástico, T_2 el segundo período dominante del suelo y T el período del modo para el cual se desea calcular la orden espectral.

Los factores de reducción por ductilidad que debían usarse con estos espectros variaban según el periodo, siendo iguales a los mencionados antes para periodos mayores al primer periodo dominante del terreno y reduciéndose linealmente hasta uno, para periodos comprendidos entre el primer periodo dominante del suelo y un periodo nulo. Esto es, se consideraba que en estructuras rígidas no se alcanza a desarrollar la ductilidad total.

Por lo que respecta a los esfuerzos admisibles o los factores de carga y de resistencia que deben emplearse para valuar la resistencia de estructuras construidas con los distintos materiales, no hubo cambios importantes entre los reglamentos de 1966 y 1976, con excepción de los esfuerzos admisibles en estructuras metálicas donde el incremento en esfuerzos admisibles para la combinación de cargas verticales y accidentales por sismo se redujo de 50% a 33%.

2.5 NORMAS DE EMERGENCIA DE 1985.

El reglamento de 1976 fue reconocido como de vanguardia en la época de su publicación, con avances notables en el ámbito mundial; sin embargo, los cambios en la tecnología y los resultados de investigaciones llevadas a cabo en México y en el extranjero hicieron necesaria su revisión, la cual se había iniciado hacia fines de 1984, con objeto de recuperar el nivel tecnológico adecuado, reconociendo que un reglamento debe ser un documento dinámico y adaptable a la realidad. El sismo del 19 de septiembre de 1985 y su réplica del día siguiente aceleraron ese proceso, obligando a emitir unas modificaciones de emergencia que debían emplearse en los proyectos de reparación de todas aquellas construcciones dañadas por estos sismos, así como en construcciones nuevas ubicadas en la zona de terreno blando y de transición, mientras no se contara con un nuevo reglamento.

Entre las modificaciones más importantes se encontraban: el incremento de los coeficientes sísmicos-elásticos, a 0.40 g. en la zona blanda y a 0.27 g. en la zona de transición, conservándose los valores de la zona firme sin cambio. Asimismo, las aceleraciones del terreno se cambiaron a 0.10 g. y 0.054 g. respectivamente. Vista en rigor, esta modificación no cubre el espectro de respuesta elástica obtenido con el acelerograma registrado en terrenos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, cerca de la esquina de Xola y Av. Universidad, que corresponde a terreno blando. Como se verá más adelante, la ordenada máxima de este espectro para amortiguamiento de 5% del crítico se obtiene para un periodo de 2 seg. y alcanza un valor igual a la gravedad. Sin embargo, el comportamiento inelástico y las modificaciones hechas al reglamento en otros aspectos probablemente cubran la diferencia entre lo observado y lo especificado.

Precisamente en el diseño de columnas se modificó el factor de reducción de resistencia de 0.75 a 0.50, cuando se empleen factores de reducción por ductilidad mayores que 2, con objeto de tratar de evitar en el futuro la gran cantidad de fallas de columnas observadas en esta ocasión. Además, la dimensión mínima de columnas se fijó en 30 cm y se aumentaron los requisitos para refuerzo transversal.

Por otro lado y tomando en cuenta que varias de las fallas se debieron aparentemente a sobrecarga de las estructuras, se aumentó el doble la carga viva que debe considerarse en la valuación de fuerzas sísmicas, de 90 kg/m² a 180 kg/m² para edificios de oficinas.

La altura máxima para edificios en que es válido el método estático simplificado se redujo de 13 m a 8.5 m, cambiándose los valores de los coeficientes sísmicos reducidos para este caso.

Se eliminó el factor de reducción por ductilidad de 6 y para el valor de 4 se aumentaron los requisitos, exigiéndose ahora que los marcos sean capaces de absorber cuando menos del 50% de la fuerza cortante que les tocaría si estuvieran solos cuando el sistema estructural incluye muros o contravientos; además se incluyeron restricciones adicionales para estructuras de acero y de concreto.

Se agregó un nuevo valor de reducción por ductilidad de 3, aplicable a estructuras de marcos con sistemas de piso de losa plana o con vigas de acero de alma abierta (armaduras), siempre y cuando se cumplan varios requisitos, como por ejemplo la consideración de una viga equivalente con ancho menor al especificado anteriormente para el caso de losas planas.

Se incluyó la limitación de que el máximo valor de excentricidad calculada en cualquier nivel no debe exceder del 20% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis. El reglamento anterior no tenía esta limitación.

Se incluyeron asimismo algunas normas sobre diseño de pilotes, sobre daños por hundimientos diferenciales, sobre separación en colindancias, detallado de las conexiones entre miembros estructurales, inspección, supervisión y otros conceptos.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

2.6 REGLAMENTO DE 1987.

El 3 de julio de 1987 fue publicada en el Diario Oficial una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En el título relativo a seguridad estructural (ahora VI en ves de IV), se incorporaron algunas de las medidas tomadas a raíz del sismo en las normas de emergencia, otras se cambiaron y otras son nuevas. Entre los aspectos más sobresalientes de esta versión están los siguientes:

La clasificación de estructuras por su destino se redujo a dos tipos eliminado el C anterior, aunque el Grupo B se subdividió en 2, B1 y B2, según altura y superficie cubierta y zona donde se construirá. La zonificación del distrito Federal con respecto a tipo de suelo se revisó y redefinió, en algunas partes de las zonas II y III, de terreno de transición y blando se introdujeron requisitos más severos.

Con respecto a los proyectos arquitectónicos se estableció la necesidad de contar, de preferencia, con una estructuración regular para reducir los efectos sísmicos. Se dan también normas sobre acabados y elementos no estructurales que pueden afectar el comportamiento sísmico de la construcción.

Se mantiene la modificación en cargas vivas para oficinas estipulada en las normas de emergencia, diferenciándolas de las cargas vivas para habitación. En ambos casos ya no se hace variar la carga viva en función del área cargada del elemento estructural en estudio, aunque se permiten reducciones si dicha área es mayor que 36 m².

La mayor parte de los requisitos de diseño sísmico se pasaron a unas normas técnicas complementarias para diseño por sismo, pero permanecen en el reglamento algunos lineamientos generales sobre métodos de análisis, combinación de acciones y coeficientes sísmicos.

Se dan reglas claras para el tratamiento de muros divisorios, incorporándolos a la estructura desde el proyecto o desligándolos de ella para que no obstruyan sus deformaciones cuando no contribuyan a la resistencia y rigidez, sujetándolos adecuadamente y de preferencia haciéndolo a partir de materiales débiles o muy flexibles en este caso.

Los coeficientes sísmicos de las normas de emergencia para la zona de transición se aumentaron, subiendo a 0.32 g. en vez de 0.27 g. Los de zona firme y blanda quedaron en 0.16 g. y 0.40 g. respectivamente. Para estructuras del grupo A, el factor de incremento en los coeficientes es de 1.5 en vez de 1.3 del reglamento de 1976; esto se había cambiado desde las normas de emergencia de 1985.

Los desplazamientos laterales permisibles se redujeron a 0.006 h en vez de 0.008 h, siendo h la altura de entrepiso o la altura total. Se permiten valores hasta de 0.012 h si no hay posibilidad de dañar elementos no estructurales cuando se mueva la estructura (en vez de 0.016 h del reglamento anterior).

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes debe ser igual a la suma de sus desplazamientos horizontales calculados (sin reducir las fuerzas sísmicas) incrementados en 0.001, 0.003 ó 0.006 de la altura del nivel de que se trate, sobre el terreno, en las zonas I, II o III respectivamente. Esto implica que la separación entre dos edificios de seis pisos de alto ($H = 20$ m.) que cumplan los requisitos de desplazamientos laterales permisibles, debe ser del orden de 48 a 72 cm., en la zona III, según el límite que cumplan y entre dos edificios de unos 10 niveles ($H = 30$ m.), dicha separación será del orden de 72 a 108 cm. en la misma zona III; para la zona I los valores anteriores se reducirían a intervalos de 28 a 52 cm. en el primer caso y 42 a 78 cm. en el segundo caso. Desde luego, si los desplazamientos calculados no llegan a los límites de $0.006 H$ o $0.012 H$, estos valores podrán bajar, pero eso requerirá estructuras bastante rígidas.

Los factores de reducción por ductilidad cambiaron su nombre a factores de comportamiento sísmico; se mantuvieron las restricciones de las normas de emergencia en este aspecto. Asimismo, se mantuvo la obligación de denunciar los daños que tenga una estructura por efecto del sismo, viento, explosión, sobrecargas, hundimientos diferenciales u otro concepto, debiéndose elaborar un dictamen técnico en función de la cual la estructura podrá dejarse como esté o deberá ser separada, en cuyo caso debe cumplir con este reglamento.

Un aspecto importante en el proyecto y construcción de los edificios del Grupo A y del Subgrupo B-1 es la necesidad de contar, además del Director de la Obra, con un

corresponsable de la seguridad estructural, quien deberá revisar que se hayan hecho los estudios necesarios para el proyecto de estructura y cimentación, y revisará dichos proyectos, los materiales que se emplearán; asimismo, vigilará que la construcción se haga de acuerdo con esos proyectos, y que la construcción de las instalaciones no afecte a los elementos estructurales. Todas las construcciones existentes del Grupo A deberán ser revisadas por un corresponsable en seguridad estructural y en su caso adecuarse para que cumplan con las disposiciones del nuevo reglamento, asimismo, estas construcciones deberán revisarse cada cinco años o después de un sismo intenso para hacer constar que se encuentran en condiciones de seguridad adecuadas, de acuerdo al mismo reglamento.

En las nuevas normas técnicas complementarias para diseño por sismo se establecen los métodos de análisis, estáticos o dinámicos, los espectros para diseño sísmico, los factores reductivos aplicables en función de la ductilidad que pueda desarrollar la estructura o por la adición de dispositivos capaces de disipar energía (una nueva técnica muy promisoría, para reducir los efectos sísmicos). El método estático simplificado de análisis es válido para estructuras hasta 13 m de altura si se cumplen los demás requisitos para aplicarlo.

Con respecto a las normas de emergencia se modificó, como ya se indicó, el coeficiente sísmico de la zona de transición; también se modificó la forma de los espectros de diseño, variando los periodos que definen la zona de ordenes constantes, que son ahora de 0.2, 0.3 y 0.6 seg. el primero y de 0.6, 1.5 y 3.9 seg. el segundo, respectivamente para las zonas I, II y III. La aceleración para periodos nulos se considera igual a la cuarta parte de la ordenada máxima.

Los requisitos para considerar los distintos valores del factor de comportamiento sísmico, Q (antes factor de reducción por ductilidad) se revisaron y adecuaron, quedando los valores de 4, 3, 2, 1.5 y 1 de las normas de emergencia, pero aclarándose que para una dirección de análisis dada, se usará, para toda la estructura, el mínimo valor de Q que corresponda a los diversos entrepisos de la estructura. Esto es especialmente importante en aquellos casos en que hay cambios en el sistema estructural en los distintos entrepisos.

Como ya se mencionó, también se establecen una serie de condiciones de regularidad deseable en las estructuras. En caso de que no se tengan esas condiciones se usará el 80% del valor del factor de comportamiento para calcular las reducciones admisibles.

En los cálculos de torsión en planta, se pide la determinación del centro de resistencias, que no necesariamente coincide con el de rigideces, lo cual dificultará notablemente este aspecto, pues no es fácil determinar la resistencia de un entrepiso y por lo tanto por dónde pasa su resultante.

Se tienen también, en un apéndice, recomendaciones para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, en aquellos casos en que sea importante, pudiendo modificarse en este caso la forma del espectro de diseño, con base en los periodos dominantes del suelo en el sitio en que se construirá la estructura, proporcionándose en este apéndice un plano del D. F. con esos valores.

Por lo que respecta a las normas técnicas complementarias para diseño de estructuras de mampostería, concreto reforzado, madera o acero y para el diseño de cimentaciones y por viento hubo también algunos cambios importantes en ellas, varios de ellos contemplados en las normas de emergencia y otros nuevos.

En el caso de estructuras de concreto reforzado, un cambio importante consistió en establecer dos calidades de concreto, debiendo emplearse la mejor, que requiere control importante en la selección de materiales y en la fabricación, en estructuras de los Grupos A y B-1. Se hicieron también ajustes en los factores de reducción de resistencia y en los requisitos de detalle para lograr ductilidad en marcos rígidos.

En el caso de estructuras de acero el diseño se hará ahora con base en cargas y resistencias últimas en vez de emplear esfuerzos permisibles como antes.

En el diseño de cimentaciones se dan también nuevas recomendaciones tomando en cuenta las experiencias obtenidas en los sismos de septiembre de 1985.

2.7 REGLAMENTO DE 1993.

Para el reglamento de 1993, publicado el 2 de agosto del mismo año, no se tiene cambios sustanciales en cuanto al criterio de diseño sísmico, solo hay cambios en las Normas Técnicas Complementarias.

2.8 REGLAMENTO DE 1997.

Para el reglamento de 1997 emitido el 4 de junio del mismo año, marcare algunos de los cambios que se dan en forma general, aun cuando no se tienen marcados para el análisis sísmico.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARÁ EL DISTRITO FEDERAL

MODIFICACIONES AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PUBLICADO EN LA GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL

Ago.-97

ANTES_ACTUAL__CAPÍTULO V._CAPÍTULO V.___ALINEAMIENTO Y USO DEL
SUELO __ALINEAMIENTO__Artículo 30.- Constancia de Uso del Suelo, es el
documento donde se especifica la zona, densidad e intensidad de uso en razón a su
ubicación y al Programa Parcial de la Delegación correspondiente.

En el expediente de cada predio se conservará copia de la constancia del alineamiento respectivo y se enviará otra al Registro del Programa y a la Tesorería del Departamento del Distrito Federal.

__Artículo 30.- DEROGADO.

__Artículo 30.1.- Constancia de Zonificación de Uso del suelo, es el documento que expide el Departamento donde se especifican los usos permitidos o prohibidos

conforme a los Planes (Programas) Parciales de Desarrollo Urbano, para el aprovechamiento de un predio, edificación o inmueble.

_Artículo 30.1.- DEROGADO.

_Artículo 30.2.- Constancia de Acreditación de Uso del suelo por Derechos Adquiridos, es el documento que expide el Departamento en el que se reconocen los derechos del propietario o poseedor de un predio edificación o inmueble, respecto del uso legítimo que de manera continua ha tenido el bien respectivo, con anterioridad a la entrada en vigor de los Planes (Programas) Parciales de Desarrollo Urbano.

_Artículo 30.2.- DEROGADO.

_Artículo 31.- El Departamento expedirá un documento que consigne a solicitud del propietario o poseedor, constancias sobre uso del suelo, alineamiento y/o número oficial; zonificación de uso del suelo, así como de acreditación de uso de suelo por derechos adquiridos. El primero de estos documentos tendrá una vigencia de ciento ochenta días naturales; el segundo de un año contado a partir del día siguiente de su expedición y el tercero tendrá vigencia indefinida.

Si entre la expedición de las constancias vigentes a que se refiere el artículo anterior y la presentación de la solicitud de licencia de construcción se hubiere modificado el alineamiento en los términos del artículo 29 de este Título, el proyecto de construcción deberá ajustarse a los nuevos requerimientos.

Si las modificaciones ocurrieran después de concedida la licencia de construcción, se ordenará la suspensión de los trabajos para que se revise el proyecto de construcción y se ajuste a las modalidades y limitaciones del alineamiento que señalen en la nueva constancia de alineamiento. En caso de ser necesario se procederá de acuerdo con la Ley.

_Artículo 31.- Las Delegaciones expedirán a solicitud del propietario o poseedor, constancias de alineamiento y número oficial que tendrán una vigencia de un año contado a partir del día siguiente de su expedición.

Si entre la expedición en la constancia a que se refiere este y la presentación de la solicitud de licencia de construcción se hubiese modificado el alineamiento en los

términos del artículo 29 de este título, el proyecto de construcción deberá ajustarse a los nuevos requerimientos.

LICENCIAS Y AUTORIZACIONES

CAPÍTULO I

LICENCIAS Y AUTORIZACIONES

ANTES_ACTUAL__ Artículo 53.- Previa a la solicitud del propietario o poseedor para la expedición de la licencia de construcción a que se refiere el artículo 54 de este Reglamento, aquél deberá obtener del Departamento:

I.- Licencia de uso del suelo cuando se trate de:

- a) Conjuntos habitacionales;
- b) Oficinas demás de 10,000 m² y Representaciones Oficiales y Embajadas;
- c) Almacenamiento y abasto, en sus tipos de depósito de gas líquido y combustible, gasolineras, depósitos de explosivos, centrales de abasto y rastros;
- d) Las tiendas de autoservicio y de departamento de más de 10,000 m² y centros comerciales demás de 2.0 ha;
- e) Los baños públicos;
- f) Hospitales generales o de especialidades, centros antirrábicos y de cuarentena;
- g) Las edificaciones de educación superior,
- h) Instalaciones religiosas;
- i) Edificaciones de entretenimiento;
- j) Deportes y recreación, exceptuando canchas deportivas;

_Artículo 53.- La licencia de uso del suelo será necesario en los casos a que se refiere la Ley de desarrollo urbano y su reglamento.:

- k) Hoteles y moteles de más de 100 cuartos;
- l) Agencias funerarias;
- m) Terminales y estaciones de transporte;
- n) Estacionamientos de más de 250 cajones;

- ñ) Estaciones de radio y televisión con auditorio y estudios cinematográficos;
- o) Industria pesada y mediana;
- p) Jardines y parques de más de 50 ha;
- q) Edificaciones de infraestructura;
- r) Las edificaciones ubicadas en zonas del patrimonio histórico artístico y arqueológico de la Federación o del Distrito Federal, según la zonificación de los Programas Parciales de Desarrollo Urbano y Protección Ecológica;
- s) El aprovechamiento de inmuebles que hayan sido materia de resoluciones específicas de modificación a Programas Parciales, o cuenten con un acuerdo que las declara como Zonas de Desarrollo controlado dictadas por la Jefatura del Departamento;
- t) Los desarrollos urbanos a los que se haya autorizado incremento en la densidad habitacional o en la intensidad de uso no habitacional, como parte de los sistemas de estímulos y fomento a la vivienda de interés social, popular o para arrendamiento o para la fusión de predios cuando proyecten edificaciones de cuatro fachadas.

El Departamento resolverá a través del órgano o unidad administrativa que disponga su Reglamento Interior y en un plazo máximo de 21 días hábiles si otorga o no la licencia de uso del suelo. Si se otorga la licencia, en ella se señalarán las condiciones que, de acuerdo con el programa, se fijen en materia de vialidad, estacionamientos, áreas verdes, áreas de maniobras, densidad de población y las demás que se consideren necesarias, y

II.- Licencia de Uso del Suelo con Dictamen Aprobatorio, para los siguientes casos:

- a) Conjuntos habitacionales de más de 250 viviendas;
- b) Oficinas de más de 20,000 m² y Representaciones oficiales y Embajadas;
- c) Almacenamiento y abasto de más de 10,000 m² en sus tipos de depósito de gas líquido y combustible, depósito de explosivos, centrales de abasto y astros;
- d) Tiendas de autoservicio y de departamentos de más de 20,000 m² y centros comerciales de más de 3.0 ha;
- e) Hospitales de más de 75 camas;
- f) Las edificaciones de educación superior de más de 20,000 m² de terreno;

- g) Instalaciones religiosas de más de 250 concurrentes;
- h) Edificaciones de entretenimiento de más de 250 concurrentes;
- i) Deportes y recreación de más de 20,000 m² de terreno, exceptuando canchas deportivas;
- j) Hoteles y moteles de más de 200 cuartos;
- k) Instalaciones para la fuerza aérea, armada y el ejército, reclusorios y reformatorios;
- l) Cementerios, mausoleos y crematorios;
- m) Terminales y estaciones de transporte de más de 20,000 m² de terreno;
- n) Estacionamientos de más de 500 cajones;
- ñ) Aeropuertos, helipuertos e instalaciones conexas, e
- o) Industrias de más de 20,000 m² de terreno.

En estos casos, el Departamento resolverá si otorga o no la licencia correspondiente previa opinión del órgano de representación ciudadana competente en un plazo de treinta días hábiles, contados a partir del día siguiente a la recepción de la solicitud.

III.- A las solicitudes de la licencia de Uso del Suelo deberán acompañarse el anteproyecto arquitectónico en el que se incluyan las plantas de distribución y de localización, cortes y fachadas, así como una memoria descriptiva del funcionamiento del proyecto con sus posibles demandas sobre la infraestructura vial, hidrosanitaria, eléctrica y propuestas de aminoración de efectos en las edificaciones vecinas en su caso.

En los casos que señalen las Normas Técnicas Complementarias, deberán acompañarse además los estudios de imagen e impacto ambiental urbano.

Licencia de construcción

ANTES_ACTUAL_ Artículo 54.- La licencia de construcción es el acto que consta en el documento expedido por el Departamento por el que se autoriza a los propietarios o poseedores, según sea el caso, para construir, ampliar, modificar, cambiar el uso o régimen de propiedad a condominio, reparar o demoler una edificación o instalación.

Para la obtención de la licencia de construcción, bastará efectuar el pago de los derechos correspondientes y la entrega del proyecto ejecutivo en la Delegación donde se localice la obra a realizar, excepto en los casos señalados en que se requieran otras autorizaciones, licencias, dictámenes, vistos buenos, permisos o constancias.

La presentación de la documentación será responsabilidad del propietario o poseedor o del Director Responsable de Obra en su caso. El Departamento se dará por recibido y no requerirá ninguna revisión del contenido del proyecto; únicamente revisará que se entregue el formato de registro correspondiente, distribuido gratuitamente por el Departamento, los documentos a que se refiere el artículo 56 de este Reglamento y que se hayan pagado los derechos correspondientes. El plazo máximo para extender la licencia de construcción será de un día hábil.

Al extender la licencia de construcción, el Departamento incluirá el permiso sanitario a que se refiere la Ley de Salud para el Distrito Federal, en los casos y términos que ésta establece.

Los registros de proyecto y la ejecución de las obras correspondientes deberán tener la responsiva de un Director Responsable de Obra, salvo aquellas obras señaladas en el artículo 41, y la responsiva de los Corresponsables que correspondan, en los casos señalados en el artículo 44 de este Reglamento.

_Artículo 54.- La licencia de construcción es el documento que expide la Delegación por medio del cual se autoriza, según el caso, a construir, ampliar, modificar, reparar o demoler una edificación o instalación, o a realizar obras de construcción, reparación o mantenimiento de las instalaciones subterráneas a que se refiere el artículo 19.

Para la obtención de la licencia de construcción, se deberá presentar solicitud ante la Delegación en donde se localice la obra, en el formato que establezca el Departamento del Distrito Federal, acompañada de los documentos a que se refiere el artículo 56 y

previo pago de los derechos correspondientes en los términos del Código Financiero del Distrito Federal. La Delegación tendrá por recibida la solicitud de licencia de construcción, sin revisar el contenido del proyecto, siempre que se cumpla con estos requisitos.

La licencia de construcción deberá expedirse al día hábil siguiente de la presentación de la solicitud, con excepción de las que se refieran a la construcción, reparación o mantenimiento de instalaciones subterráneas; a las construcciones que se pretendan ejecutar en suelo de conservación, o a aquéllas que de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias requieran de la opinión de una o varias dependencias, órganos o entidades de la administración pública federal o local. En estos casos, el plazo será de 30 días hábiles contados a partir de la fecha de recepción de la solicitud.

Transcurridos los plazos señalados en el párrafo anterior, sin haber resolución de la autoridad, se entenderá otorgada la licencia con una vigencia de 12 meses, debiendo tramitarse la certificación de resolución ficta conforme a lo previsto en la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal, salvo que se trate de construcciones que se pretendan ejecutar en el suelo de conservación, o aquéllas relativas a instalaciones subterráneas, en cuyo caso se entenderá negada la licencia.

El proyecto de la obra que se presente junto con la solicitud de licencia de construcción deberá tener la responsiva de un Director Responsable de Obra, salvo en los casos a que se refiere el artículo 41, así como la de los Corresponsables en los supuestos señalados por el artículo 44.

La Licencia de Construcción incluirá el permiso sanitario de conformidad con la Ley de Salud para el Distrito Federal.

Superficie sin construir

ANTES_ACTUAL_ Artículo 77.- Sin perjuicio de las superficies construidas máximas permitidas en los predios. establecidos en el artículo anterior para lograr la recarga de los mantos acuíferos se deberá permitir la filtración de agua de lluvia al subsuelo, por lo que las futuras construcciones proporcionarán un porcentaje de la superficie del predio, preferentemente como área verde; en caso de utilizarse pavimento éste será permeable. Los predios con área menor de 500 m² deberán dejar sin construir, como mínimo el 20% de su área y los predios con área mayor de 500 m² los siguientes porcentajes:

SUPERFICIE DEL PREDIO	AREA LIBRE (%)
De más de 500 hasta 2,000 m ²	22.50
De más de 2,000 hasta 3,500 m ²	25.00
De más de 3,500 hasta 5,500 m ²	27.50
Más de 5,500 m ²	30.00

Cuando por las características del subsuelo en que se encuentra ubicado el predio, se dificulte la filtración o ésta resulte inconveniente, el Departamento podrá autorizar medios alternativos para la filtración o el aprovechamiento de las aguas pluviales.

Quedan exceptuados de la aplicación de este artículo los predios e inmuebles ubicados dentro del perímetro "A" del Centro Histórico. Artículo 77.- DEROGADO

Artículo 78.- Las edificaciones que, conforme a los Programas Parciales, tengan intensidad media o alta, cuyo limite posterior sea orientación norte y colinde con inmuebles de intensidad baja o muy baja, deberán observar una restricción hacia dicha colindancia del 15% de su altura máxima, sin perjuicio de cumplir con lo establecido en este Reglamento para patios de iluminación y ventilación.

Se deberá verificar que la separación de edificios nuevos con predios o edificios colindantes cumplan con lo establecido en el artículo 211 de este Reglamento, los Programas Parciales y sus Normas Complementarias.

Separación entre los edificios

Artículo 79.- La separación entre edificios de habitación plurifamiliar de hasta cincuenta viviendas será cuando menos la que resulte de aplicar la dimensión mínima establecida en este reglamento para patios de iluminación y ventilación de acuerdo al tipo del local y a la altura promedio de los parámetros de los edificios en cuestión.

En conjuntos habitacionales de más de cincuenta viviendas la separación entre edificios en dirección norte-sur será por lo menos del 60% de la altura promedio de los mismos, y en dirección este-oeste será por lo menos del 100%.

Artículo 80.- Las edificaciones deberán contar con los espacios para estacionamientos de vehículos que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias.

ANTES_ACTUAL__TRANSITORIOS

ARTÍCULO PRIMERO.- El presente Reglamento entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

ARTÍCULO SEGUNDO.- Publíquese en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

ARTÍCULO TERCERO.- Se abroga el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, de fecha 17 de junio de 1987, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio del mismo año.

TRANSITORIOS

ARTÍCULO PRIMERO.- El presente Decreto entrará en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial del Distrito Federal. Para su mayor difusión se publicará en el Diario Oficial de la Federación.

ARTÍCULO SEGUNDO.- Las referencias que se hacen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal la constancia de uso del suelo, constancia de zonificación de uso del suelo por derechos adquiridos, se entenderán hechas a certificación de zonificación de zonificación para uso específico, certificación de zonificación de usos del suelo permitidos y certificación de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos, respectivamente; así mismo, las menciones hechas a la autorización de uso y ocupación, se entenderán hechas sólo a la autorización de ocupación.

Las menciones hechas al Departamento del Distrito Federal, se referirán al Distrito Federal a partir del 5 de Diciembre de 1997.

ARTÍCULO TERCERO.- Las solicitudes de constancias de uso del suelo, de zonificación de uso del suelo y de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos, así como las licencias de uso del suelo y de construcciones en trámite, y las obras en ejecución a la fecha de entrada en vigor de este Decreto, se tramitarán de conformidad con las disposiciones vigentes con autoridad a dicha entrada en vigor.

ARTÍCULO CUARTO.- La obligación contenida en el artículo 39 Bis de este Reglamento entrará en vigor a partir del 1º de diciembre de 1994.

ARTÍCULO QUINTO.- Los registros de Director Responsable de Obra y Corresponsables, obtenidos conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1987, deberán refrendarse en un plazo de doce meses, contados a partir del día siguiente al de la publicación del presente Reglamento en el Diario Oficial de la Federación.

ARTÍCULO CUARTO.- En tanto se expidan las Normas Técnicas Complementarias Relativas a las Licencias de Construcción para las que se requiera opinión de alguna dependencia, órgano o entidad de la administración pública federal o local, las autoridades competentes del Distrito Federal deberán recabar las opiniones que se requieran y resolver las solicitudes de dichas licencias en el mismo plazo a que se refiere el artículo 54 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

En estos casos, se deberá comunicar al particular dicha circunstancia.

ARTÍCULO QUINTO.- Los propietarios o poseedores de las edificaciones o instalaciones a que se refieren los artículos 65, 117 fracción II y 174, fracción Y del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que no cuenten con el registro de Visto Bueno de Seguridad y Operación, deberán presentarlo en un plazo de ciento veinte días naturales a partir de la entrada en vigor de este Decreto, conforme a lo que establece el artículo 64 de este mismo Reglamento.

Dado en la Residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la Ciudad de México, Distrito Federal a los veintiséis días del mes de Mayo de mil novecientos noventa y siete.-
Ernesto Zedillo Ponce de León.- Rúbrica. El jefe del Departamento del Distrito Federal,
Óscar Espinosa Villareal.- Rúbrica.

ARTÍCULO SEXTO.- Las solicitudes de licencia de construcción en trámite y las obras en ejecución a la fecha de entrada en vigor de este Reglamento, se sujetarán a las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en el Diario Oficial de la Federación, el 3 de julio de 1987, y a sus Normas Técnicas Complementarias.

ARTÍCULO SÉPTIMO.- El Departamento del Distrito Federal deberá expedir las Normas Técnicas Complementarias a que se refiere este reglamento, en un plazo no mayor a doce meses, mismas que entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial del propio Departamento.

En tanto se expiden dichas normas, se seguirán aplicando, en lo que no se oponga a este Reglamento, las que están vigentes.

ARTÍCULO OCTAVO.- Toda construcción existente del grupo A a que se refiere el artículo 174. fracción I de este Reglamento, que no cuente con el dictamen de seguridad y estabilidad estructural correspondiente, a la fecha de entrada en vigor de este Reglamento, deberá revisarse por un Corresponsable en Seguridad Estructural, quien dictaminará si la construcción cumple con las condiciones de seguridad estructural que fija el Reglamento de Construcciones y sus Normas Técnicas Complementarias, en cuyo caso, suscribirá la constancia respectiva, la cual deberá presentar al Departamento el propietario o poseedor.

Si el dictamen del Corresponsable determina que la construcción no cumple con las condiciones de seguridad que fija este DEROGADO

Reglamento, y sus Normas Técnicas Complementarias, deberá reforzarse o modificarse para satisfacerlos, a menos que antes de la entrada en vigor de este ordenamiento estuviera en proceso de reparación o ya se hubiera reforzado de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1987.

Al evaluar las resistencias y rigideces de estructura existentes se tendrá en cuenta las reducciones de vidas a los daños que presentan. En estructuras que estén inclinadas más de 1 %, se incrementarán los coeficientes de diseño sísmico, según se establezca en la Normas Técnicas Complementarias.

No será necesario revisar la seguridad de estructuras construidas antes del presente siglo si no han sufrido daños o inclinación significativos y siempre que no se hayan modificado sus muros u otros elementos estructurales ni se hayan incrementado significativamente las cargas originales.

No será necesaria la verificación cuantitativa de que cumplan los requisitos de estabilidad estructural establecidos en el Título Sexto de este Reglamento, en los edificios del grupo A que satisfagan simultáneamente las siguientes condiciones:

1.- Que haya evidencia de que el edificio en cuestión no tiene daños estructurales ni los ha tenido ni ha sido reparado, y que el comportamiento de la cimentación ha sido satisfactorio, la evidencia se obtendrá de inspección exhaustiva de los elementos principales de la estructura, así como del comportamiento de la cimentación, se verificará que no se hayan efectuado modificaciones que afecten desfavorablemente su comportamiento ante sismos intensos.

2.- Que no existan defectos en la calidad de los materiales ni en la ejecución de la estructura, según conste en los datos disponibles sobre la construcción del inmueble, en la inspección de la estructura y en los resultados de las pruebas realizadas a los materiales.

3.- Que el sistema estructural sea idóneo para resistir fuerzas sísmicas y en particular, no presente excesivas asimetrías, discontinuidades ni irregularidades en planta o elevación que pudieran ser perjudiciales; o en caso de que presente alguno de los defectos anteriores, éstos puedan eliminarse sin que se afecte la resistencia de la estructura.

4.- Si se trata de una escuela, y ésta no sea de educación inicial, preescolar, primaria, media, o media superior, o no aloje a más de cincuenta alumnos.

5.- La verificación de que se cumpla con todos los requisitos enumerados deberá constar en un dictamen expedido por un Corresponsable en Seguridad Estructural.

En caso de violaciones al presente artículo, el Departamento aplicará las sanciones a que se refiere el artículo 339 de este Reglamento.

___ARTÍCULO NOVENO.- Las especificaciones técnicas que se contienen en los literales de este artículo transitorio mantendrán su vigencia en tanto se expidan las Normas Técnicas Complementarias para cada una de las materias que regulan. ___

C A P I T U L O I I I

FALLAS Y DEFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS

En los diferentes temblores que han ocasionado daños en las construcciones que hay en la ciudad de México, se ha observado una serie de daños frecuentes por lo que se analizará en este capítulo cuales son.

Sin pretender desarrollar un estudio exhaustivo, que está siendo efectuado por otros Grupos e Instituciones y que dará lugar a un gran número de publicaciones en Revistas y en otros órganos especializados, en este capítulo se recopilarán datos específicos del sismo del 19 de septiembre de 1985 ocurrido en la Ciudad de México, que ha sido uno de los temblores más fuertes y con mayor número de daños en las construcciones, aun cuando el sismo de 1957 también fue de una magnitud mayor solo se analizara el de 85'.

Causas De Daños Estructurales.

Respecto a la causa predominante de los daños estructurales en los diferentes movimientos en las disposiciones del Reglamento, no eran lo bastante conservadoras para cubrir la intensidad de los sismos, así como el de 1985 se tuvo una amplia gama de periodos naturales de vibración.

Ciertamente, revela que existen reservas de resistencia en las estructuras, reservas que el análisis modal convencional no toma en cuenta. De otra manera es imposible comprender por qué los derrumbes no fueron más numerosos.

Dicho lo anterior, vale la pena examinar las causas que contribuyeron a las fallas. El análisis siguiente está basado en las investigaciones de las Instituciones que clasificaron a la Ciudad en zonas de acuerdo a la magnitud de los daños en las estructuras.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 sobrepasó con mucho la intensidad que se contemplaba en los Reglamentos de Construcción para el Distrito Federal. Su regularidad y el gran número de ciclos significativos tuvieron dos consecuencias importantes. Estamos acostumbrados a movimientos sísmicos en terreno más firme. Por lo general estos movimientos son más cortos y con un espectro de banda ancha. Con ese tipo de sismos es menos pronunciado el deterioro de rigidez y resistencia, y excepto por el rango de periodos de vibración muy cortos, los efectos de ductilidad son casi independientes del periodo. En el sismo del 19 septiembre de 1985, la eficacia de la ductilidad dependió en gran medida de los periodos naturales para oscilaciones pequeñas y se observó un más pronunciado deterioro de la resistencia y rigidez de las estructuras. Tal vez esto se acentuó por las características de los materiales locales.

La regularidad del movimiento ocasionó que las estructuras con periodo fundamental cercano a 2.0 segundos fueran especialmente vulnerables en el área de mayor sacudimiento. Los bajos módulos de elasticidad del concreto local provocaron que los periodos naturales fueran más largos de lo que de otra manera se hubiera esperado. El deterioro de la rigidez amplió el campo de vulnerabilidad a periodos cercanos a 1 segundo. El deterioro de la resistencia, que en gran medida es atribuible a la insuficiencia de confinamiento, fue la causa de la mayor vulnerabilidad de las columnas de concreto reforzado en comparación con las losas y trabes principales, así como de la reducción de capacidad en ciertos modos de falla, tales como los debidos a cortante y adherencia (como sucede en la insuficiencia del espesor de elementos en intersecciones, sobre todo en pisos superiores y en losas reticulares). La distribución tanto de la rigidez como de la resistencia acentuó la importancia de las torsiones provocadas por comportamiento no lineal, distribución irregular de factores de carga efectivos en cortante de pisos, efectos P-delta y comportamiento de cimentaciones. Estos factores, junto con las prácticas locales de diseño y de construcción y la deformabilidad del suelo, hicieron que los choques entre estructuras resultaran en una causa predominante de falla estructural. Los mismos factores aumentaron de manera considerable la cantidad de daños no estructurales.

Los efectos del sismo dejan como interrogante principal las reservas desconocidas de resistencia estructural, que fueron responsables del hecho de que muchas estructuras no hayan fallado a pesar de la intensidad que presentaron los movimientos del terreno.

Para el análisis las clasificaremos en tipos de estructuras, de acuerdo a sus características generales.

Estructura tipo 1.- Estructuras basándose en muros de carga de mampostería de piedra, adobe o tabique que recocido, de gran espesor, con sistema de piso y techo a partir de vigas de madera o acero y bóveda catalana de ladrillos o tablonés de madera o con arcos y bóvedas de piedra.

Este tipo de estructuras se encuentra en construcciones antiguas; los muros llegan a tener espesores superiores a 50 cm y alturas de entrepiso relativamente grandes. Suelen estar bastante deteriorados, sobre todo en los sistemas de piso, por falta de mantenimiento adecuado, con vigas apolilladas o podridas, muchas veces con rellenos de tierra importantes en pisos y techos. Además suelen tener grietas en muros y pisos provocados por hundimientos diferenciales o por sismos anteriores. Normalmente el número de niveles es de 1 a 4 como máximo.

El problema más frecuente en este tipo de construcción, al ser sometida a sismos, es la falta de diagramas rígidos al nivel de pisos o techos que repartan los efectos sísmicos a los muros orientados en cada dirección, lo que suele agravarse cuando, por remodelaciones o cambio de destino, se eliminan algunos muros, para abrir vanos. En ocasiones también hay problemas por flexión perpendicular al plano de muros altos o por falta de unión adecuada entre los distintos muro, son construcciones sumamente rígidas ante fuerzas laterales, con periodos de vibración cortos, menores de 0.5 s, poco vulnerables en general a los sismos típicos de la zona de terrenos blandos, cuyos periodos dominantes suelen ser, como se ha visto, mucho más lagos. Mucha gente se sorprendió de que prácticamente no hubo daños en este tipo de construcción, exceptuando algunos casos de golpes con edificios vecinos o de viviendas de renta congelada muy deterioradas por falta de mantenimiento, más adelante se discute esto.

Estructura tipo 2.- Estructuras con muros de carga de mampostería de tabique recocido o bloques huecos de concreto, reforzada con elementos perimetrales de concreto armado y con sistemas de piso o techo de concreto reforzado, colados en sitio o prefabricadas.

En este tipo de estructuras es la versión moderna de la anterior; los muros suelen ser mucho más delgados, con espesor máximo de unos 28 cm, pero normalmente cuentan con dadas y castillos de concreto reforzado, que confinan a la mampostería y mejoran su comportamiento tanto bajo fuerzas laterales debidas al sismo como bajo el efecto de hundimientos diferenciales en las zonas de terreno compresible de la ciudad. Los sistemas de piso y techo de concreto colado en sitio, constituyen diafragmas horizontales suficientemente rígidos para transmitir los efectos sísmicos a los muros resistentes en cada dirección, lo que mejora notablemente el comportamiento; las alturas de entrepiso son menores y no hay grandes rellenos de tierra, salvo en azoteas, donde si suelen existir para dar pendiente y desaguar las aguas de lluvia. En algunos casos, aunque el sistema de piso o techo sea prefabricado suele colarse sobre él un firme, en ocasiones reforzado con malla de acero, que ayuda a formar el diafragma.

En este tipo de construcción la máxima altura que suele alcanzarse es del orden de 8 pisos. Normalmente se emplea en vivienda unifamiliar o multifamiliar, con gran densidad de muros, continuos en toda altura, por lo que igual que en el tipo 1, suelen ser bastante rígidos para movimientos en dirección horizontal por lo que sus periodos son también relativamente cortos, inferiores a los dominantes del suelo en la zona de terreno blando y tampoco presentaron daños graves, ya que su respuesta dinámica fue relativamente baja, comparada con su capacidad.

Debido a la necesidad de aprovechar más los terrenos de gran valor comercial en las zonas céntricas de la Ciudad, y tener edificios de usos múltiples, como estacionamientos, comercios, oficinas y habitación con distintos requisitos de subdivisión, se han desarrollado mucho los edificios de varios niveles con estructura de tipo esquelético 3 ó 4, en que las fuerzas horizontales debidas a sismos son resistidas

por marcos rígidos y los muros no tienen más función que subdividir los espacios en cada nivel, siendo teóricamente "no estructurales".

Estructura tipo 3.- Estructura de tipo esquelético, basándose en columnas y traveses de concreto reforzado o de acero estructural, con sistema de piso de concreto reforzado constituido por losas macizas de 10 a 15 cm de espesor, perimetralmente apoyadas en las traveses de los marcos o reforzadas con traveses secundarios intermedios, usualmente coladas en sitio. Los muros de colindancia y divisorios son "no estructurales".

En este tipo, son estructuras con traveses peraltados unidos rígidamente a las columnas, se ha empleado para edificios de hasta 40 niveles en acero y un poco más bajos en concreto reforzado. Las separaciones entre columnas y el tamaño de éstas dependen del material empleado y del uso del edificio. En edificios destinados exclusivamente a habitación, los claros máximos requeridos suelen ser del orden de 5 a 6 m; sin embargo, cuando algunos niveles en estos edificios se destinan a estacionamiento, muchas veces por requisitos del reglamento de construcciones, los claros deben ser mayores, para poder realizar maniobras con los vehículos, con un mínimo de 7 a 8 m en edificios de oficinas o de comercios también suelen usarse claros de 7 a 8 m, aunque en los más claros hasta de 10 ó 12 m. La rigidez relativa de las traveses, definida por la relación del momento de inercia entre el claro entre columnas, es fundamental para lograr una rigidez lateral adecuada en este tipo de estructuras, que conduzca a desplazamientos laterales reducidos; en ocasiones, por problemas de tipo arquitectónico o constructivo no se da a las traveses el peralte más conveniente, obteniéndose estructuras relativamente flexibles. Los periodos de oscilación de estas estructuras dependen del número de pisos y de las rigideces relativas de las columnas y traveses. Normalmente es del orden de 0.1 a 0.15 veces el número de pisos, por lo que en edificios de 15 pisos, el periodo fundamental de vibrar es cercano a 2 segundos y la respuesta dinámica que puede alcanzarse en la zona de terreno blando es grande, con posibilidad de daños importantes, como se verá más adelante.

Estructura tipo 4.- Estructura de tipo esquelético, con columnas de concreto reforzado o de acero estructural y sistemas de piso a partir de losas de espesor constante,

usualmente entre 25 y 45 cm, aligeradas en ciertas zonas para definir nervaduras y ábacos o capiteles, que forman marcos "equivalentes" con las columnas, siendo también los muros de colindancia y divisorios "no estructurales".

En este tipo de construcción, a partir de columnas y losas aligeradas con espesores de 25 a 45 cm, se popularizó mucho debido a la mayor facilidad de construcción, que permite mayor rapidez, aunque su costo es superior al del tipo 3, pues requiere mayor cantidad de refuerzo en el sistema de piso por ser menor el peralte de las trabes equivalentes; se ha usado en edificios hasta de unos 20 pisos de altura. Lo reducido del peralte del sistema de piso conduce también a menor rigidez lateral, lo que hace que los edificios construidos con ese sistema se deformen más y tengan periodos más largos que los de trabes peraltadas, para el mismo número de pisos y claros entre columnas. Tienen también el problema de que su comportamiento en el intervalo inelástico es menos dúctil y se requiere un detalle especial de los armados para lograr un comportamiento satisfactorio. Son más vulnerables ante los sismos que el tipo 3, lo que se ha comprobado, no sólo en este sismo, sin también en otros anteriores, como el de marzo de 1979. Su gran deformabilidad lateral propicia que se dañen fácilmente los muros divisorios no estructurales, que, como ya se mencionó anteriormente, es difícil construir con la holgura necesaria para evitar su colaboración durante sismos intensos; también conduce a que se golpeen fuertemente con edificios vecinos y a que el efecto $P-\Delta$ sea significativo.

Estructuras tipo 5 y 6.- Estructuras similares a los tipos 3 y 4 en las que, además de los marcos rígidos, se emplean elementos de contraventeo constituidos por diagonales de concreto o acero en algunas crujías o por muros de rigidez de mampostería de tabique o de concreto reforzado; en algunos los muros forman núcleos rígidos alrededor de zonas de servicios, como elevadores, escaleras, baños y ductos. El resto de los muros son "no estructurales".

En estos tipos se reducen considerablemente los problemas de deformaciones excesivas antes mencionados, debido a la mayor rigidez que se logra por la colaboración de los muros o elementos de contraventeo, aunque el análisis del sistema estructural se

complica por la manera diferente en que se deforman los marcos sin contraventear y los muros de rigidez o marcos contraventeados, ya que al estar conectados en cada nivel por diafragmas rígidos, tienen que deformarse igual, lo que causa problemas de interacción, que se complican aún más al tomar en cuenta que en realidad las deformaciones son en tres dimensiones, y no en planos aislados como se idealiza comúnmente. El análisis de este tipo de estructuras debe realizarse empleando programas de computadora adecuados. Con este sistema estructural se han construido edificios de gran altura en la Ciudad de México, como la Torre de Pemex, de 52 niveles, de acero estructural, o la Torre Lomas, de 40 niveles, de concreto reforzado, al ser más rígidos los entrepisos, la influencia de la colaboración de muros no estructurales es menor, aunque de cualquier manera es conveniente separarlos de la estructura y construirlos con materiales ligeros, como tablaroca o similares. Muchos edificios de departamentos con estructura tipo 6, de 10 a 15 niveles tuvieron daños menores debido a la presencia de muros de concreto en las zonas de elevadores y escaleras, o en las colindancias, colocados simétricamente.

PRINCIPALES FALLAS OBSERVADAS.

- a) **Fallas en muros de relleno y acabados.** Fue lamentable comprobar en muchas circunstancias que el constructor de un edificio presta poca atención a la calidad del tabique o de la block utilizado en los muros de relleno, sin embargo gasta de manera exagerada en materiales de recubrimiento, sobre todo granitos, mármoles o terrazos de buena calidad, los cuales son los primeros en destruirse y desprenderse en un movimiento sísmico.
- b) **Efectos de los muros de relleno de mampostería.** La mayoría de los edificios de varios pisos tenían profusión de muros de relleno de mampostería. En muchos casos se suponía que éstos servirían sólo como divisiones; en otros, se les había asignado una función estructural y estaban adecuadamente colocados y reforzados para este fin. En la mayoría de los casos la presencia de muros de mampostería fue benéfica y tal vez evitó muchos derrumbes al proteger los marcos, aun cuando estos muros sufrieron diversos grados de agrietamiento. Otras veces, su presencia fue responsable de la falta estructural, sobre todo en tres situaciones:
- b1).- **Distribución asimétrica.** De los edificios que sufrieron derrumbe o daños graves, 42% eran edificios en esquina. La mayoría de éstos tenía muros de mampostería en dos lados perpendiculares y fachadas ampliamente abiertas sobre la calle. Aun cuando se tome en cuenta la torsión para un análisis lineal, la fluencia asimétrica produce torsión en estos casos. Algunos edificios que no estaban en esquina también fallaron por torsión, debido a la distribución asimétrica de los muros de relleno de mampostería.
- b2).- **Planta baja débil.** Con frecuencia los pisos superiores tienen una profusión de muros de relleno de mampostería, en tanto que en la planta baja los marcos están casi descubiertos. Esto es típico en edificios de apartamentos con estacionamientos en planta baja, así como en hoteles con comercios y servicios al nivel de la calle. En ellos, a no ser que estén diseñados en forma especial, la disipación de energía debida a

comportamiento inelástico debe tener lugar casi exclusivamente en la planta baja, ya que la presencia de los muros hace al resto demasiado resistente para que pueda fluir. Como consecuencia, las columnas fallan en la planta baja. Esta fue una causa común de falla, a veces asociada con torsión.

b3).- **Asimetría causada por falla de los muros de relleno.** En varios casos los muros de relleno escasamente reforzados o anclados fallaron por completo, ya sea en flexión perpendicular a su plano, o en cortante. Esta falla indujo torsiones significativas en el resto de la estructura.

c) **Fallas en cubos de escalera y elevadores.** Se observó que las rampas de escalera siguen actuando como puntales en movimientos sísmicos, dañándose seriamente o afectando las estructuras de los pisos que unen. Lo mismo puede decirse de los muros semirígidos en muchos cubos de elevadores, que no estaban diseñados para actuar como muros de cortante, pero se vieron obligados por el sismo a tomar cargas horizontales, dada la flexibilidad general de las columnas vecinas.

d) **Choque entre edificios vecinos.** Resultó notable este fenómeno y se agravó por la absoluta falta de uniformidad en la altura de entresijos y el muy escaso espaciamiento en las colindancias entre edificios, en más del 40% de los edificios derrumbados o seriamente dañados hubo choques con estructuras adyacentes. Si a esto se agrega que las colindancias en muchos casos se había convertido en verdaderos basureros donde encontramos trozos de madera, de piedra o de concreto, se explican de esta manera los casos de perforación de muros colindantes. Algunas veces el choque no causó más que daños locales menores. En otros (15% del total de los colapsos), condujo a su derrumbe.

e) **Juntas constructivas inoperantes.** Este fenómeno no se presentó en muchas ocasiones en que dos cuerpos de un edificio, diseñados para moverse

independientemente en caso de sismo, o elementos que por diseño deberían trabajar en forma independiente, fueron obligados por fallas en la ejecución de la obra a actuar juntos, provocándose daños mutuos por efectos de torsión o por actuar como puntales.

- f) **Falla en pisos superiores e intermedios.** En algunas ocasiones se observó el colapso de la parte alta de un edificio, en la cual se habían realizado cambios bruscos en la dimensión de las columnas de los últimos pisos y en otros se habían efectuado adiciones de cuartos de azotea con materiales supuestamente ligeros. Del número total de derrumbes parciales o totales, casi el 40% comprende el colapso de uno o más pisos ubicados en el tercio superior de la estructura. con frecuencia, también dichos derrumbes ocurrieron en el tercio medio. algunos de estos casos no se debieron a choques: pueden atribuirse a un cambio drástico en la solución estructural; a una reducción en el tamaño de las columnas; a su refuerzo transversal y longitudinal, o al número de muros de relleno; a traslapes inadecuados del refuerzo vertical; a anchos de columna tan pequeños que no permitieron que las longitudes de desarrolló requeridas del acero longitudinal en las trabes principales cambiara del esfuerzo de fluencia en tensión al esfuerzo de fluencia en tensión al esfuerzo de fluencia en compresión, o a un rápido incremento en aceleraciones horizontales debidas a oscilaciones de la base causadas por la interacción suelo-estructura.
- g) **Malos anclajes en instalaciones.** Casi en forma general fue visible la inexistencia de anclajes adecuados en tinacos, tanques de gas, calentadores, etc.
- h) **Falla en columnas cortas.** Fue notorio el número de columnas cuyo movimiento se restringió por medio de pretiles o mochetas, las cuales en consecuencia se vieron obligadas a trabajar como columnas cortas sin estar diseñadas para ello, es decir, sin un número suficiente de estribos o anillos para el confinamiento del acero vertical. También algunas columnas estaban restringidas en parte de su altura por un antepecho de ventana o muros de relleno cortos, que las hacían demasiado

resistentes a la flexión, en comparación con su capacidad a cortante, en consecuencia, estas columnas a menudo fallaron por tensión diagonal, y por lo tanto de una manera frágil.

- i) **Falla frágil de columnas.** La gran mayoría de las fallas en edificios con marcos de concreto reforzado se debió a fallas de columnas sujetas a compresión excéntrica, a tensión diagonal o a una combinación de ambas.

Existen indicios de que el acero en las trabes principales y en las losas planas no siempre alcanzó la fluencia y por lo tanto, no se desarrolló el comportamiento dúctil supuesto en el diseño. Las fallas de columnas deben atribuirse al deterioro del material bajo un gran número de ciclos alternados. La duración excepcionalmente prolongada del sismo de 1985 explica, al menos en gran medida, por qué en sismos anteriores las fallas de vigas prevalecieron más. Una causa determinante fue la escasez de estribos de columnas y su separación excesiva, lo cual, aunado a la concentración excesiva del acero longitudinal en paquetes de esquina, originó el desprendimiento del recubrimiento de concreto y el subsecuente deterioro y falla del núcleo.

- j) **Daños por sismos anteriores.** Algunos edificios dañados por sismos anteriores no se habían reparado en lo absoluto o sólo en forma inapropiada. Se está llevando a cabo una evaluación caso por caso. Las indicaciones preliminares son en el sentido de que, en la mayoría de estos casos, el daño fue similar al causado anteriormente, pero más intenso.

- k) **Masa excesiva.** En al menos 39 casos de derrumbe o de daños graves, se ha descubierto que las cargas verticales excedían considerablemente las asumidas en el diseño. En algunos, las cargas muertas excedían a los valores especificados. con mayor frecuencia, las cargas vivas eran excesivas debido a cambios en el tipo de uso, o al almacenamiento de archivos pesados particularmente en edificios de oficinas de gobierno. Esta última situación fue común en pisos superiores.

- l) **Efectos P-delta.** Los grandes desplazamientos y desplomes de los pisos de muchos edificios posteriormente a los sismos indican la participación decisiva de los efectos P-delta en los daños y colapsos.
- m) **Comportamiento inadecuado de losas reticulares.** La mayoría de las losas planas en la Ciudad de México son losas reticulares, y exhiben en grado importante las características objetables del comportamiento de losas planas bajo excitación sísmica. Las estructuras que emplean losas planas son muy flexibles y, en la manera en que se estaban diseñando en la Ciudad de México, desarrollan bajas ductilidades. la mayoría de las que fallaron lo hicieron en las columnas. Sin embargo, en cerca de media docena de casos las columnas perforaron las losas, que fallaron por cortante bajo la combinación de fuerzas verticales y laterales. En otros casos, las losas muestran grietas diagonales de tensión alrededor de los apoyos, que sugieren falla incipiente por punzonamiento. La omisión de un volumen macizo de concreto alrededor de la columna fue evidente en algunas losas reticulares, como también lo fue la insuficiencia de acero longitudinal a través de la columna y en su vecindad. Una característica adicional de las losas planas en su corto espesor que, aunado al insuficiente confinamiento en las intersecciones, no permite que se desarrolle suficiente adherencia con las varillas longitudinales de la columna como para cambiar de esfuerzos elevados de tensión a esfuerzos elevados de compresión, especialmente cuando estas varillas son de gran diámetro o están agrupadas en paquetes y cuando se presenta un gran número de inversiones de momento durante el sismo.
- n) **Asentamientos diferenciales.** No es fácil evaluar la relación entre asentamientos diferenciales previos y los daños estructurales. No obstante, existen pocas dudas

respecto al efecto debilitante de los cambios angulares causados por asentamientos diferenciales previos y respecto a la asimetría en las curvas fuerza-deformación y la consecuente acumulación de fluencia en un sentido debido a inclinación de la cimentación, ya sea que tal inclinación ocurriera antes o durante el sismo. La inclinación inducida por el sismo (que en un caso produjo el colapso del edificio) así como asentamientos de gran magnitud, pueden atribuirse a la capacidad reducida del suelo en corte ante numerosos ciclos de carga alternada. Las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron particularmente susceptibles a esta reducción en la resistencia al cortante.

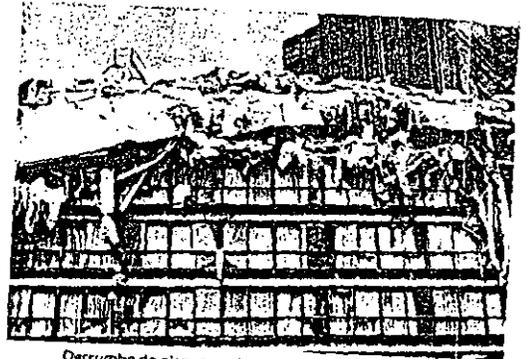
- o) **Daños a elementos secundarios.** La intensidad del sismo y el consiguiente gran número de fallas en las estructuras principales han distraído la atención respecto al comportamiento de los elementos secundarios, sin embargo, debe señalarse la elevada incidencia de fallas de escaleras, que fueron causa de muchas pérdidas de vidas. Asimismo, aunque en menor grado, también hubo numerosas fallas de apéndices en azoteas, tales como tinacos y casetas de elevadores. Estos casos también fueron difíciles de documentar. Tampoco se incluyen en la lista anterior otras causas diversas de daño estructural, no ha sido posible identificarlas en cada caso particular. Baste mencionar la demolición local de elementos estructurales principales durante la construcción para permitir el paso de instalaciones.

En la lista mencionada no hemos hecho mención de los daños no estructurales. El desplazamiento excesivo es, por supuesto, la causa principal. En sismos futuros seguramente los desplazamientos serán menores, puesto que las normas de emergencia de 1985 han conservado las limitaciones de desplazamiento en tanto que elevan los coeficientes de cortante basales en la zona de transición y todavía más en la zona de lecho del lago.

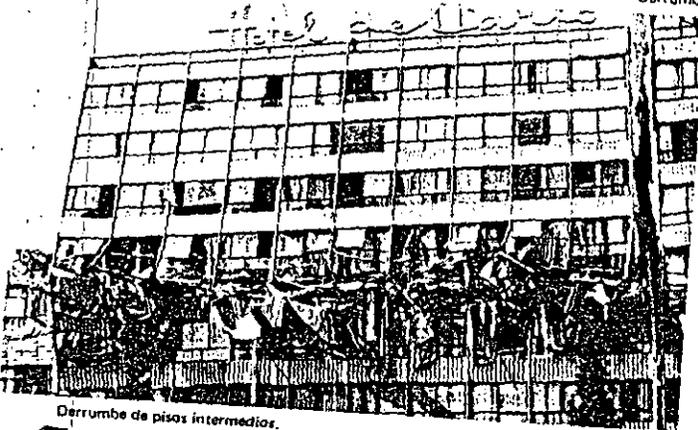
Las siguientes fotografías muestran algunas de los tipos de fallas en las estructuras.



Falla por choque.



Derrumbe de pisos superiores.



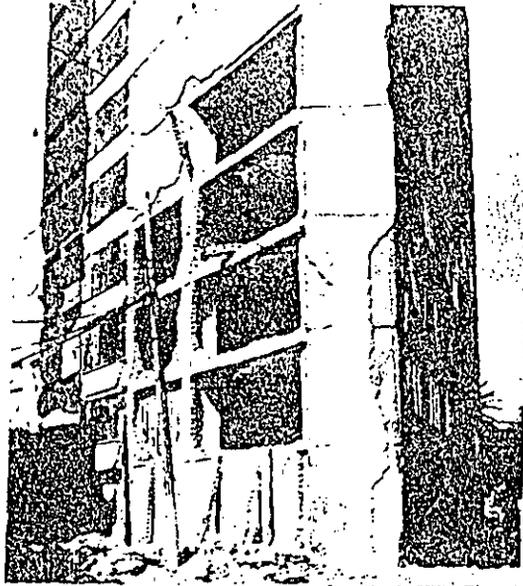
Derrumbe de pisos intermedios.



Distribución asimétrica de muros de relleno de mampostería de un edificio en estudio



Derrumbe de muros de relleno de mampostería.



EDIFICIOS CON PLANTA IRREGULAR



EDIFICIOS CON PLANTA IRREGULAR

TIPOS DE DAÑOS MÁS COMUNES Y POSIBLES CAUSAS DE ELLOS.

Como ya se ha mencionado, las estructuras que más daños sufrieron fueron aquellas cuyos periodos de vibración eran cercanos a los dominantes en el movimiento del suelo, porque la respuesta dinámica se incrementó notablemente; por ello, la mayor parte de los daños se concentró en algunos edificios de mediana altura, entre 6 y 15 niveles, ubicados en la zona de terreno blando de la ciudad. Se obtuvo un muestrario completo con todo tipo de daños, tanto en elementos "no estructurales" como estructurales, con fallas en muros divisorios o de colindancia, en columnas, en traveses y en las losas aligeradas, principalmente en estructuras de los tipos 3 y 4, anteriormente descritos.

En estructuras de concreto las fallas más comunes consistieron en:

- a) Desmoronamiento inclinado de las traveses en la proximidad de sus extremos debido a tensión diagonal, en un buen número de casos aparecieron dos grietas formando una cruz, como consecuencia de la inversión de esfuerzos.
- b) Desprendimiento y desmoronamiento del concreto en la parte inferior de las traveses cerca de la unión con las columnas, como consecuencia del exceso de compresión por flexión y de pandeo del acero de refuerzo del lecho inferior de las traveses. En algunos casos se observó que había el mismo tipo de daño en las partes superior e inferior de las traveses, causado por inversión de momentos flexionantes.
- c) Deslizamiento o punzonamiento de las columnas en los capiteles de estructuras de losa plana aligerada (estructura tipo 4) provocado por tensión diagonal.
- d) Agrietamiento inclinado de las columnas, provocado por tensión diagonal. En la mayoría de los casos estas grietas se orientan en dos direcciones y forman una cruz, por efecto de inversión de esfuerzos; en otros casos las grietas se orientan en una sola dirección, sobre todo en estructuras que sufrieron asentamientos diferenciales antes o durante el sismo.

- e) Desprendimiento y desmoronamiento del concreto de las columnas, así como pandeo del acero de refuerzo como consecuencia de la repetida inversión de esfuerzos y las grandes deformaciones provocadas por el sismo. En algunos casos el confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal no era adecuado.
- f) Agrietamientos diagonales en cruz en muros de carga o de relleno provocados por tensión diagonal haber un exceso de carga en ambos sentidos.

El número de casos de fallas en columnas de los tipos d) y e) fue superior a lo que se esperaba, pues se consideraba que las especificaciones de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto del reglamento de 1976 conducían a estructuras con columnas fuertes y trabes o losas aligeradas débiles, para lograr un comportamiento más dúctil, como se vio al hablar sobre recomendaciones de estructuración. Fue evidente en muchos casos que no se alcanzó la ductilidad esperada, en algunos casos tal vez por sobrefuerzo de las trabes o losas, lo que evitó que se presentara fallas tipo a) ó b); en otros, por la colaboración inadecuada de muros no estructurales que modificaron la concepción original de la estructura, lo que les produjo a esos muros fallas del tipo f). Es probable también que muchas de las fallas de columnas se hayan debido a la práctica de armarlas concentrando el refuerzo longitudinal en las esquinas, agrupándolo en paquetes y restringiendo su pandeo con estribos muy espaciados, práctica que permitan los reglamentos; el número tan elevado de ciclos de carga y descarga con altos niveles de esfuerzo puede haber deteriorado seriamente la adherencia entre los paquetes de varillas y el concreto que los rodeaba, reduciéndose notablemente su capacidad de carga. En muchos casos se observaron desprendimientos y concreto a lo largo de las esquinas y tendencia a pandearse de los paquetes.

En un buen número de casos los daños en columnas fueron provocados por golpes entre edificios vecinos sobre todo cuando el nivel de las losas en uno y otro edificio era diferente.

Como se indicó al describir la evolución de los reglamentos de construcción del Distrito Federal, la separación entre edificios era en general insuficiente, sobre todo en edificios anteriores al reglamento de 1976, debido a la forma en que se calculaban las deformaciones y a que el sismo excedió considerablemente las aceleraciones de diseño.

También hubo muchos casos de daños causados por sobrecargas excesivas, debidas a cambios de destino con respecto al proyecto original, a acumulación de archivos, sobre todo en oficinas públicas, o a acumulación de otros materiales. En varios casos esto se sumó a deformaciones laterales excesivas de sistemas estructurales muy flexibles, del tipo 4 antes citado, provocando inestabilidad de conjunto y colapsos totales o parciales.

También hubo numerosos problemas asociados a la configuración de los edificios, entendida no solo como la forma exterior de la construcción, sino también relacionada con la distribución de los elementos estructurales y no estructurales y de las cargas.

En particular, el número de edificios dañados ubicados en esquinas fue muy alto, seguramente debido a la colaboración de muros de colindancia que se habían considerado no estructurales, lo que provocó grandes excentricidades y torsiones acopladas con la translación. Según la referencia 29, 42% de los edificios dañados eran de esquina.

La distribución irregular de elementos "no estructurales" en elevación, en edificios de departamentos o de oficinas, con plantas inferiores libres para estacionamientos o comercios, provocó varios casos de colapso parcial. Asimismo, variaciones en el tamaño de las plantas en elevación, debido a escalonamientos, lo que conduce a cambios bruscos de masa y rigidez, provocaron colapsos parciales en varios casos; este problema fue observado también en edificios que no tenían escalonamiento, pero en los que, debido a que están pegados a vecinos de menor altura en ambas colindancias, se propició un cambio brusco de rigidez, al recargarse el edificio alto en los bajos, en los niveles inferiores, sobresaliendo los superiores, que tuvieron serios daños. Si sólo

existía edificio bajo de un solo lado, el efecto anterior fue todavía más grave, al golpearse los edificios, por oscilación en direcciones contrarias fuera de fase.

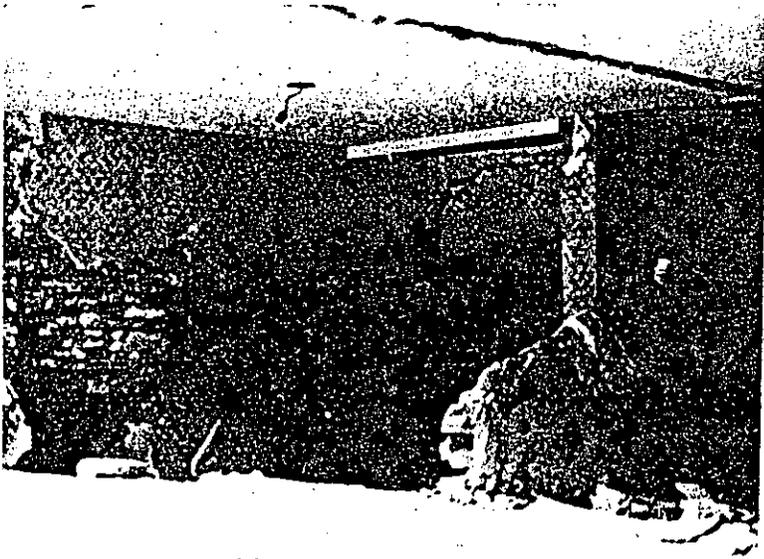
Los edificios con plantas de formas irregulares, como L, T o triangular, tuvieron en general mas comportamiento, provocado por las torsiones asociadas a excentricidades importantes.

Los daños en muros no estructurales fueron muy numerosos, ya que como se ha indicado es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura para evitar su colaboración. en los casos en que estos muros estaban uniforme y simétricamente colocados, seguramente contribuyeron a evitar daños mayores a las estructuras, tomando en cuenta que el sismo rebasó, como ya se ha dicho, las especificaciones de diseño; sin embargo, cuando estaban colocados desfavorablemente, como en los edificios en esquina o de plantas inferiores libres, provocaron daños mayores a los que hubieran ocurrido sin su colaboración.

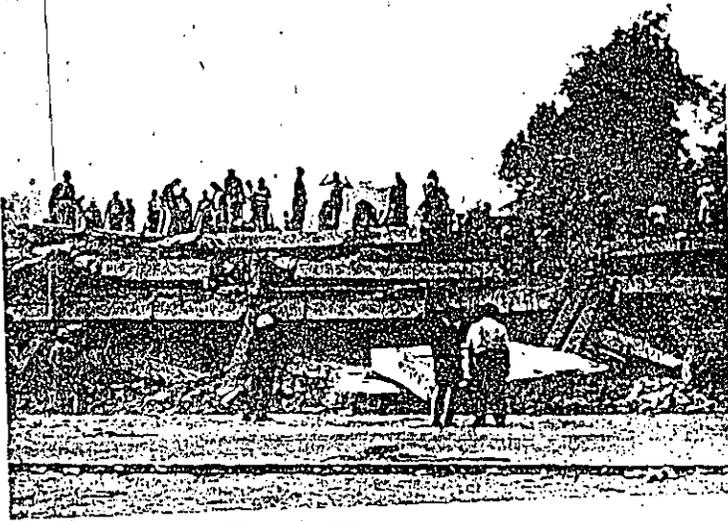
Hubo varios casos de estructuras dañadas por sismos previos y reparadas empleando distintos criterios. En algunos se conservó el sistema estructural original a base de marcos rígidos, aumentando la sección de traveses y columnas y colocando más refuerzo, pero sin poder garantizar la continuidad en los nudos, en otros se modificó el sistema estructural original, adicionando muros de rigidez de concreto reforzado, o bien elementos diagonales de contraventeo, en varias crujeas, algunas de estas reparaciones fueron exitosas, soportando el sismo satisfactoriamente en otras hubo daños nuevamente. Se están haciendo estudios detallados de algunos casos para conocer cuál sistema de reparación resulta más eficiente. Es probable que los que modifican drásticamente el sistema estructural original, adicionando elementos de gran rigidez y cambiando sensiblemente el periodo con que oscilaba la estructura, resulten más eficientes, pues sacan a la estructura de una condición de máxima respuesta en sismos previos, por coincidencia de sus características dinámicas con las del suelo.

Los movimientos del suelo fueron tan intensos en algunas zonas de la ciudad, que provocaron serios daños en instalaciones subterráneas, como tuberías de agua potable y drenaje. Hubo varios casos en que los rieles de tranvías se doblaron notablemente, lo que indica, como puede verse en el apéndice A, la gran intensidad en la escala de Mercalli modificada que alcanzó el sismo en esas zonas. Muchas banquetas, guarniciones y pavimentos resultaron también con daños notables.

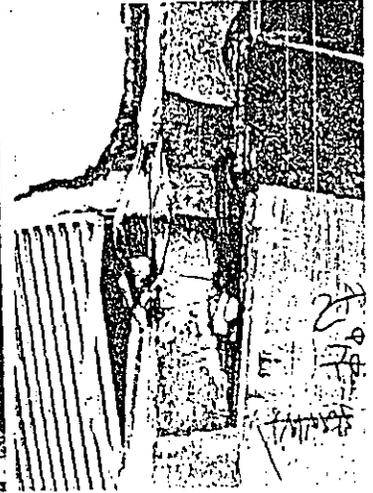
Hubo varios casos en que los daños se originaron por fallas en la cimentación de los edificios, al perder el suelo y los pilotes de fricción capacidad de carga durante el sismo, provocando el colapso total o asentamientos o desplomes importantes.



FALLAS EN MUROS



Derrumbe debido a falla de columnas.



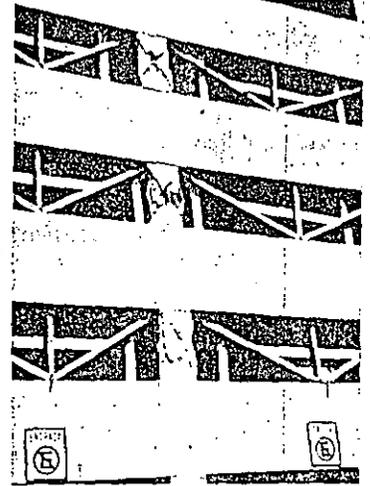
Falla de columna con refuerzo lateral insuficiente.



Falla de columna por cortante. Observe el descascaramiento del recubrimiento debido a concentración excesiva de acero vertical en poquetes de esquina.



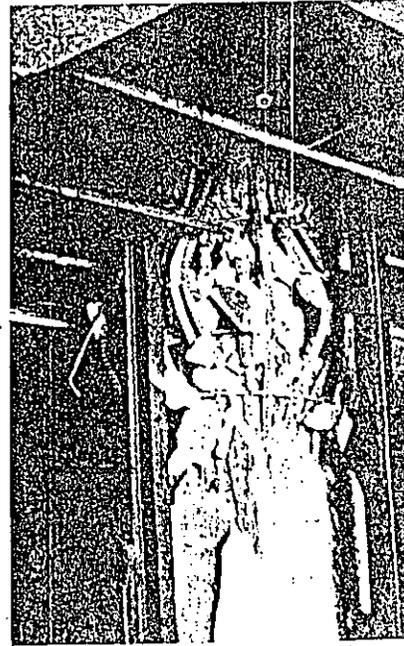
Falla de columna zunchada.



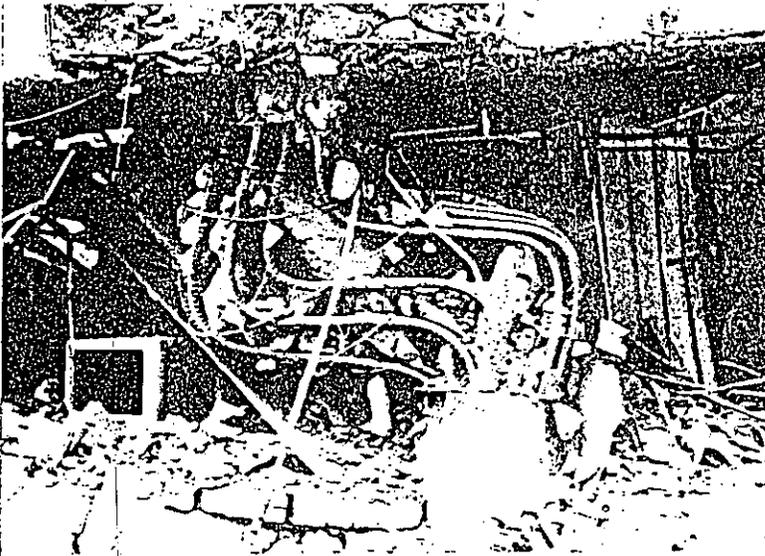
Columnas cortas.



FALLAS EN COLUMNAS



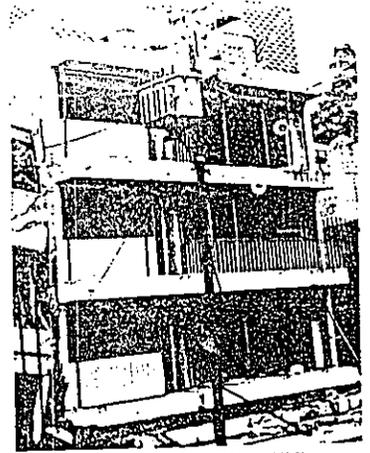
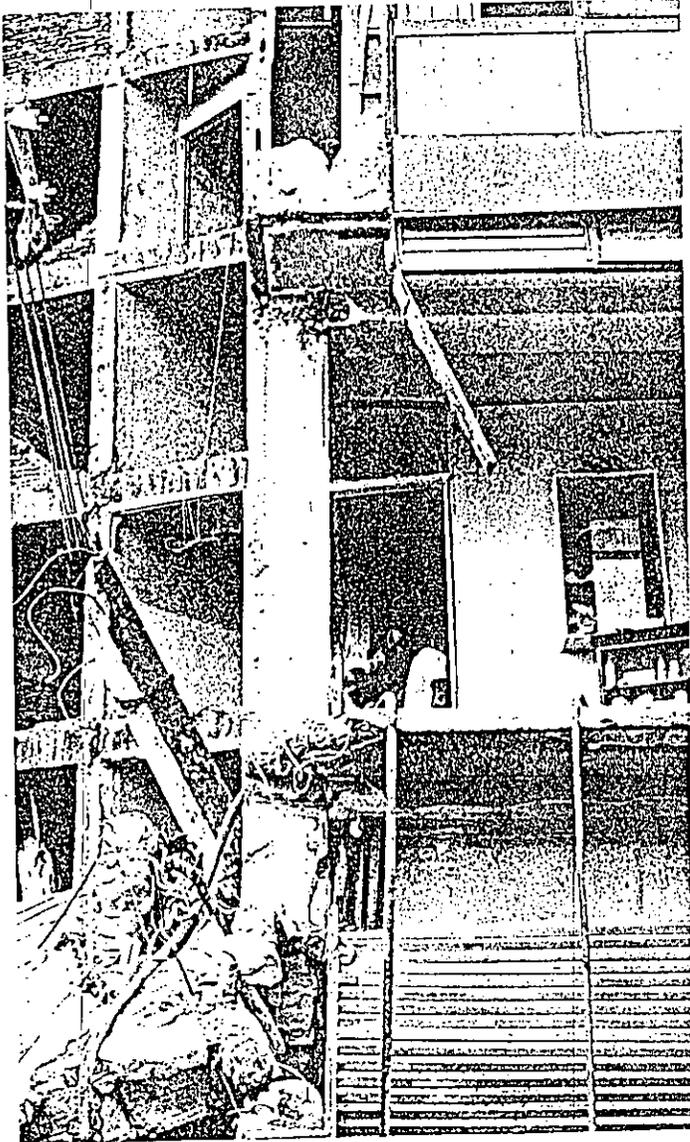
Fallas de columna por compresión ex-
céntrica.



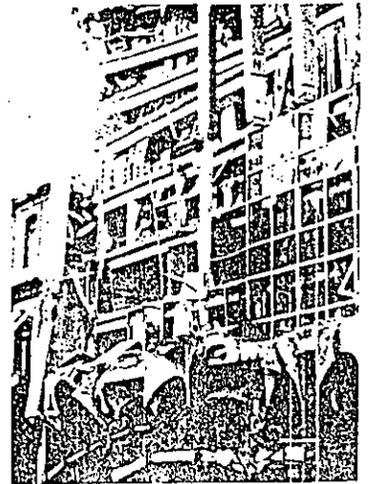
FALLAS EN COLUMNAS



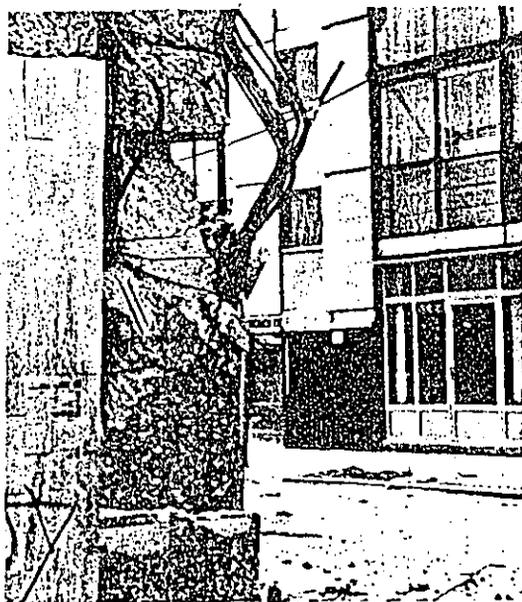
Falla de columna por cortante y fuer-
za axial.



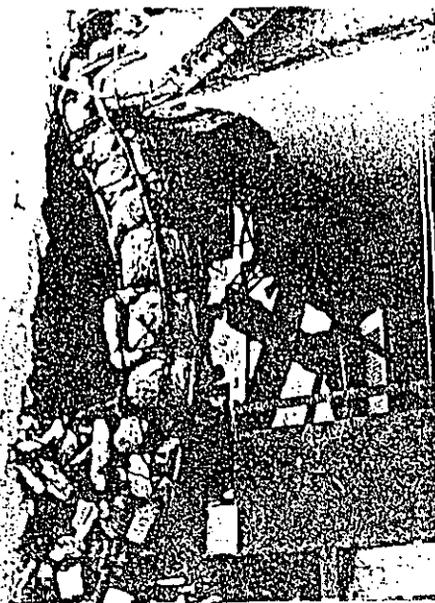
Derrumbe de planta baja débil.



Masa excesiva en pisos superiores.



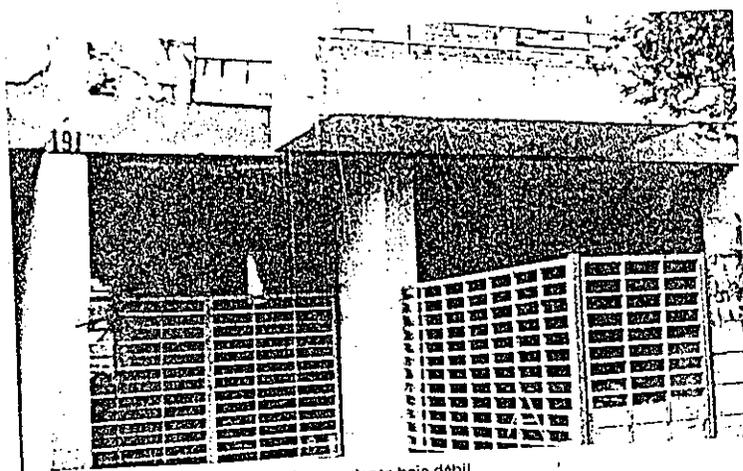
FALLA DE PAQUETE DE VARILLAS EN COLUMNAS



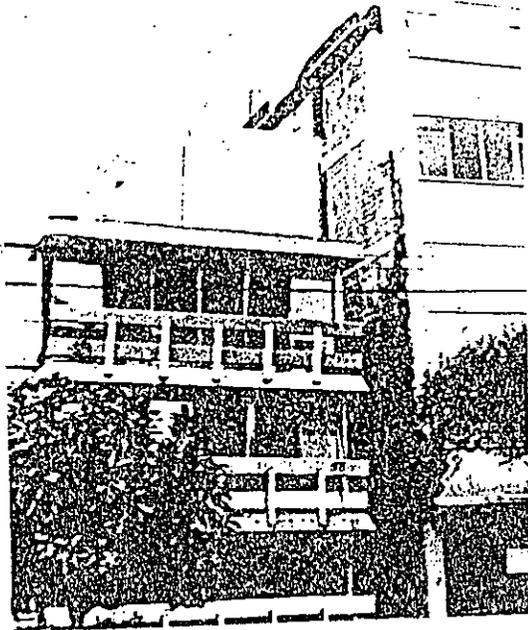
DAÑOS EN COLUMNAS POR GOLPEO CON VECIHOS.



SOBRE CARGAS EN EDIFICIOS



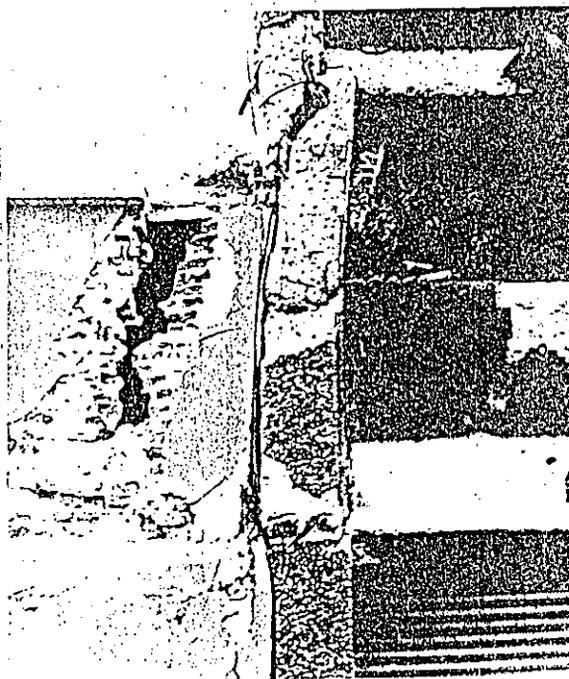
Fallo de columnas en edificio con planta bajo débil.



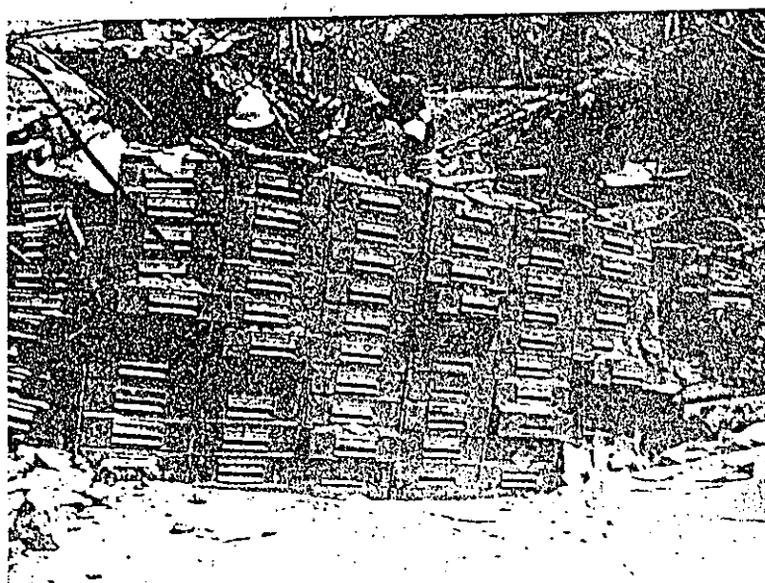
FALLAS EN EDIFICIO POR EL LLAMADO "PISO SUAVE"



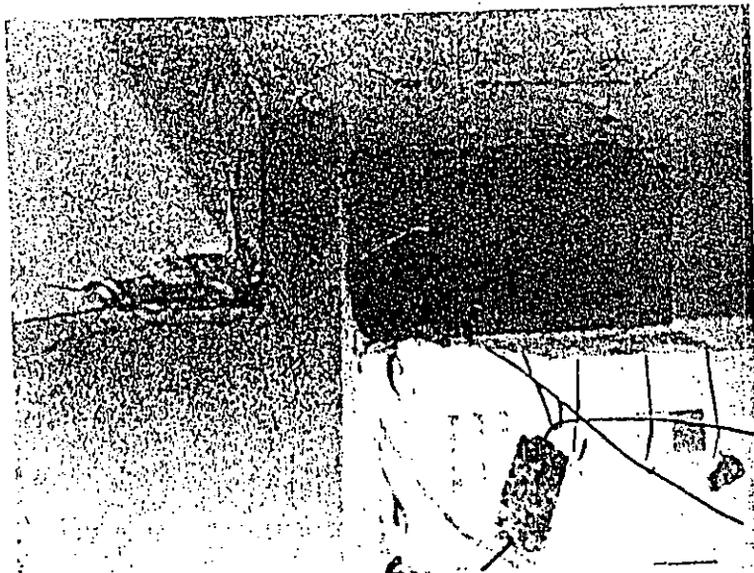
FALLA EN EDIFICIO POR EL LLAMADO "PISO SUAVE"



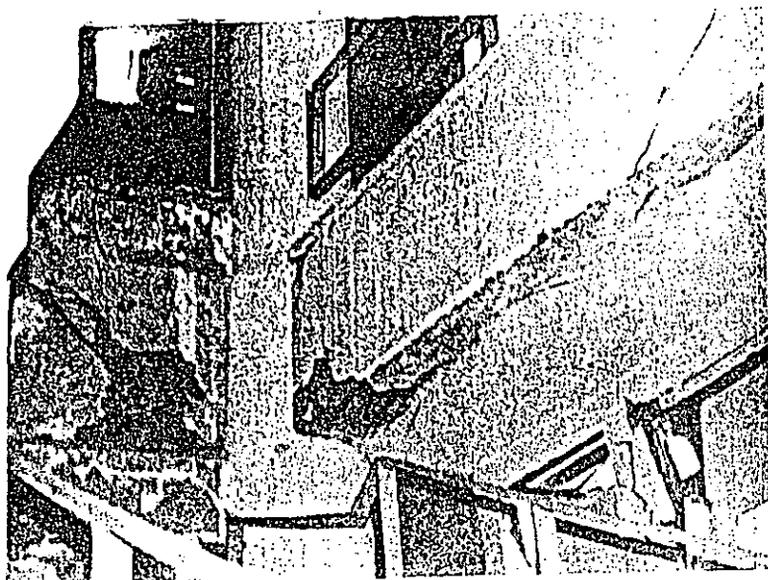
DAÑOS EN COLUMNAS POR GOLPETEO CON VECINOS



SOBRE CARGAS EN EDIFICIOS



FALLAS EN TRABES POR CORTANTE



FALLAS EN TRABES POR COMPRESION

CAPITULO IV

ANÁLISIS SÍSMICO

EFFECTO DE LOS SISMOS EN LAS CONSTRUCCIONES

Características dinámica.

El efecto de los sismos sobre las estructuras depende principalmente de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. El problema es sumamente complejo, pues las características dinámicas del movimiento son variables tanto durante un mismo temblor, como de uno a otro temblor, dependiendo de la distancia epicentral, profundidad focal y magnitud del sismo, así como del tipo de terreno en que estén desplantadas las estructuras.

Las características de interés del movimiento son la duración, la amplitud y la frecuencia, refiriéndose la amplitud a los máximos valores que se alcanzan durante el sismo, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo y la frecuencia al número de ciclos de oscilación del movimiento por unidad de tiempo. En general, en terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, lo que indica que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, sintiéndose el movimiento mucho más violento y rápido que en los terrenos blandos, donde es más lento; los desplazamientos y la duración total suelen ser mucho mayores en el terreno blando.

Por otro lado, las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades elástico - geométricas de los elementos que forman la estructura, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como a incertidumbres en cuanto a la colaboración a la resistencia y rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura; también es poco frecuente incluir la participación de la cimentación y del suelo circundante en la determinación de las propiedades dinámicas de un edificio.

Criterios De Diseño Sísmico.

Los criterios de diseño por sismo (filosofía de diseño sísmico) adoptados por la mayor parte de los reglamentos de construcción de los países que tienen problemas sísmicos establecen la necesidad de diseñar las estructuras para resistir, sin daños, sismos de baja intensidad, de ocurrencia relativamente frecuente, prevenir daños estructurales y minimizar daños no estructurales que pudieran ocurrir en sacudidas ocasionales de intensidad media y evitar el colapso o daños serios en caso de sacudidas del terreno de intensidad extrema, pero de probabilidad de ocurrencia muy baja, permitiendo daños no estructurales y aún estructurales en este caso. Esto obedece, como se indicó anteriormente, a motivos económicos, considerando muy baja la probabilidad que de que se presente un sismo muy intenso, igual o mayor que el propuesto para diseño, durante la vida útil de la estructura.

Sin embargo, se reconoce que los datos estadísticos actuales no permiten desarrollar correctamente estos criterios de diseño, lo cual fue claramente demostrado con el sismo de septiembre de 1985 que rebasó ampliamente las previsiones que se tenían para diseño.

En los criterios en vigor se aprovecha la propiedad de ductilidad de las estructuras, la que también es útil para compensar la subestimación del máximo sismo que puede

presentarse en un lugar, por falta de información adecuada, como ocurrió en el sismo del 85'.

En los reglamentos se proponen usualmente valores máximos para diseño, estimados con base en la información estadística de que se disponga, considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico. Suelen proponerse espectros para diseño, obtenidos como una envolvente de espectros de respuesta de distintos temblores, escalados a una cierta intensidad. Para el cálculo de las fuerzas equivalentes al sismo se permite reducir por ductilidad los valores máximos antes mencionados, dependiendo del tipo de estructura, ya sea de marcos rígidos, muros de carga y rigidez, o combinación de estos sistemas, de la regularidad de la estructura, de los materiales con que está hecha y de los cuidados que se tengan en el detallado y construcción.

Métodos De Análisis Por Sismo.

La Ingeniería Sísmica empezó a desarrollarse y a proponer recomendaciones para diseño sísmico hace unos sesenta años, después del temblor de 1923 en Japón, donde se vio que algunas estructuras diseñadas con ciertos principios habían resistido el sismo satisfactoriamente. Al principio los avances fueron relativamente lentos pero poco a poco se ha logrado mejorar los criterios de diseño en el ámbito internacional, sobre todo a raíz de la creación de la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica, que organiza cada cuatro años aproximadamente, a partir de 1956, congresos mundiales de Ingeniería Sísmica, donde los ingenieros de todo el mundo tienen oportunidad de intercambiar ideas y experiencias. Esos congresos mundiales se han celebrado en los Estados Unidos de América en 1956, Japón en 1960, Nueva Zelanda en 1965, Chile en 1969, Italia en 1973, la India en 1977, Turquía en 1980 y nuevamente en los Estados Unidos de América en 1984 y en Japón en 1988, cada vez con mayor cantidad de ponencias y participantes. Además de las memorias de los distintos congresos, la Asociación ha editado también una publicación que resume los distintos reglamentos de

diseño sísmico de los países miembros, México entre ellos, donde se puede ver el grado de desarrollo alcanzado en cada país .

En nuestro país el interés por la ingeniería sísmica se desarrolló de manera importante después del temblor del 28 de julio de 1957, que causó grandes destrozos en la Ciudad de México, dando lugar a la revisión del reglamento de construcción existente y propiciando la investigación e instrumentación sísmica.

En general, como se dijo antes, el problema dinámico que originan los temblores en las estructuras es sumamente complejo y difícil de representar analíticamente, por lo que en los reglamentos se recomiendan usualmente métodos de análisis relativamente simples, que tratan de representar los efectos del sismo a través de fuerzas horizontales aplicadas en los distintos niveles de un edificio, evaluadas ya sea por un método estático o bien por métodos dinámicos que tratan de ser más preciso.

4.1 ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADO.

Para las estructuras más comunes, que son construcciones de muros de carga de mampostería de uno a tres niveles, existen métodos estáticos simplificados, que pueden emplearse si se cumple con una serie de requisitos; con estos métodos sólo se necesita revisar si la capacidad resistente de la mampostería a fuerza cortante es suficiente, sin tener que calcular desplazamientos laterales momentos de volteo y efectos torsionales.

Para las estructuras más comunes, que son construcciones de muros de carga de mampostería de uno a tres niveles, existen métodos estáticos simplificados, que pueden emplearse si se cumple con una serie de requisitos; con estos métodos sólo se necesita revisar si la capacidad resistente de la mampostería a fuerza cortante es suficiente, sin tener que calcular desplazamientos laterales momentos de volteo y efectos torsionales.

Requisitos y descripción.

De acuerdo con el artículo 238 de R. C. D. F., es aceptable efectuar un análisis estático simplificado en estructuras que satisfagan simultáneamente los siguientes requisitos:

- 1.- En cada planta, al menos el 75 % de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento del D. F. , en las Normas Técnicas Complementarias.
- 2.- En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20° , estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de los muros.
- 3.- La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 239 de este Reglamento.
- 4.- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Para aplicar el método simplificado, según lo prescrito en el artículo 239, se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se describe en el método estático, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la siguiente tabla, y debiéndose verificar por lo menos dos direcciones ortogonales. Nótese que estos coeficientes ya incluyen el factor de reducción por ductilidad.

Zona	Muros de piezas macizas			Muros de piezas huecas		
	Altura de la construcción			Altura de la construcción		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor De 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.1	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Nota: Los valores se refieren a estructuras del grupo B, para estructuras del grupo A hay que multiplicar por 1.5.

En el cálculo de las resistencias al corte, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h , y la longitud, L , exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33 L/h)^2$

4.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.

Los métodos más comúnmente empleados en el análisis sísmico son los llamados estáticos; las fuerzas equivalentes al efecto sísmico se valúan considerando una aceleración en el nivel inferior (coeficiente sísmico) reducida por ductilidad, que, al multiplicar por el peso total del edificio, da como resultado una fuerza cortante en la base del mismo. Esa fuerza total se reparte a los distintos niveles de función de su peso y ubicación con respecto al nivel inferior, tratando de obtener una envolvente del comportamiento de la estructura a la excitación en su base. En estos métodos sólo se requiere conocer la ubicación y destino de la estructura para asignarle un coeficiente sísmico adecuado, que tome en cuenta el tipo de terreno en que se desplantará y el tipo de ocupación que tendrá; el sistema estructural y los materiales que se emplearán, para

estimar la ductilidad que podrá desarrollarse y reducir las fuerzas en función de los pesos de los distintos niveles, la ubicación de su centroide y sus alturas respecto a la base, para evaluar el cortante basal, repartirlo a los distintos niveles y obtener momentos de volteo y efectos torsionales. Se requiere también conocer las rigideces de los distintos elementos resistentes, para calcular los desplazamientos máximos probables y estimar los efectos que el sismo ocasionará en cada elemento estructural: trabes, columnas, losas y muros.

Esté método es aplicable a estructuras no muy esbeltas y en problemas usuales se idealiza un fenómeno dinámico de la estructura como son el amortiguamiento y su comportamiento inelástico al someterla a movimientos fuertes, ya que ésta puede responder elásticamente hasta cierto límite, a partir del cual el comportamiento se vuelve inelástico y las deformaciones no son proporcionales a las fuerzas aplicadas.

En el desarrollo de este método se consideran varias hipótesis, entre las cuales la más importante es que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes horizontales en una sola dirección, paralela a su plano. Se supone además, que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y que trabajan independientemente. En tal caso siempre será posible descomponer la cortante sísmica del entrepiso en dos componentes que satisfagan ésta condición.

Dado que es necesario determinar las fuerzas laterales, se supone un sistema de un grado de libertad, para distribuir la fuerza cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar en su primer modo natural. La fuerza cortante basal se determina como:

$$V = C_s W \quad 4.1$$

en donde W es el peso total de la estructura, C_s es el coeficiente de cortante basal para cuya determinación, el Reglamento de Construcción del Distrito Federal admite dos opciones. Si no calcula el periodo natural de la estructura, este coeficiente debe tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por el factor de comportamiento sísmico Q , o sea :

$$C_s = \frac{c}{Q} \quad 4.2$$

Esta forma de proceder es muy conservadora, ya que cuando el período de la estructura se encuentra fuera de la zona de ordenadas máximas pueden hacerse reducciones importantes en C_s . La segunda opción permite hacer una estimación aproximada del período natural, T .

Si este corresponde a la zona plana, es decir, si se encuentra entre los valores T_1 y T_2 de los espectros de diseño establecidos en el Reglamento, no se pueden hacer reducciones por este concepto y C_s se calcula con la expresión 4.3.

Si $T < T_1$ el coeficiente basal C_s puede tomarse igual a la ordenada del espectro reducido que da lugar a la rama ascendente del espectro de diseño,

$$C_s = \frac{1 + (3T / T_1) \cdot (c/4)}{1 + (Q-1) \cdot (T / T_1)} \quad 4.3$$

Finalmente, si $T > T_2$ la estructura se encuentra en la zona correspondiente a la rama descendente del espectro. En esta zona sería poco conveniente tomar el coeficiente basal igual a la ordenada espectral máxima, para un método estático en que se ignoran los efectos de modos superiores. Por ello, el coeficiente basal C_s debe ser mayor que la ordenada espectral correspondiente al período de la estructura.

Para tomar en cuenta lo anterior, el RCDF especifica una reducción en el coeficiente de cortante basal que va aparejada a una modificación en la distribución de fuerzas

laterales con la altura y para cuya determinación puede considerarse inicialmente el mismo valor de C_s especificado por la ecuación 4.2 y realizar toda la corrección de las fuerzas aplicadas en los diferentes niveles, como se explicara más adelante.

Para emplear esta segunda opción en que se permiten reducciones al coeficiente C_s , es necesario conocer el período natural de la estructura. Para su determinación debería realizarse, estrictamente, un análisis dinámico de la misma: sin embargo, son admisibles, para estructuras regulares, estimaciones aproximadas del período. Un procedimiento muy usual para el cálculo del período fundamental de un edificio es el siguiente:

$$T = 0.1 N \quad N \text{ es el número de pisos del edificio.}$$

$$T = 0.089 N \quad \text{Para estructuras de concreto reforzado.}$$

Asimismo, cuando la rigidez a cargas laterales es proporcionada exclusivamente por marcos rígidos de concreto reforzado o de acero:

$$T = C_t H^{0.75} \quad 4.4$$

en que C_t es una constante que vale 0.06 para marcos de concreto y 0.085 para marcos de acero; H es la altura total de la estructura, en metros.

Cuando la rigidez a cargas laterales participan otros elementos diferentes a marcos rígidos, como muros o arriostramientos:

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}} \quad 4.5$$

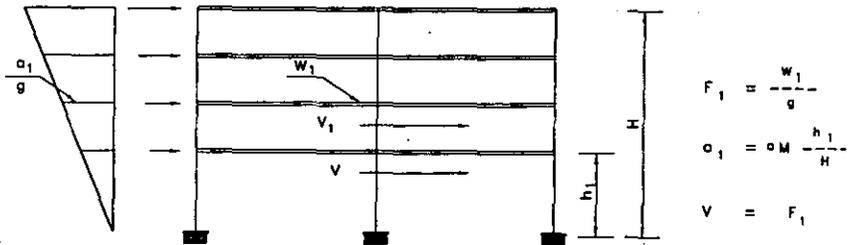
en donde L es la longitud total del edificio en la dirección considerada en m.

Una forma más precisa para la determinación del período fundamental es la recomendada por el R.C.D.F.

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum F_i X_i} \right]^{1/2} \quad 4.6$$

en donde W_i es el peso de la masa ubicada en el nivel i . F_i la fuerza que según el análisis estático debe aplicarse en el nivel i y X_i es el desplazamiento lateral que las fuerza producen en el nivel en cuestión.

Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumada dan lugar a dicha cortante total. El Reglamento del D. F. acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo en la punta, de ello resulta que la fuerza lateral en cada piso vale:



DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES CON LA ALTURA SEGUN EL METODO ESTATICO

$$F_i = \frac{W_i}{g} \cdot a_i = \frac{W_i}{g} \cdot \frac{h_i}{H} \cdot a_m$$

$$V = \sum F_i = \frac{a_m}{H} \cdot \sum \frac{W_i}{g} \cdot h_i$$

$$a_m = \frac{V \cdot H \cdot g}{\sum W_i \cdot h_i}$$

$$F_i = ((W_i h_i) / (\sum W_i h_i)) * V = ((W_i h_i) / (\sum W_i h_i)) C_s W \quad 4.7$$

Con esta última expresión se determinan las fuerzas aplicadas en cada masa. En edificios, la masa se considera al nivel de cada losa de piso.

Se exceptúa el caso de las estructuras en que se haya determinado el período natural y en que éste resultó mayor que T , para las cuales las fuerzas en cada piso deben determinarse con la expresión:

$$F_i = (K_1 h_i + K_2 + h_i^2) * C_s W_i \quad 4.8$$

en que:

$$K_1 = q [1 - r (1 - q)] (\sum W_i / (\sum W_i h_i))$$

$$K_2 = 1.5 r q (1 - q) (\sum W_i / (\sum W_i h_i))$$

$$q = [T_2 / T]^r$$

h_i es nuevamente la altura del nivel i

4.3 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.

Los métodos dinámicos se aplican en la determinación de los efectos sísmicos en edificios altos, cuya respuesta puede complicarse por la participación de modos superiores de vibrar, así como por las posibles variaciones de masa y rigidez en elevación. Es necesario elaborar modelos matemáticos más o menos refinados de la estructura, tomando en cuenta en ocasiones su carácter tridimensional, para calcular las formas en que puede oscilar y los periodos correspondientes, empleando computadoras. Con estos datos se estima, mediante un espectro de diseño, la máxima respuesta de cada uno de los modos de vibrar y se combinan para obtener las fuerzas máximas probables que actuarán sobre la estructura, debido al sismo de diseño.

Cabe mencionar que, para el cálculo de desplazamientos, no se permite reducir las fuerzas, pues se estima que los desplazamientos elásticos bajo las fuerzas máximas son aproximadamente iguales a los calculados con las fuerzas reducidas, multiplicados por el factor de reducción por ductilidad, ya que al reducir las fuerzas se está permitiendo que la estructura se deforme inelásticamente.

El artículo 241 del Reglamento especifica como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuesta ante temblores específicos. Se tiene que emplear algunos de estos métodos cuando no se satisfacen las limitaciones que existen para aplicar el método estático.

Lo que sigue de este capítulo tratará en su mayor parte del denominado análisis modal, que con más propiedades debe llamarse análisis modal espectral, porque implica el uso de los conceptos de modos de vibrar, aunque para definir la excitación sísmica se emplean acelerogramas de temblores y no espectros.

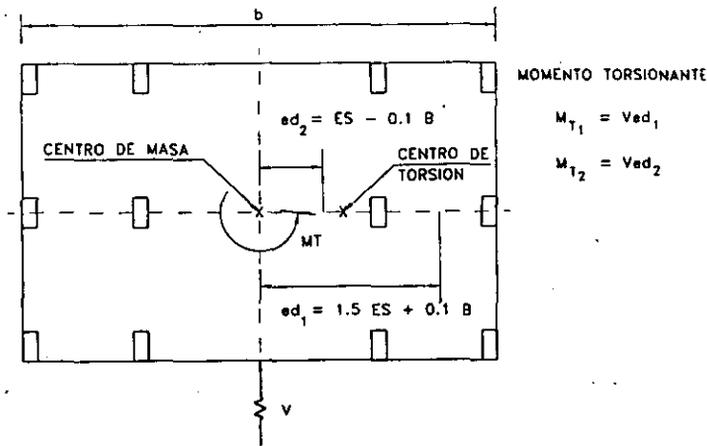
Análisis modal espectral

Espectros de diseño (visto en Capítulo I)

4.4 DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE SÍSMICO.

Efecto De Torsión.

Con los análisis anteriores se resuelven el problema como nivel bidimensional. La estructura es, sin embargo, tridimensional y debe ubicarse la posición de las fuerzas sísmicas en la planta de cada nivel. Tratándose de fuerzas de inercia, debe pensarse en una serie de fuerzas aplicadas en cada unidad de masa del piso en cuestión. Es usual que el piso tenga una estructura que los haga muy rígido en su plano, de manera que se moverá como un cuerpo rígido y podrá considerarse la resultante de dichas fuerzas elementos aplicadas en el centro de masa del piso en cuestión. Fig. 4.1



EXCENTRICIDAD DE DISEÑO PARA DETERMINACION DE EFECTOS DE TORSION

Fig. 4.1

Esta fuerza de inercia debe ser resistida por los diferentes elementos verticales que constituyen la estructura. Cuando no hay excentricidad entre las resultantes de las fuerzas actuantes y resistentes, las fuerzas sísmicas actuantes producen un movimiento de translación del sistema de entrepiso, de manera que puede definirse como rigidez de entrepiso a la fuerza cortante lateral que se requiere para producir un desplazamiento unitario del piso. Los elementos que constituyen a la rigidez lateral del entrepiso son generalmente marcos planos o muros, así que pueden identificarse ejes en los que están colocados los elementos resistentes. Cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a su rigidez de entrepiso o sea:

$$V_j = V \frac{R_j}{\sum R_j} \quad 4.4.1$$

En que:

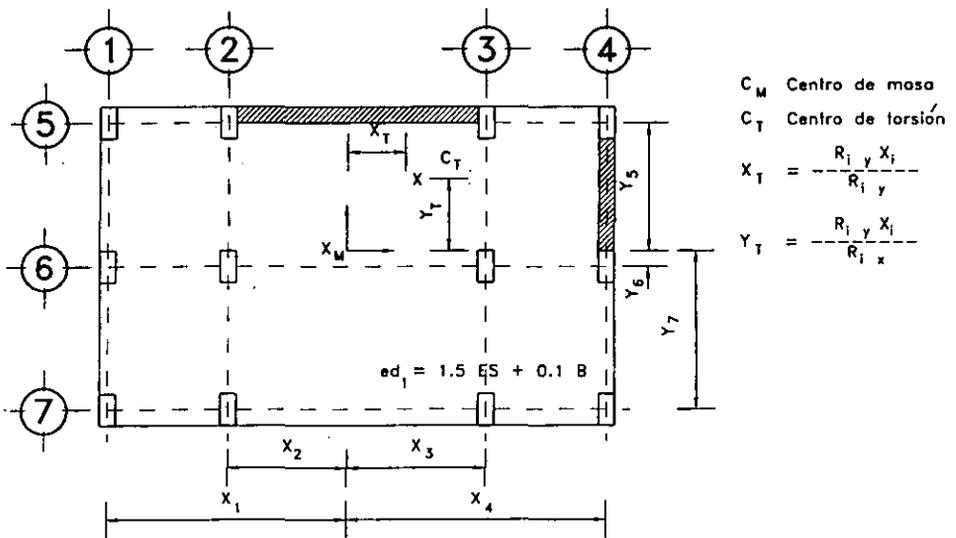
- V es la fracción de la fuerza cortante total en el piso en estudio.
- V_j que es absorbida por el eje j,
- R es la rigidez de entrepiso del eje j

Cuando las rigideces de cada eje están distribuidas de manera simétrica en el piso, la resultante de las fuerzas resistentes coincide con el centro geométrico de la planta y, por tanto, en general con la línea de acción de la fuerza actuante. Es frecuente, sin embargo, que los ejes de más rigidez no estén dispuestos simétricamente, en cuyo caso la resultante de las fuerzas resistentes estará situada en un punto llamado centro de torsión o centroide de rigidez.

Al no coincidir este centroide con la línea de acción de la fuerza cortante, se produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante de entrepiso por la distancia entre el centro de masa y el centro de torsión. El centro de torsión tiene, por equilibrio estático, las coordenadas siguientes:

$$X_T = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} \qquad Y_T = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}} \qquad \text{-----4.4.2}$$

En que, R_{ix} y R_{iy} , son las rigideces de entrepiso de cada eje, en dirección x o y, con respecto al centro de masa.



DETERMINACION DEL CENTRO DE TORSION

El par de torsión da lugar a que el piso, además del movimiento de traslación sufre una rotación, por lo cual algunos ejes estarán sujetos a fuerzas cortantes que son aditivas a las producidas por la traslación, mientras que en otros las cortantes son de signo contrarios. Hay que notar que una excentricidad en una dirección produce cortantes tanto en los ejes orientados en la dirección x , como en los orientados en la dirección y . La magnitud del cortante que toma cada eje se determina como:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{iT}}{\sum [R_{ix} Y_{ix}^2 + R_{iT} X_{iT}^2]} \cdot V_x e_y \quad \text{----- 4.4.3}$$

Con el procedimiento descrito se llega a determinar el sistema de fuerzas que actúa en cada eje resistente y se puede así realizar, el análisis de los elementos planos que constituyen la estructura. Con los métodos automatizados de análisis no es necesario subdividir la estructura en ejes resistentes en dos direcciones ortogonales; es posible hacer el análisis tridimensional, una vez determinada la posición de la fuerza actuante en cada nivel e incluir los efectos de traslación y los de rotación.

Cabe agregar, que el R. C. D. F. estipula que se entenderá por excentricidad de resistencias al corte, e_r , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortantes en el entrepiso que se considera y la fuerza cortante en ese nivel.

Dicha excentricidad estará en función de la excentricidad torsional (e_s) y de la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de e_v y e_s ; asimismo, influirá el valor del factor de comportamiento sísmico de la estructura para su determinación.

Al lograrse un valor de ésta excentricidad, menor a una cierta tolerancia específica, se pretende evitar daños en elementos estructurales y no estructurales por deterioro de sus resistencia, al ser sometidos a los efectos sísmicos

CAPITULO V

CRITERIOS DE CIMENTACIONES.

Generalidades:

Las partes que forman la estructura de un edificio son:

- ✦ Subestructura.
- ✦ Superestructura

La subestructura tiene por objeto recibir las cargas vivas, muerta y accidentales que bajan a ella a través de la estructura y transmitir las al suelo soportante.

La superestructura es la parte de la estructura que ligada a la subestructura tienen por objetivo principal proporcionar espacios aprovechables para el fin asignado al edificio.

Se llama cimentación al conjunto formado por la subestructura, incluyendo en ella los pilotes o las pilas cuando los hubiere y el suelo en que se desplanta. Por costumbre se aplica el término cimentación sólo a la subestructura.

Se denomina incremento de carga a la diferencia tenida en la presión que se ejerce en un suelo después de añadirle el peso del edificio y restarle el del material extraído.

Conocemos como capacidad de carga a la presión que ejercida sobre el suelo produce en él cualquier tipo de falla por mínima que sea.

SUELO SOPORTANTE.

Es aquel que directamente recibe las cargas que le transmite el edificio a través de su subestructura. Para que las cargas se transmitan adecuadamente y evitar hundimientos diferenciales, es indispensable eliminar cualquier relleno o capa vegetal que impida desplantar directamente en el estrato resistente. Cuando la capa resistente no se encuentre a profundidades razonables de utilización, por costo o procedimiento constructivo, se alcanzará mediante pilas o pilotes de punta y si aún no se lograra, se mejorará o se utilizarán pilotes de fricción.

Estudios Previos Al Suelo.

Un buen estudio geotécnico para determinar las propiedades del suelo en que se desplantará la subestructura debe contener una recopilación de la información previa existente, una verificación visual de la zona aledaña e integrar los estudios de campo y las pruebas de laboratorio que permitan un adecuado diseño de la cimentación. El procedimiento es el siguiente:

- a) Se hará reconocimiento ocular del sitio y una investigación de la información existente, mediante:
 - La obtención de las cartas geológicas del INEGI.
 - Un recorrido del lugar buscando la existencia de: fallas geológicas próximas, cañadas o cortes cercanos, rellenos probables y minas o cavernas.

Para el estudio preliminar del suelo se seguirá la siguiente secuencia:

- a).- Se harán sondeos a cielo abierto o perforaciones con equipo. El RCDF recomienda un sondeo por cada 80 m de perímetro en zonas de transición y de lomas y uno por cada 120 m en la zona del lago.

- b).- Con los datos de los sondeos se determinará el perfil estratigráfico del suelo. Por economía pueden usarse barrenos o penetración estándar que proporcionarán muestras alteradas. Conviene profundizar el sondeo hasta que la influencia de la carga sea despreciable.
- c).- De requerirse se buscará con métodos geofísicos la existencia de irregularidades dentro de la masa de suelo, por ejemplo cavernas.
- d).- Se determinará el nivel freático.
- e).- Si fuese necesario se obtendrán muestras inalteradas para estudios de laboratorio. (véase la sig. tabla)

Tipo de sondeo	Método	Terreno	Empleo		
Preliminar	Perforación Con barreno	Suave	Determinación de la estratigrafía y nivel freático	Limitado a 70 m	Alterada.
	Penetración cónica	Cualquiera	Útil en la localización de estratos resistentes	Aprox. 70 m	No se obtiene.
	Penetración estándar	Suelos blandos/ arenas	Método rápido y económico	Aprox. 70 m	Alteradas.
	Pozo a cielo abierto	Cualquiera	Permite tomar muestras directamente	6 u 8 m máximo	Inalteradas
	Tubo Shelby	Blando		70 m máx.	
	Rotario	Gruesos/ rocas	Determina el grado de fracturación y alteración	70 m máximo	
Geofísico	Sísmico/ de resistividad eléctrica	Para estudios preliminares, cuando la geología es errática o hay cavernas		30 ó 40 m	No se obtienen.

Pruebas de laboratorio

Su objetivo es predecir el posible comportamiento del suelo, mediante la determinación de:

- Contenido de humedad.
- Límite de líquido.
- Límite plástico.
- Índice de plasticidad.
- Relación de vacíos.
- Grado de saturación.
- Peso volumétrico húmedo.
- Peso volumétrico seco.
- Densidad de sólidos.
- Resistencia a la compresión.
- Cohesión.
- Resistencia al corte.
- Porcentaje de finos.
- Porcentajes de arena y grava.
- Ángulo de fricción interna.

Pruebas de campo.

Por ser limitadas en sus alcances se usan como complemento de los resultados de laboratorio o para pequeñas obras:

- ✓ Veleta. Proporciona la resistencia al cortante en suelos blandos.
- ✓ Placa. En condiciones limitadas proporciona la capacidad de carga del suelo.

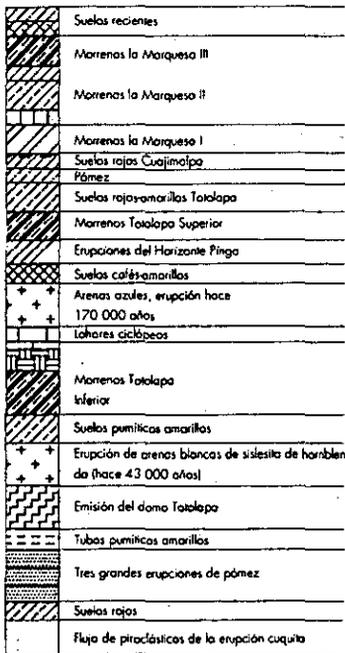
EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Gran parte de la ciudad de México está ubicada sobre el lecho de un lago que hubo en el valle del mismo nombre. Su cuenca permaneció durante milenios sin comunicación hidráulica con las vecinas debido al contorno cerrado por volcanes, montañas y cerros que impidieron hubiera un río que permitiera a sus aguas fluir fuera de él. Fue hasta el siglo XVIII que se abrió artificialmente la primera salida mediante un corte o tajo en uno de sus puertos. Posteriormente se han construido dos túneles, con lo cual quedó comunicada hacia el exterior. La anterior situación generó que todo el material fino acarreado se acumulara en el fondo del lago en capas a las que periódicamente se le intercalaban otras de arenas y piedras pumíticas producto de las expulsiones de diversos volcanes, fundamentalmente del Xitle. Por último, los habitantes de la zona hicieron rellenos para transitar o construir sobre el antiguo lago, todo lo cual puede verse en los perfiles de las tres zonas que la caracterizan:

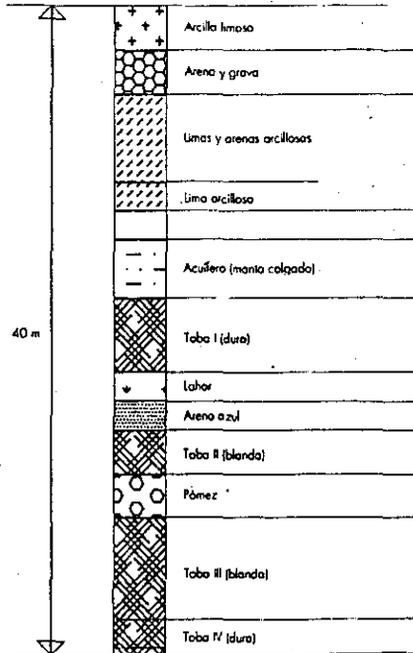
- La zona alta o de lomerío.
- La zona de transición.
- La zona lacustre.

En la zona de lomerío predominan las morrenas y los suelos rojos y amarillos característicos de los periodos de glaciación, con capas intermedias de arenas azules y pumíticas producto de erupciones volcánicas. En la zona de transición, denominada así cuando la profundidad del suelo del lomerío no está a más de 20 m, predominan las tobas, los limos y las arenas arcillosas, generalmente producto de acarreos. (véase fig. 5.1.1)

Por último, la zona lacustre, donde en su mayoría son arcillas con alto contenido de agua y lentes intermedios de arenas compactadas. Tienen como característica que los estratos de arcilla amplifican en forma importante las ondas sísmicas especialmente para su periodo natural, el que varía entre 1 y 4 segundos dependiendo fundamentalmente de su espesor. (véase fig. 5.1.2)



a) Estratigrafía típica en la zona de lomas



b) Estratigrafía típica en la zona de transición

Figura 5.1.1

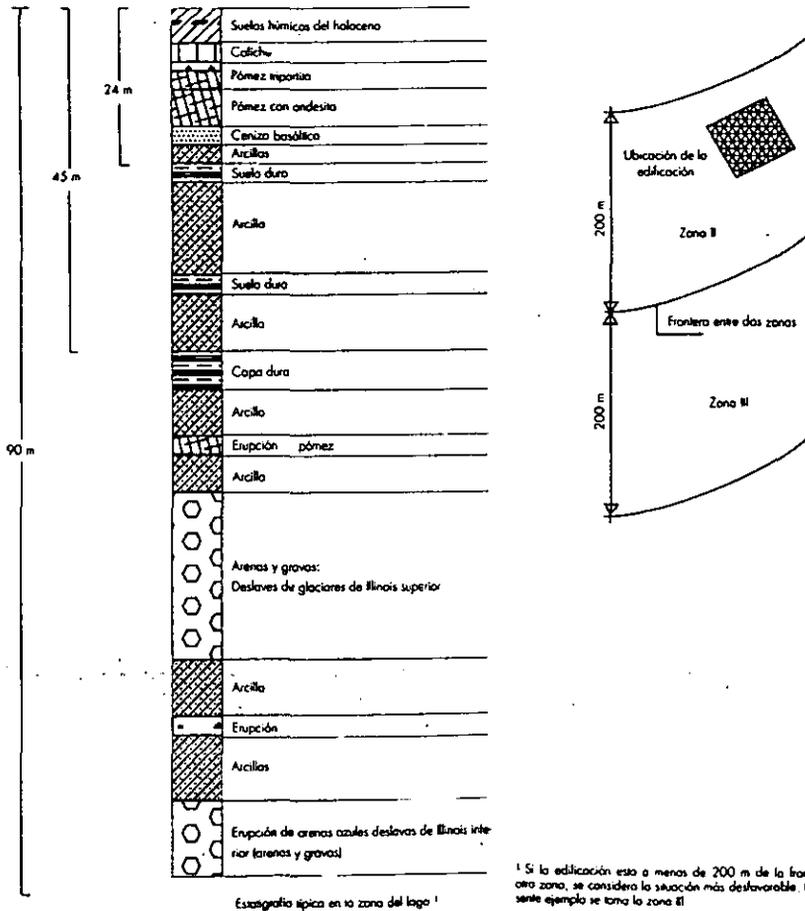


Fig. 5.1.2

CIMENTACIONES USUALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

La arcilla saturada de la zona lacustre es un material del cual vulgarmente se dice es "jabonoso" por sus características plásticas. Lo anterior ha originado que el RCDF especifique requisitos más severos en esta zona mediante la aplicación de coeficientes sísmicos según el tipo de estructura y del suelo en que se asienta, provocando edificios altamente reforzados en la zona III o lacustre que en las otras zonas.

La selección de una cimentación, como se sabe, está en función de las cargas que se van a transmitir y de la capacidad de carga del suelo para soportarlas. En la ciudad de México, como consecuencia de estos factores, las cimentaciones más usadas en las zonas II y III, que son las de transición y del lago, con poca capacidad de carga y alta compresibilidad, predominan las zapatas corridas y las losas de cimentación para los edificios de 2 o 3 niveles, cajones de cimentación para los de 4 a 6 o 7 niveles y una combinación de cajón y pilotes para edificios más altos. Si los pilotes son de punta y el edificio es de poco peso, frecuentemente se apoyan en un estrato resistente formado por una lente de arena de 2 a 3 m de espesor y que está aproximadamente a 25 o 30 m de profundidad. Cuando requieren mayor resistencia se van a otro estrato que se ubica entre los 40 y 50 m y tienen un espesor de 5 a 6 m. Si se usan pilotes de fricción, evitan que la punta de éstos llegue a apoyarse en estratos resistentes, porque como consecuencia del hundimiento que persiste en la ciudad, los edificios que no toman adecuadamente esta precaución emergen con el tiempo, generando en sus pilotes efectos nocivos al "colgarse" de ellos las arcillas, produciendo un efecto de fricción negativa.

Mejoramiento De Suelos.

En general, como ya se dijo, es conveniente desplantar la cimentación en un estrato resistente, sin embargo hay ocasiones en que el poco peso de la estructura o el alto costo de hacerlo a grandes profundidades invitan a tratar de mejorar el suelo; si ése es el caso, antes de construir encima hay que hacer pruebas severas garantizar que se logró dar las características requeridas. Se dan las siguientes recomendaciones:

Suelos rocosos

Si su superficie presenta grandes irregularidades, es conveniente rellenarlas con macizos de concreto, preferentemente de tipo ciclópeo, en que consiste en introducir grandes piedras dentro de la masa de concreto.

Cimentaciones Convenientes Según El Tipo De Suelo.

Las siguientes indicaciones pretenden orientar sobre el tipo de cimentación recomendable para cada terreno, pero su selección se hará en cada caso conforme a las características del suelo, el nivel freático y la magnitud de las cargas.

En suelos rocosos, utilizar:

- ❖ Zapatas aisladas

En suelos arenosos, utilizar:

- ❖ Losas de cimentación.

En suelos arcillosos, utilizar:

- ❖ Zapatas corridas.
- ❖ Losas de cimentación.
- ❖ Cajones de cimentación.
- ❖ Pilotes de fricción (sí el suelo tiene suficiente capacidad de carga y se desea hacerlo trabajar).

En suelos con guijarros sueltos. Debido a que puede haber algún desplazamiento entre piedras y provoca un hundimiento diferencial, usar:

- ❖ Zapatas corridas
- ❖ Losas de cimentación.

LA SUBESTRUCTURA

Estudios preliminares.

El proceso para su diseño y construcción consiste en:

- Determinar la magnitud y distribución de las cargas que se van a transmitir.
- Recopilar los estudios del suelo.
- Buscar soluciones viables en función de ambos informes.
- Comparar técnica, económica y constructivamente las alternativas propuestas.
- Seleccionar la alternativa más conveniente.

Consideraciones Para El Diseño y Construcción De La Cimentación

Consideraciones básicas.

- El área de contacto entre superestructura y suelo es continua.
- La carga está uniformemente repartida en toda el área.
- Cimentación y suelo son flexibles.
- Debido a la flexibilidad que se le supone a la subestructura, se considera que el suelo recibe las mismas cargas en intensidad y distribución que ésta le transmite.
- En suelos arcillosos, y como consecuencia de la distribución de las áreas tributarias en el edificio, se tiene en un estado estático de fuerzas, que cargas vivas y muertas producen concentraciones máximas al centro de la estructura y mínimas en las esquinas. En un estado dinámico, ante solicitaciones horizontales se producirán concentraciones máximas en las esquinas y mínimas al centro.

Consideraciones Adicionales.

Se recomienda verificar los esfuerzos producidos por:

- Movimientos verticales del suelo.
- Flotación.
- Falla local del terreno.
- Descarga de presión por excavación en alguna de las colindancias.
- Consolidación regional del suelo.
- Empujes laterales de rellenos mal compactados.
- Como producto de sí misma al modificar las situaciones preexistentes.

CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES.

De acuerdo con su nivel de desplante:

- Superficiales
- Profundas.

Según su distribución superficial:

- Continuas.
- Aisladas.

Según su proceso de construcción:

- Construidas *in situ*.
- Prefabricadas
- Mixtas.

Cuadro sinóptico del tipo de cimentaciones (vease fig. 5.13 y 5.14).

C I M E N T A C I O N E S	Superficiales	{	Zapatas aisladas.
		}	Zapatas corridas.
]	Losas de cimentación.
	Intermedias	{	Cajones de cimentación.
		}	Pilotes de punta.
]	Pilotes de fricción.
	Profundas	{	Pilotes mixtos.
		}	Con mecanismos de control.
]	Pilas y cilindros.
]	Cajones profundos.	

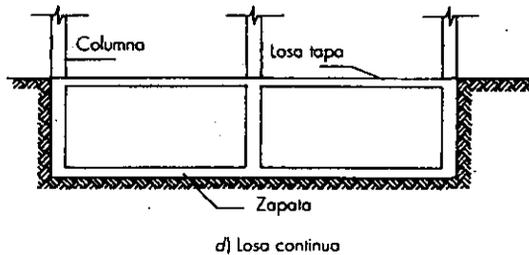
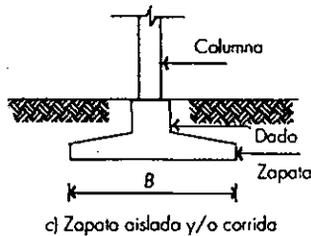
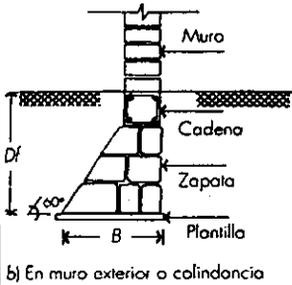
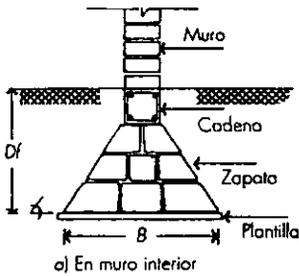


Figura 5.13. Cimentaciones superficiales.

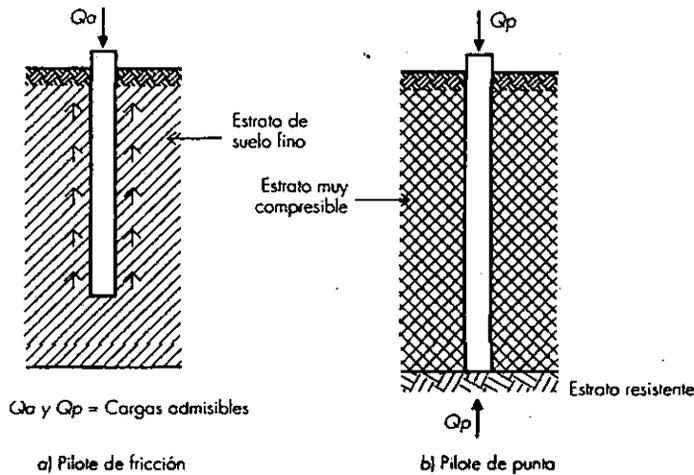


Fig. 5.1.: Cimentaciones Profundas.

MOVIMIENTOS PROBABLES EN EL EDIFICIO Y SUS COLINDANCIAS.

En un edificio construido sobre un suelo de tipo arcilloso y con alto contenido de humedad, como el lacustre de la ciudad de México, difícilmente se evita tener algún movimiento en su cimentación. Estos asentamientos pueden ser debidos a la poca capacidad de carga del suelo o a que existe insuficiencia en la dimensión de la superficie de contacto entre éste y su cimentación. También se da justo el efecto contrario, o sea su emersión debido a que su cimentación es profunda y está apoyada en un estrato resistente y sin movimiento, y que entre éste y la superficie del terreno existe una capa de arcilla compresible que sufre un proceso de consolidación. Ambos casos están representados en las siguientes figuras. (véase fig. 5.1.5 a,b y c).

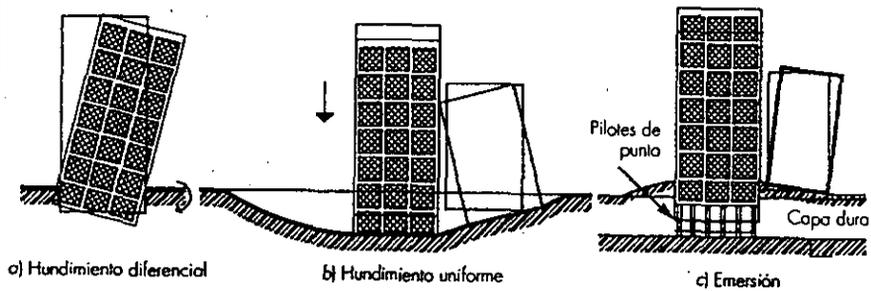


Figura 5-15

Para cimentaciones superficiales serán:

- En arcillas: máximas al centro de la estructura y mínimas en los extremos, ya que hay desplazamiento del material hacia las orillas, se genera un efecto que reproduce la forma de un plato boca arriba.
- En arenas y gravas: mayores en los extremos y menores en el centro como consecuencia de que ahí aumenta su rigidez por efectos de confinamiento del material. La cimentación se puede comparar con el mismo plato pero ahora boca abajo.

Para cimentaciones profundas:

- Si el cimiento está desplantado en un estrato profundo y resistente capaz de soportar sobradamente al edificio: éste se moverá de acuerdo con él. Así, suponiendo el estrato profundo fijo y las capas superficiales a él en movimiento, el edificio permanecerá estático respecto a su desplante, pero relacionado a la superficie del terreno sufrirá una elevación o un asentamiento, según se trate.
- Si el cimiento es de tipo fricción y está diseñado para evitar movimientos diferenciales con la masa que lo contiene, para que se muevan uniformemente edificio y superficie, deberá haber además un "colchón" de suelo que evite que la punta del pilote toque el estrato resistente.

Los movimientos máximos tolerables no debe exceder de :

- a).- Asentamiento en edificios con construcciones colindantes: 15 cm.
- b).- Asentamientos en edificios aislados: 30 cm.
- c).- Emersión máxima en edificios piloteados: 30 cm; se autoriza sólo si se consideraron los efectos que producirá.
- d).- Inclinación media aceptada en por ciento: $= 100/(100+3h)$,
donde h = altura del edificio en metros.
- e).- Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas:
 - Marcos de acero: Asentamientos diferenciales/claro = 0.006.
 - Marcos de concreto: Asentamientos diferenciales/claro = 0.004.
 - Muros de block/tabique: Asentamientos diferenciales/claro = 0.002.
 - Con acabado sensible: Asentamientos diferenciales/claro = 0.001.

Recomendaciones adicionales:

- Vigilar si se presentan movimientos en el nivel freático para considerar el caso más desfavorable, ya que la capacidad de carga y los asentamientos variarán con el grado de saturación que presenten.
- Los mínimos asentamientos que conviene considerar serán entre 2 y 5 cm.
- Tener en cuenta que el cálculo de asentamientos en arenas y gravas es impreciso.
- El asentamiento esperado en arenas seca será aproximadamente el doble del que tendría estando sumergida.

EFFECTOS DE COLINDANCIAS.

Las elevaciones y asentamientos que sufren los edificios, principalmente cuando no son uniformes, generan esfuerzos adicionales en su estructura y en el de las vecinas cuando a ellas les llega a afectar el movimiento; además frecuentemente hundimientos diferenciales como éstos no están previstos y ocasionan fallas locales que se manifiestan en forma de grietas en las superficies verticales y pandeos en las horizontales. Cuando una situación así se presenta, es indispensable tomar providencias reforzando las estructuras y eliminando mediante recimentaciones las causas que originaron el problema.

Antes de iniciar la excavación, conviene revisar con cuidado los edificios aledaños para constatar que no presentan ninguna falla que después pueda ser imputable a la nueva construcción y también prever que no se vaya a provocar una nueva o acrecentar la que existiere. En cualquier caso el contratista tomará todas las precauciones del caso para garantizar la seguridad total de su edificio y el de los vecinos. El conjunto de acciones que se recomienda son:

- Verificar ocularmente el estado en que se encuentran los inmuebles próximos para detectar posibles fallas existentes o los lugares donde en el futuro se pueden producir.
- Llevar un registro periódico de nivelaciones apoyadas en bancos ubicados dentro y fuera del terreno, y en el que se reverencien los edificios colindantes y algunos otros que se considere puedan ser afectadas por la obra.
- Adosar testigos de yesos sobre grietas de las estructuras existentes, usando para ello pequeños paralelepípedos de aproximadamente 1 cm de espesor y 10 X 10 cm en sus lados, y marcando su fecha de colocación. Con ellos se podrá detectar cualquier movimiento y hacer su seguimiento.
- Suministrar la protección debida a las colindancias para evitar que sufran algún daño o incrementen el existente.
- Las principales defensas contra fallas en ellas son el apuntalamiento y a veces la recimentación y la reestructuración.

Como una protección adicional hacia la nueva obra contra posibles demandas injustas, el constructor hará que autoridades competentes constaten deficiencias generadas anteriormente. Para ello con antelación al inicio de la obra conseguirá el siguiente respaldo:

- Fotografías de los desperfectos que manifiestan los inmuebles.
- Dictamen de un director de obra.
- Certificación notarial de ambos documentos.

5.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Clasificación de las cimentaciones por peso.

Cimentaciones superficiales para construcciones ligeras:

- a) Peso unitario medio de la estructura: $w \leq 5 \text{ t/m}^2$.
- b) Perímetro máximo de la construcción:
 - En zonas I y II : $P \leq 80 \text{ m}$.
 - En zona III : $P \leq 120 \text{ m}$.
- c) Profundidad de desplante: $D_f \leq 2.50 \text{ m}$.
- d) Incremento neto de presión sobre el suelo, menor que:
 - En zona I : 8 t/m^2 .
 - En zona II : 5 t/m^2 en zapatas y 2 t/m^2 en losas.
 - En zona III : 4 t/m^2 en zapatas y 1.5 t/m^2 en losas.

Cimentaciones superficiales para construcciones pesadas:

- a) Peso unitario medio de la estructura: $w \geq 5 \text{ t/m}^2$.
- b) Perímetro máximo de la construcción:
 - En zonas I y II : $P \geq 80 \text{ m}$.
 - En zona III : $P \geq 120 \text{ m}$.
- c) Profundidad de desplante : $D_f > 2.5 \text{ m}$.

Nota. En las construcciones ligeras se pueden tomar como buenas las capacidades de carga del RCDF; en las pesadas se obtendrán para cada terreno.

CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES POR DISEÑO.

Cimentaciones por diseño.

En las cimentaciones, la transmisión de cargas del edificio al suelo es a través de la presión que ejerce la subestructura sobre él y corresponde a la suma de las cargas muertas, vivas y accidentales, la cual deberá ser menor que la capacidad de carga del terreno. Se consideran como tales:

- Las zapatas aisladas y corridas.
- Las losas de cimentación.
- Los cajones de cimentación poco profundos.

5.1.1 ZAPATAS AISLADAS.

Es una ampliación de la base de una columna. La escuadría de la zapata generalmente es similar a la de la columna, sobre todo cuando ésta es cuadrada o rectangular.

Es recomendable su uso cuando:

- La recepción de cargas de la estructura es concentrada.
- El suelo tiene una alta capacidad de carga y con sólo ampliar el área de la columna, él la acepta sin fallar.
- No se esperan hundimientos diferenciales.
- Se ligan las zapatas mediante contrarabes.

Suposiciones y recomendaciones:

- Para mantener asentamientos pequeños, es forzoso que las zapatas transmitan presiones iguales o menores que la capacidad de carga del suelo. (véase fig. 5.1.6)

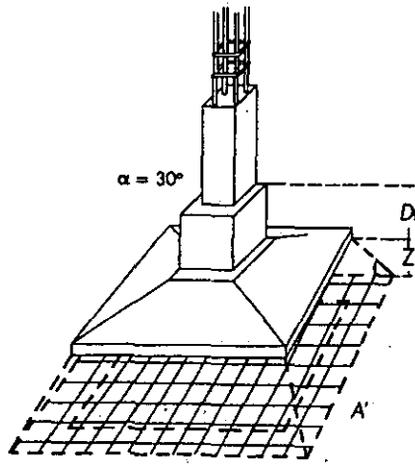


Figura 5-1-C

- Es incorrecta la suposición de que a presiones iguales se producirán asentamientos iguales. Para una misma intensidad de carga las zapatas grandes se asientan más que las pequeñas y las cuadradas más que las rectangulares.
- Por simplicidad puede considerarse que la línea de transmisión del esfuerzo actúa formando un ángulo de 30° con la vertical. De acuerdo con lo anterior, si se aplica al suelo una fuerza P , la presión resultante sobre el área de aplicación será: $p = P/A$ y, de acuerdo con lo expresado, a una profundidad cualquiera se tendrá:

$A' = A + 2 \times (a + b) \times z \tan 30^\circ$; donde a y b son los lados de la zapata. La nueva presión será: $p' = P/A'$.

- Si las zapatas están próximas entre sí habrá traslapes en sus conos de presión. Una suposición conveniente es tomar la suma de las cargas actuantes sobre el estrato deseado: $\sum P/A_T$ (véase fig. 5.1.7)

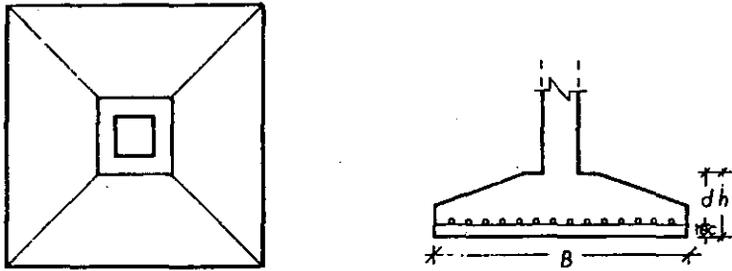
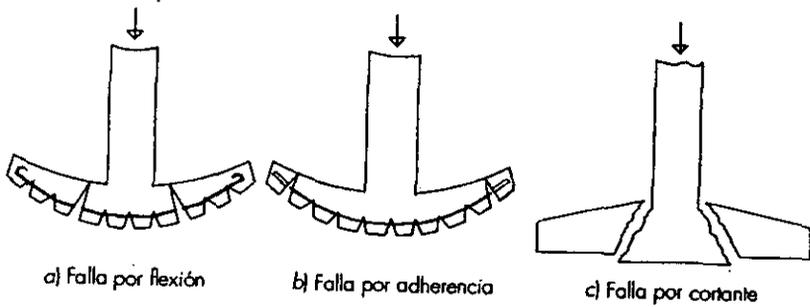


Figura 5.1.7



a) Falla por flexión

b) Falla por adherencia

c) Falla por cortante

Figura 5.1.8

Al diseñar y construir, especial cuidado merecen:

- ♦ La falla de penetración entre columna y zapata.
- ♦ La falla por cortante en el suelo debido a la penetración de la zapata en él.
- ♦ La falla a flexión en la zapata.
- ♦ La falla por adherencia del acero (vease fig. 5.18)

Los materiales usados en las zapatas son:

- ♦ **Concreto armado.** El más común de todos.
- ♦ **Concreto simple.** Se usa fundamentalmente en las bases de equipos. Para evitar su agrietamiento se acostumbra emplear concreto ciclópeo (inclusión de grandes piedras) o armarse por temperatura.
- ♦ **Mampostería de piedra.** Es de poco empleo en zapatas aisladas debido a que origina grandes volúmenes de piedra con el consecuente peso.

El armado de las zapatas debe cumplir con lo siguiente:

- ♦ La losa de las zapatas cuadradas estará armada simétricamente en ambos sentidos.
- ♦ La separación entre varillas en la zona central será menor a la de la extrema; generalmente al 50 % de ella. Las áreas se forman dividiendo los lados en cuartas partes, como se indica en la fig. 5.1.9.
- ♦ El acero tendrá un recubrimiento mínimo de 5 cm.
- ♦ Cuando en la zapata hay una sola capa de armado, las escuadras del acero principal de la columna quedarán abajo de la parrilla. Se les dará una longitud mínima de 12 diámetros después del doblez.

- ♦ La parte de la columna enterrada deberá tener un recubrimiento del doble de la que está expuesta, por lo que su sección se aumenta. A ese tramo se le denomina dado.

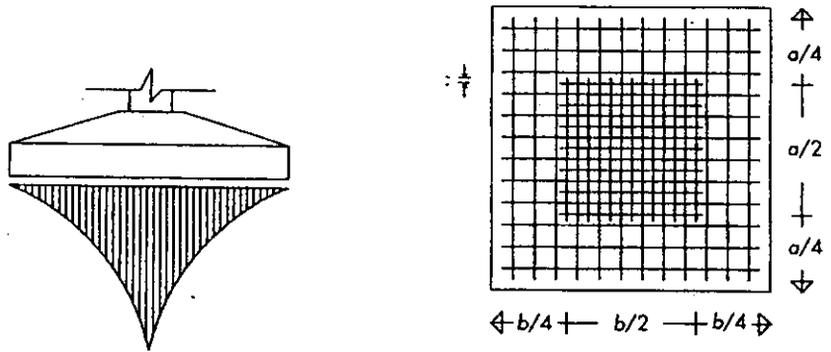


Fig. 5.1.9 Diagrama de momentos flexionantes

5.1.2 ZAPATAS CORRIDAS.

Se utilizan debajo de un muro de carga o de una serie de columnas. Su lado menor es similar a los de las zapatas aisladas y el otro lado tan largo como lo requiera la línea de descarga de la estructura sobre el cimiento (véase fig. 5.1.20)

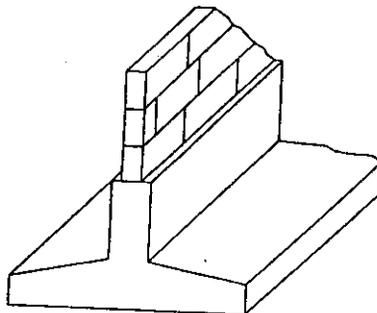


Figura 5.1.20

Es recomendable su uso cuando:

- ◆ Se tienen varias cargas distribuidas a lo largo de un eje.
- ◆ La capacidad de carga del suelo soportante es regular.
- ◆ La magnitud de las cargas y la resistencia del suelo quedan en equilibrio al ensanchar mediante una losa el muro o la contratrabe, según el caso.
- ◆ No se esperan hundimientos en el suelo o éstos serán moderados y de magnitud tal que los esfuerzos que se generen puedan ser absorbidos o redistribuidos sin generar fallas en la estructura.

Los materiales más usados son:

- ◆ Concreto armado.
- ◆ Mampostería de piedra.

Armado de la losa de la zapata:

- ◆ El armado transversal a la zapata será el que resista las cargas; el longitudinal se armará por temperatura.
- ◆ Las varillas tendrán el anclaje necesario adicional a su longitud de trabajo.
- ◆ El acero tendrá un recubrimiento mínimo de 5 cm (véase fig. 5.21).

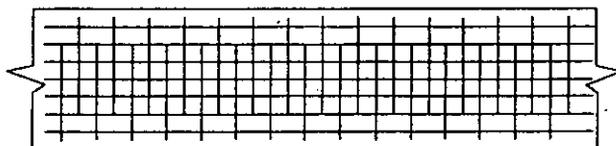
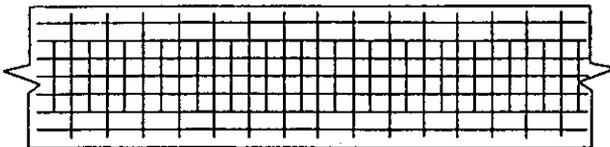


Figura 5.2. Tipos de armado.

Recomendaciones:

- ◆ Para dar homogeneidad a la cimentación es necesario ligar las zapatas con contratravesos o dadas en ambos sentidos.
- ◆ En zapatas de colindancia que tienen el escarpio en un solo lado se revisarán por volteo, vigilando que la resultante de las fuerzas verticales caiga dentro del tercio medio de la base, si no fuera así se construirá en el extremo del escarpio una trabe de volteo.
- ◆ El ancho de la zapata puede ser variable de existir sobre ella una combinación de columnas y muros o cargas de diferentes magnitud (véase fig. 5. .22).

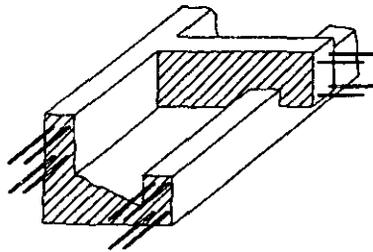


FIG. 5. 2. 2.

5.1.3 LOSA DE CIMENTACIÓN.

Cuando por la magnitud de las cargas el ancho de las zapatas requiere ocupar el 50% o más de la superficie de desplante del edificio, las especificaciones recomiendan ligar entre sí las zapatas, formando una losa corrida.

Consideraciones de trabajo:

- ◆ La losa trabaja apoyada perimetralmente en contratrabes (véase fig. 5.1.3.1).
- ◆ Se considera que la losa de cimentación recibe del suelo un empuje uniforme y actúa hacia arriba.
- ◆ Para evitar peraltes excesivos es conveniente dividir el área por medio de trabes secundarias reduciendo los claros.
- ◆ Las áreas tributarias para las contratrabes son similares a las de la fig. 5.1.3.1

Armado del acero de refuerzo:

- ◆ Será similar al de una losa de techo, pero con respecto a ella estará invertido dado que la acción de la carga uniformemente repartida es de abajo hacia arriba (véase fig. 5.1.3.2).

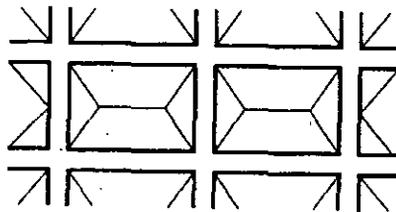


Fig. 5.1.3.1

- ◆ Para darle continuidad a las varillas y respetar los requerimientos de los momentos positivos y negativos se tendrá que "bayonetear" el acero. Esto significa doblarlo de manera que pueda pasar de un lecho a otro de la losa sin necesidad de cortarlo, aprovechando hacerlo donde el momento flexionante es cero; en una losa continua con tres o más apoyos ocurre entre el cuarto y el quinto del claro.
- ◆ Se vigilará que el anclaje de las contratrabes y los dados respete la especificación de dar 12 diámetros de anclaje después del doblar de 90°.
- ◆ El recubrimiento mínimo será como en cualquier elemento enterado de 5 cm.

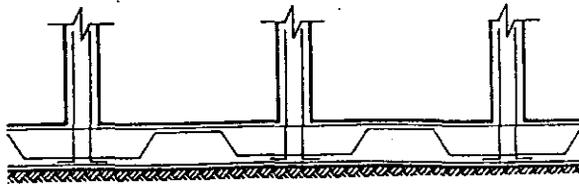


Fig. 5.1.3.2

5.1.4 CAJONES DE CIMENTACIÓN.

Cimentaciones compensadas.

Cuando una losa de cimentación se rigidiza por medio de contrarabes provocará una delimitación perimetral y conjuntamente con la losa tapa formará un cajón que, si está vacío, normalmente pesa menos que el suelo desplazado por él. Esta diferencia en peso entre el material extraído y el aportado por la cimentación se aprovechará para minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo.

Para el cálculo del incremento de carga se considerará que el peso de la estructura es equivalente a la suma de la carga muerta más la viva en su valor de intensidad media, menos el peso del suelo excavado. A la parte de la cimentación que quede abajo del nivel freático y que no forme parte del espacio arquitectónicamente útil, se le supondrá para efectos prácticos lleno de agua y su peso deberá sumarse al de la cimentación.

Para la estabilidad de este tipo de cimentaciones se verificará que no queden sujetas a flotación ni durante la construcción ni después de ella. Aquí el estudio de mecánica de suelos determinará los factores de seguridad para ambas etapas, considerando una posición conservadora del nivel freático en el que las celdas de la cimentación estén sin agua.

Procedimientos Constructivos De Las Cimentaciones Superficiales.

De acuerdo con el material que se va a extraer, el nivel freático y el tipo de subestructura, se hará el diseño del procedimiento que se deberá seguir, vigilando no altere las propiedades que el suelo requiere, durante la ejecución de la obra, y respete sus condiciones preexistentes. Frecuentemente, por este motivo se estará impedido de realizar primero la excavación y después la construcción, recurriendo a avances secuenciados entre una y otra. A continuación se detallan los pasos del proceso constructivo de una cimentación en arcilla con alto contenido de humedad, que por su complejidad permite deducir otros procedimientos para situaciones particulares:

- a).- Limpiar el terreno y quitar árboles, matorrales y cualquier otro elemento que estorbe.
- b).- Perforar los pozos necesarios para abatir el nivel freático, colocar los piezómetros e hincar varillas profundas para hacer el control de movimientos del fondo de la excavación.
- c).- Hincar pilotes o tablaestacas o construir cualquier otro elemento que pueda quedar enterrado y sirva de apoyo a la cimentación, como ejemplo un muro Milán.
- d).- Abatir el nivel freático ligeramente abajo del que tendrá el fondo de la excavación, vigilando que sea mínimo el tiempo en que se realice esta operación, ya que genera consolidación del suelo y si se excede provoca hundimientos en las colindancias. Para limitar la excesiva extracción de aguas se recomienda el uso de tubos Venturi.
- e).- Excavar el terreno empleado cualquiera de los siguientes procedimientos:
- Dejar taludes con una inclinación menor o igual que el ángulo natural de reposo del material.
 - Excavar y colocar ademes simultáneamente.
 - Colocar tablaestacas o construir un muro Milán, apuntalándola conforme baja la excavación.
 - Formar macizos con inyecciones de cemento.
 - Congelar el suelo con la inyección de helio, hidrógeno o algún otro gas.
- f).- Vigilar, mediante los piezómetros y las varillas ancladas al fondo, el comportamiento del suelo al extraer el agua freática. El bombeo se suspenderá cuando se hayan repuesto al terreno sus cargas originales y los lados de la excavación sean soportados por los muros de la cimentación. Conviene tomar en cuenta que:

- Poco bombeo generará subpresiones excesivas provocando elevación del fondo de la excavación: los llamados "bufamientos", además generarán una superficie lodosa.
- Un bombeo intensivo producirá asentamiento en las colindancias.

g).- Si el suelo es arcilloso es necesario, con base en el estudio de mecánica de suelos, diseñar el proceso que mejor respete la interacción excavación/construcción, determinando la distribución y dimensiones de las áreas que van a excavar y su secuenciación. Con ello se balancearán la magnitud y duración del abatimiento del nivel freático con las cargas actuantes del terreno, evitando subpresiones excesivas en el fondo y los costados del socavón. Aquí, merece especial cuidado evitar la elevación del fondo.

h).- En arcillas y limos plásticos es conveniente trazar una retícula sobre el terreno con cuadros de aproximadamente 10 a 12 m por lado y excavarlos alternadamente en forma de tablero de ajedrez: primero los cuadros de un color y después los de otro. En los lados de los cuadros que no están junto a ataguías o muros, se tendrá que respetar el ángulo natural de reposo del material que para arcillas sujetas a reducción de su humedad oscila entre 35° y 45° , con ello en el fondo quedará un área de trabajo cuyos lados serán bastante menores a los trazados en la superficie. Si la cimentación es para un edificio y de tipo de losa, al diseñarse la retícula con las restricciones anteriores deberá revisarse que en el área obtenida quepa cuando menos una celda completa de la cimentación más un quito de la adyacente, lo que permitirá hacer coincidir las juntas de colado con los puntos de momento flexionante mínimo.

i).- El uso de los medios mecánicos para excavar se suspenderá a un nivel de 20 a 40 cm por encima del desplante de la cimentación y el resto se continuará a mano, extrayendo el material exclusivamente con pala redonda, para así respetar la estructura el terreno y evitar que accidentalmente se dañe cambiando las condiciones de trabajo supuestas.

- j).- Aunque se estén utilizando sistemas de abatimiento del nivel freático, es conveniente extraer rápidamente el agua pluvial, para lo cual se colocarán en el fondo y alrededor de la excavación drenes y cárcamos.
- k).- En excavaciones diferentes a las arcillas plásticas, donde no es necesario el abatimiento del nivel freático, se evitará que éstas permanezcan abiertas mucho tiempo para que el suelo no pierda humedad y se produzca su intemperismo. Se recomienda, para evitarlo, cubrir la superficie expuesta en los cortes del terreno con mortero de cemento lanzado o adherir alguna película que lo proteja.
- l).- Al terminar la excavación o su área de ella lo suficientemente grande, se colocará una plantilla de concreto pobre $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y de 5 a 6 cm de espesor.
- m).- En caso de requerirse recimentar las colindancias, se procederá a hacerlo en este momento. Es conveniente, para "recibir el antiguo cimiento", dividir su longitud en tramos de 1.5 a 2 m cada uno, y con ese ancho construir en franjas un muro de vertical de concreto, llevándolo hasta una profundidad ligeramente mayor que el desplante del nuevo cimiento. El proceso se hará alternadamente tomando una de cada tres franjas, a fin de no dejar al cimiento colindante sin apoyo.
- n).- Si la cimentación es de tipo cajón y además lleva pilotes diseñados para trabajar ligados a ella se "descabezarán", esto es, se demolerá el concreto del tramo que sobresalga de la plantilla para cubrir su armado y ligarlo con las contratrabes.
- ñ).- Sobre la plantilla se trazarán los ejes de la cimentación. Se recomienda hacerlo cuidadosamente utilizando aparatos de topografía verificándolos con las marcas de los ejes que se encuentran fuera del área de excavación.
- o).- Se armará la totalidad de la cimentación: la losa del fondo, las contratrabes, los dados y/o las columnas.

p).- Se cimbrarán las contratraves y los dados de las columnas hasta la altura que se desee colar monolíticamente con la losa de cimentación. Es probable que los muros de la excavación se hayan logrado mantener verticales, con lo cual se podrán usar como respaldo de la cimbra con sólo colocar adosados a ellos tableros de poliuretano expandido o de aserrín comprimido.

q).- En caso de que la cimentación quede debajo del nivel freático y se cuelen los elementos estructurales con concreto que contenga aditivo impermeabilizante, se recomienda sellar el paso del agua al dejar ahogada una banda de neopreno colocada en la junta de colado.

r).- Si se desea que el concreto de los elementos verticales y el de la losa de cimentación sea continuo para que queden ambos monolíticos, se iniciará el colado de arriba hacia abajo, depositando el concreto en dados y contratraves, y al final vaciando el de la losa.

o).- Si el terreno es arcillolimoso y existe peligro de elevación del fondo de la excavación por la acción de la subpresión del agua freática, al terminar la construcción de cada celda de la cimentación conviene lastrarla con arena húmeda en volumen tal que, sumando al del concreto armado de la cimentación, equivalga al peso del material que se extrajo. Se recomienda no iniciar la excavación de los cuadros colindantes a la celda terminada hasta que se haya reintegrado al suelo que la soporta su carga original.

Estados Límite De Falla De Una Cimentación Superficial. (Véase Fig. 5.2.1 Y 5.2.2)

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$Q F_c / A < (p_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2) F_R + p_v$$

donde:

$Q F_c$ = suma de las acciones que se van a tomar en cuenta en la combinación que se considera, afectada por su respectivo factor de carga.

A = Área del cimiento, en m^2 .

p_v = Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en t/m^2 .

p_v = Presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2 ,

g = Peso volumétrico del suelo, en t/m^3 .

c_u = Cohesión aparente, en t/m^2 .

B = Ancho de la cimentación, en m .

N_c = Coeficiente de capacidad de carga debido a la cohesión.

N_q = Coeficiente de capacidad de carga debido a fricción interna

N_g = Coeficiente de capacidad de carga debido a peso del material.

F_R = Factor de resistencia (F_R) contra las acciones de diseño: $0.35 \leq F_R \leq 0.70$

Recomendaciones:

- ❖ En arcillas fisuradas conviene confirmar la capacidad de carga obtenida en laboratorio con resultados directos ejecutados en campo por el método de la placa.
- ❖ Si el suelo está compuesto por diversos estratos, conviene completar los resultados de laboratorio con mediciones en campo, ya que el resultado del conjunto puede ser diferente a la suma de los individuos.

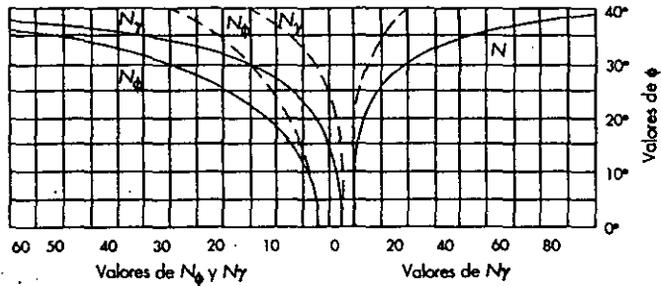


Figura 3.25. Coeficientes de capacidad de carga.

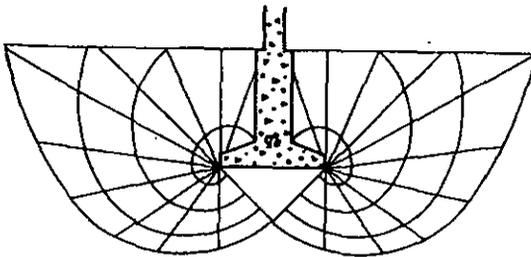


Figura 3.26. Gráfica de falla en una cimentación no muy profunda.

5.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Su objetivo principal es incrementar la capacidad de carga de un terreno o transmitir las licitaciones a un estrato más resistente cuando éste no soporte las cargas que le transmitirá el edificio aun con la ayuda de cajones de sustitución. Además, hay otras situaciones en que es igualmente valioso el uso de estas cimentaciones, por ejemplo si se requiere tener un buen retén para el anclaje de un elemento a tensión sin necesidad de colocar sobre el terreno un volumen muerto, o cuando es necesario consolidar o estructurar un suelo, etc.; se utilizan tres tipos de elementos:

Pilotes, pilas y cajones profundos.

5.2.1 PILAS.

Objetivo de los pilotes:

- ◊ Transmitir las cargas de una estructura colocada sobre un suelo con insuficiente capacidad de carga a un estrato profundo bajo él y que tenga la resistencia para soportarlas. A estos elementos por su trabajo se les conoce como pilotes de punta.
- ◊ Repartir, mediante adherencia entre éstos y los estratos de material cohesivo del subsuelo, la carga que transmite el edificio. Se les denomina pilotes de fricción.
- ◊ Compactar los suelos granulares que lo requieran.
- ◊ Proporcionar anclaje a elementos estructurales.
- ◊ Alcanzar profundidades no sujetas a erosión.
- ◊ Proteger estructuras en ríos, lagos y mar.

Dimensiones de los pilotes

- ◊ En pilotes circulares, su diámetro estará entre 15 y 75 cm.
- ◊ En pilotes cuadrados, su diagonal máxima será de dimensiones similares a los anteriores valores.
- ◊ La longitud se procura no exceder de 40 o 50 m.

Recomendaciones para su uso

Criterios para su selección.

- ◊ Por su seguridad, es mejor contar con muchos pilotes de menor poder portante que tener pocos con alta capacidad de carga.
- ◊ Por costo, hasta ahora, la elección corresponde generalmente a la de menor número de pilotes; sin embargo, este criterio está cambiando en Europa y empieza a serlo en México gracias a nuevas tecnologías de fabricación e hincado, el irse usando cada vez más, pilotes prefabricados de sección pequeña y gran capacidad de carga, colados con concreto de resistencia alrededor de $f'c = 500$ kg/cm² y protegidos en su punta inferior con casquillos metálicos.
- ◊ La mejor elección es la que logre un equilibrio entre costo y seguridad.

Criterios de diseño

- ◊ Los pilotes trabajan más adecuadamente si están ligados entre sí, la propia subestructura proporcionará el arriostramiento deseado, por lo que es importante estén confinados por las contratraves o la losa de cimentación.
- ◊ La separación entre pilotes debe ser tal que el funcionamiento de uno no afecte el de los demás; se recomienda que la distancia mínima sea dos veces su diámetro medido centro a centro, o su diagonal si son cuadrados.

- ◊ Si es necesario tomar fuerzas horizontales importantes, ver la posibilidad de hincarlos inclinados.
- ◊ Cuando se desea cimentar un pilar aislado deben hincarse como mínimo tres pilotes para darle estabilidad.
- ◊ En muros aislados, la cimentación que los soporta debe tener dos hileras de pilotes paralelos a él a fin de evitar su volteo.
- ◊ Si hay dos muros paralelos, se puede colocar una sola hilera de pilotes debajo de cada uno y ligar ambos entre sí.
- ◊ En muros ortogonales también se puede colocar una sola hilera de pilotes por muro, siempre que se verifique que existe la estabilidad necesaria.

Aspectos del equipo para hincado.

Como equipo para el hincado se utilizan martinetes y gatos hidráulicos, según el caso.

Los martinetes se seleccionan por la energía que se espera desarrollen por cualquiera de los siguientes sistemas:

- ◊ Por gravedad hincando a golpes por medio de una "masa o pilón" que pesa desde 1 000 hasta 10 000 kg.
- ◊ Utilizando pistones de diesel con energía entre 1 000 y 5 000 kg o de aire comprimido con una repetición de golpes de 10 a 20 veces por minuto.

Para la selección del martinete, si es de gravedad, debe vigilarse que la relación entre el peso del pilote y la masa de la piloteadora no exceda de 3.5 veces, si es de diesel o aire se busca su equivalencia.

Los gatos hidráulicos requieren un apoyo resistente que se logra con base en lastre o usando el propio edificio; en el segundo caso, a fin de contar con suficiente peso es necesario haber construido como mínimo uno o dos niveles. Su empleo es adecuado

en la mayoría de los trabajos de recimentación. La capacidad de los gatos será suficiente para imprimir presiones entre 100 y 250 t.

Aspectos generales sobre pilotes.

El hincado de pilotes altera las condiciones del suelo de la siguiente manera:

En arenas y gravas se confinan.

En arcillas y limos se desplazan hasta donde el terreno ofrece menor resistencia, lo que generalmente ocurre hacia arriba.

En todas depende de su dureza y del grado de saturación.

Al hincar el pilote, éste puede “desplomarse” la máxima desviación tolerable es de 2 % .

Aun quedan algunos edificios antiguos que se apoyan en pilotes de madera y están bajo el nivel friático, en ellos es necesario vigilar su posible putrefacción evitando que entren en contacto con el aire.

Tipos de pilotes.

Por la forma en que transmiten la carga:

- ◊ De punta
- ◊ De fricción

Por su fabricación y colocación:

a).- Colados en sitio.

- Con camisa o sin ella.
- De sección constante o variable
- Con o sin ampliación de la punta

b).- Prefabricados

- Circulares
- Cuadrados
- Exagonales
- De tipo tornillo

c).- Por su liga con la subestructura

- Con apoyo directo
- Con mecanismo de control

d).- Por el tipo de material que lo conforma

- Acero
- Concreto reforzado
- Concreto presforzado
- Madera
- Mixtos

COLOCACIÓN DE LOS PILOTES

Hincado

En caso de que el pilote haya sido colado con anterioridad, el procedimiento para su hincado esta íntimamente ligado con el tipo de material en que se colocará, con la forma que tiene y con el trabajo que se espera de él. Así, por ejemplo:

En arcillas:

- ❖ Si el pilote va a trabajar a fricción, se hará una perforación ligeramente menor que su diámetro o diagonal, para que desde el inicio del hincado el suelo se adhiera pero no genere exceso de remoldeo.
- ❖ Si se desea que trabaje de punta apoyado en un estrato resistente ubicado abajo de la arcilla, la perforación tendrá un diámetro ligeramente mayor que el del pilote para garantizar que la fricción del úselo no evite que alcance el estrato resistente.
- ❖ Cuando se trate de pilotes helicoidales de tipo tornillo, es recomendable hacer una pequeña perforación que sirva de guía.
- ❖ Cuando se utilice pilotes de fricción y el estrato en que se aloja es compresible, conviene dejarlo arriba de la capa resistente una distancia similar a la del hundimiento esperado más una holgura razonable.

En materiales granulares:

- ❖ Se hincará sin perforación previa lo cual ayudará a que genere la consolidación del suelo que auxiliara al limitar los hundimientos.
- ❖ En éstos suelos, frecuentemente ayuda usar chiflones de agua en la punta del pilote y así auxiliar en la hinca o inclusive hacerla totalmente con este sistema. El gasto de agua necesario para el proceso varia con el tipo de material y la

sección del pilote, pero puede considerarse un estimado de 500 a 1 000 l/min. para longitudes de 15 o más. Para que los pilotes bajen verticalmente las boquillas de agua deben estar simétricamente distribuidas de forma que el líquido salga hacia arriba para propiciar el arrastre de partículas al exterior.

En tobas:

- ❖ Habrá que analizar cada caso en particular para dar la solución más conveniente.

UNIÓN ESTRE PILOTE Y SUBESTRUCTURA.

Unión directa.

Es la más usual consiste en embeber la cabeza del pilote en una contratrabe, dado o una losa peraltada que haya sido diseñada para ello. En estos caso se recomienda "descabezar" el pilote para descubrir las varillas hasta que éstas tengan una longitud de anclaje de acuerdo con especificaciones. Se recomienda que la punta superior del pilote quede embebida 12 o 15 cm.

5.2.1 PILOTES DE CONTROL.

En otras ocasiones, cuando es difícil presuponer el hundimiento que tendrá la superficie del suelo por efectos de la consolidación de sus estratos inferiores, puede dejarse pasar la cabeza del pilote por encima de la losa o del dado, para lo cual se proporciona una holgura entre él y el elemento de la subestructura y después mediante un dispositivo de liga se trasmite la carga que se va a aplicar entre cada pilote. Conforman este mecanismo anclas, espárragos, puente y celdas de madera.

- **Anclas:** elemento parcialmente embebido en el concreto de la subestructura, firmemente sujeto a ella; la parte externa esta formada por media argolla para que entre en ella el espárrago.
- **Espárragos:** ligan las anclas y el puente para transmitir la carga de la subestructura al pilote. Es un tornillo sin fin que permite subir o bajar el puente según se requiera.
- **Puente:** permite aplicar la carga sobre la cabeza del pilote. Esta calculado de manera que una vez fallada las celdas de madera, cuya función es avisar que se le está trasmitiendo carga excesiva al pilote; si éstas no fueran sustituidas oportunamente, el pilote debe deformarse antes de fallar.
- **Celdas de madera:** son cubos de madera que dan resistencia y una dimensión aproximadamente de 4 X 4 X 4 cm que se colocan entre el pilote y el puente.
- **El dispositivo de control** tiene como característica que al permitir elevar y bajar el puente sobre la cabeza del pilote, y este a su vez esta ligado a la cimentación por medio del espárrago, permite, de requerirse, en una operación conjunta con los otros pilotes, nivelar el edificio. Gracias a su diseño con la misma operación de elevar o bajar el puente, se regulan las cargas que se transmiten al pilote protegiéndolo de que no se exceda en su capacidad.

CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PILOTES.

La Capacidad de carga de un pilote estará limitada por su capacidad estructural por la capacidad del suelo para resistir las cargas que este les trasmite. En edificios, los pilotes más utilizados soportan cargas de trabajo entre 50 y 120 ton.

Debido a su relación de esbeltez el pilote requiere del soporte lateral que le da el confinamiento del suelo, por lo que conviene que este en contacto ambos elementos, así, cuando es necesario dejar una holgura para evitar la fricción negativa, está debe ser mínima.

Un indicador de la capacidad que se espera tendrá el pilote es el número de golpes que se hallan requerido para hincar un metro de su longitud.

Un pilote puede trabajar de punta, por fricción o en un trabajo combinado, en cuyo caso su resistencia estará dado por:

$$R = (R_p + R_f) / FS$$

La capacidad de los pilotes de punta puede obtenerse como zapata aislada a la profundidad del desplante que tenga.

En los pilotes de fricción su capacidad total es la suma de la resistencia de cada uno de los estratos por los que atraviesa.

$$R_f = A_1 F_1 + A_2 F_2 + \dots + A_n F_n$$

Donde:

A_1 = perímetro del pilote por la longitud de cada estrato.

F_1 = valor de la fricción en el estrato antes considerado por metro cuadrado por superficie en contacto.

Pruebas de carga.

Las pruebas de carga se pueden realizar en cualquier de las siguientes maneras:

- a) .- Lastrando una plataforma colocada sobre la cabeza del pilote.
- b) .- Con un gato hidráulico que se apoye en la cabeza del pilote y una viga que estará:
 - ◆ Anclada a otros pilotes.
 - ◆ Anclada a la cimentación.
 - ◆ Por medio de un mecanismo de palanca.
- c) .- Como guía para la determinación de la carga permisible máxima de trabajo en un pilote, se calculará la que resulte al tomar el 50% de la presión que genere un asentamiento no mayor de 0.5 cm, actuando sobre él durante 48 h y desde luego esta carga debe ser superior a la del proyecto.

C A P I T U L O VI

RECOMENDACIONES DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Dada las características de los sismos en la Ciudad de México el siguiente capítulo pretende dar un enfoque de los aspectos más importantes al diseñar y definir una estructura, los aspectos que se deberán determinar en la superestructura y en la cimentación en donde a la primera, determinará el proyecto estructural y el proyecto arquitectónico y estos a su vez determinarán el tipo de cimentación en función al tipo de suelo en donde se va a construir.

6.1 SUPERESTRUCTURA.

Se dará una serie de sugerencias para determinar algunas de las características en la estructuración de un proyecto.

Dada las características del tipo de suelo se recomienda construir estructuras rígidas en suelos compresibles y estructuras flexibles en suelos duros. Lo anterior tiene como objeto tratar de evitar que el periodo de vibración de la estructura coincida con el de suelo en que se ubica.

1.- Proyectos Arquitectónicos.

Los proyectos arquitectónicos de los edificios construidos en esta ciudad deberán cumplir con ciertas características que conduzcan a lograr estructuraciones eficientes.

El objetivos es:

- * Evitar estructuraciones complejas, inseguras o de comportamiento poco predecible ante sismos de mediana y gran magnitud.
- * Procedimiento para el diseño y construcción de edificios.
- * Clasificación de los proyectos arquitectónicos.

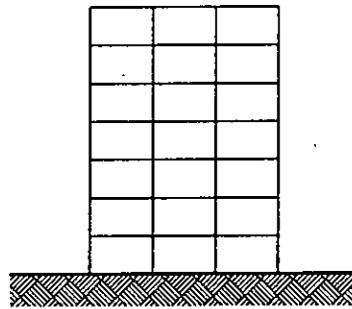
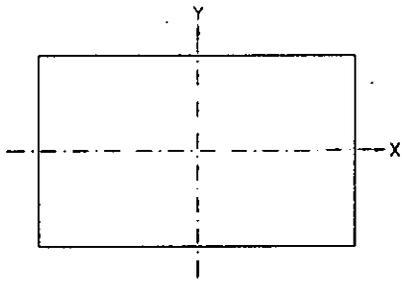
Los proyectos arquitectónicos son el punto de partida para la estructuración de los edificios.

Para lograr estructuras adecuadas y eficientes se requiere que estos reúnan algunas características, que posteriormente se mencionarán.

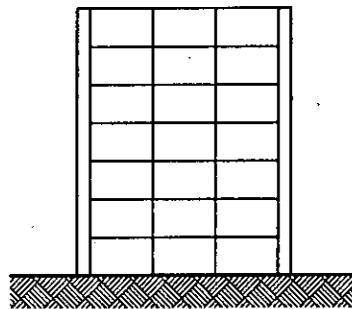
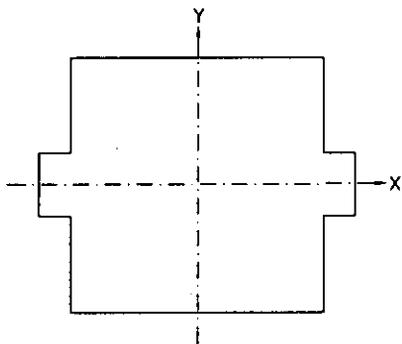
◊ Los proyectos arquitectónicos se pueden clasificar en: (fig. 6.1.1.1).

Es recomendables:

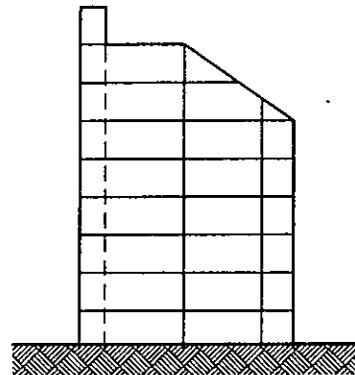
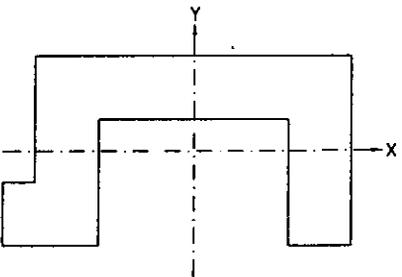
- ◆ Proyectos arquitectónicos que conducen a estructuraciones que presentan comportamiento altamente satisfactorio ante sismos de mediana y gran magnitud
- ◆ Proyectos arquitectónicos que conducen a estructuraciones que presentan comportamiento ineficiente o inconveniente ante sismos de mediana y gran magnitud y que requieren un diseño estructural complicado y cuidadoso y una construcción compleja y difícil.



R E C O M E N D A B L E



N O R E C O M E N D A B L E



I N A C E P T A B L E

CLASIFICACION DE LOS PROYECTOS ARQUITECTONICOS

FIGURA No. 6.1.1.2

No recomendables:

- ◆ Lo anterior produce incrementos considerables en el costo de la estructura e incertidumbre ante sismos especiales.

Inaceptables:

- ◆ Proyectos arquitectónicos que no conducen a soluciones estructurales razonables y económicas.

2.- Colindancias.

Las separaciones que deben dejarse en las colindancias y juntas se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

◇ Las construcciones se deberán separar de: (fig. 6.1.2.1).

- ◆ Los linderos de predios vecinos.
- ◆ Los otros cuerpos de la misma construcción.

◇ Estas separaciones deberán estar:

- ◆ Definidos de acuerdo con la respuesta esperada de la estructura ante las sollicitaciones de diseño.
- ◆ Libres de toda obstrucción (fig. 6.1.2.2).
- ◆ Indicadas claramente en los planos arquitectónicos y estructurales.

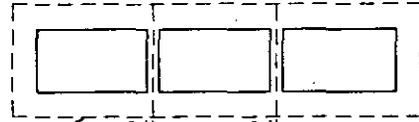
El objetivo es:

- * Evitar el choque de la estructura en proyecto con las construcciones ubicadas a su alrededor o con otros cuerpos de la misma construcción; ya que un choque entre dos edificios puede provocar desde daños de pequeña magnitud hasta el colapso parcial o total de las estructuras.

Para determinar la separación requerida se deberá definir la separación entre una construcción y los linderos que la rodean mediante un cuidadoso análisis que permite definir las deformaciones y/o desplazamientos de la estructura, producidos por las acciones consideradas en el diseño (principalmente la correspondiente a sismo). Esta separación no deberá ser menor de 5 cm.

RECOMENDABLE

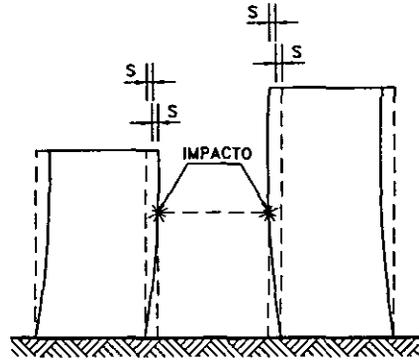
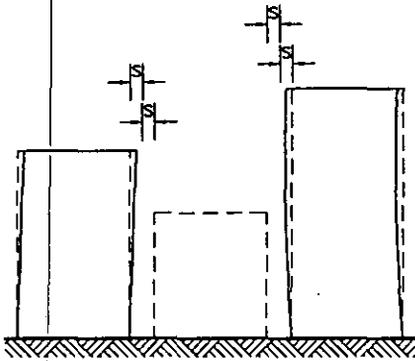
NO RECOMENDABLE



LINDEROS

PLANTA

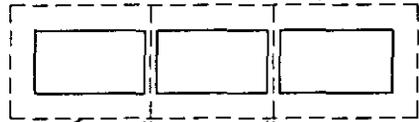
PLANTA



$S \geq$ { QUE EL CALCULADO
5 CMS.

$S <$ { QUE EL CALCULADO
5 CMS.

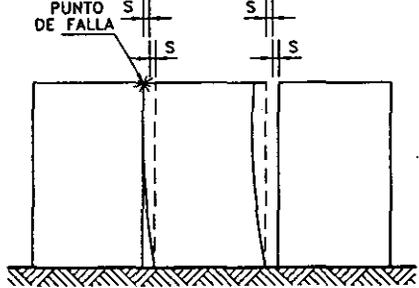
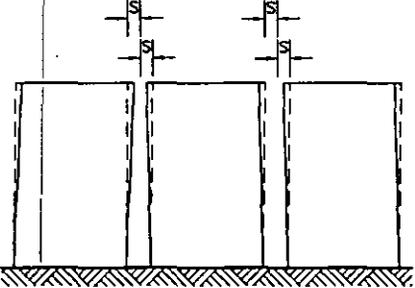
ELEVACION
SEPARACION ENTRE CONSTRUCCIONES COLINDANTES



LINDEROS

PLANTA

PLANTA



$S \geq$ { QUE EL CALCULADO
5 CMS.

$S <$ { QUE EL CALCULADO
5 CMS.

ELEVACION
SEPARACION ENTRE CUERPOS DE UNA MISMA CONSTRUCCION

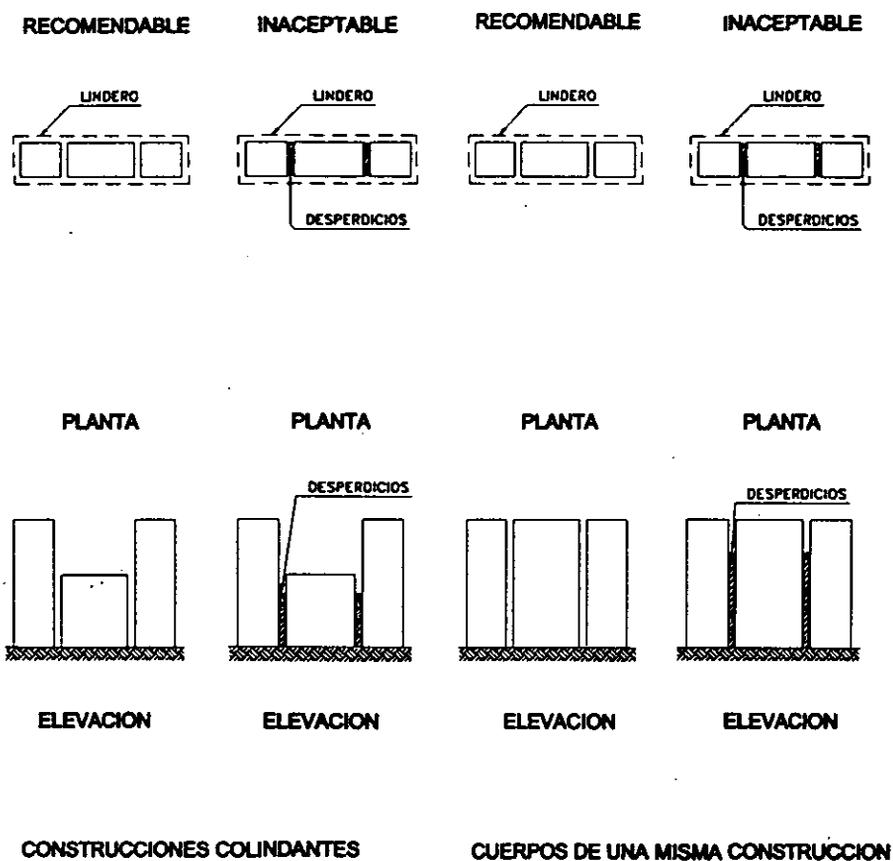
FIGURA No. 6.1.2.1

Las Estructuras colindales que no cumplen con ésta especificación:

- ◊ Para resolver el problema de edificios colindales ya existentes que no cumplen con las separaciones indicadas en el reglamento, se cuenta con varias opciones:
 - ◆ Rigidizar las estructuras existentes mediante muros, contra vientos, etc. Para disminuir los desplazamientos horizontales que se puedan comportar durante sismos de mediana y gran intensidad (fig. 6.1.2.3).
 - ◆ Demoler parcialmente la estructura existente (fig. 6.1.2.4).
 - ◆ Construir la nueva estructura dejando una separación mayor, de tal manera que se absorban los posibles desplazamientos de las estructuras colindantes que no cumplan con lo señalado en este artículo (fig. 6.1.2.5).
 - ◆ Diseñar la nueva estructura con gran rigidez para evitar desplazamientos notables que puedan originar el choque entre las estructuras en cuestión. (fig. 6.1.2.6).

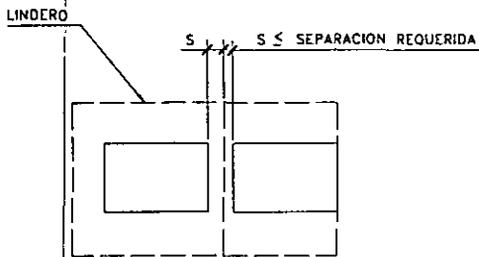
Para seleccionar alguna de las opciones antes mencionadas, es indispensable tratar este asunto con el propietario del edificio que no cumple estas especificaciones y con su Dirección Responsable de Obra.

- ◊ Construcciones integradas por varios cuerpos:
 - ◆ Cuando se proyecten estructuras integradas por varios cuerpos independientes es conveniente que además de contar con la separación adecuada entre ellos, las alturas de los entrepisos de los cuerpos sean iguales, con el objeto de evitar que bajo la acción de sismos intensos las losas de los entrepisos de un cuerpo golpeen a las columnas de los otros cuerpos produciendo fallas violentas en estas últimas. (fig. 6.1.2.7).



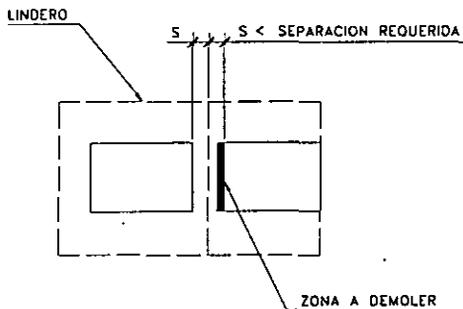
DESPERDICIOS EN JUNTAS DE CONSTRUCCION

FIG. 6.1.2.2

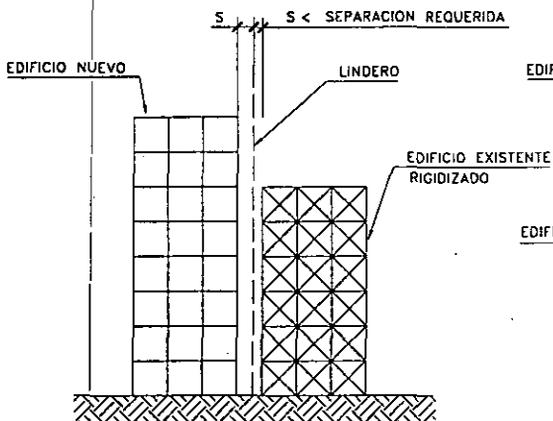


PLANTA

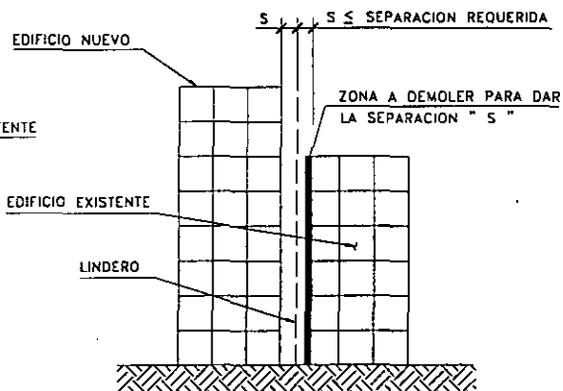
$$S \geq \begin{cases} \text{DESPLAZAMIENTO CALCULADO} \\ 5 \text{ cm.} \end{cases}$$



PLANTA



ELEVACION



ELEVACION

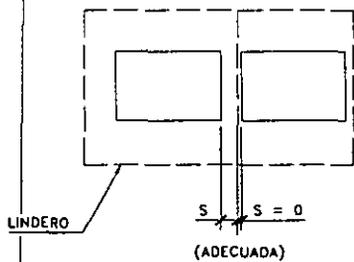
RIGIDIZAR LA ESTRUCTURA EXISTENTE PARA DISMINUIR DESPLAZAMIENTOS, SE LIMITAN LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

FIG. 6.1.2.3

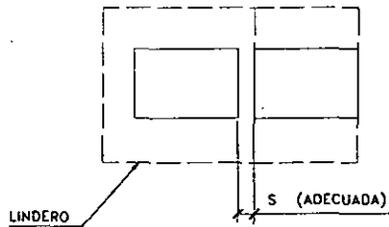
DEMOLER PARCIALMENTE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

FIG. 6.1.2.4

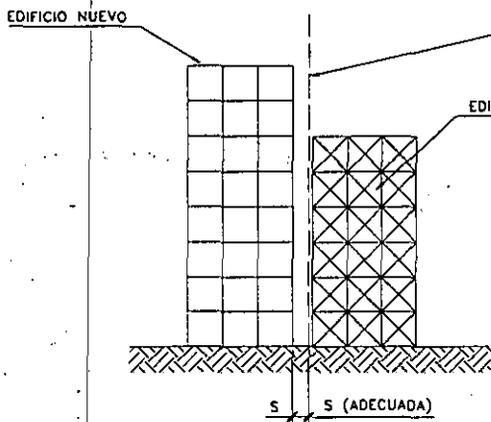
SOLUCIONES PARA EVITAR EL GOLPETEO DE EDIFICIOS COLINDANTES



PLANTA



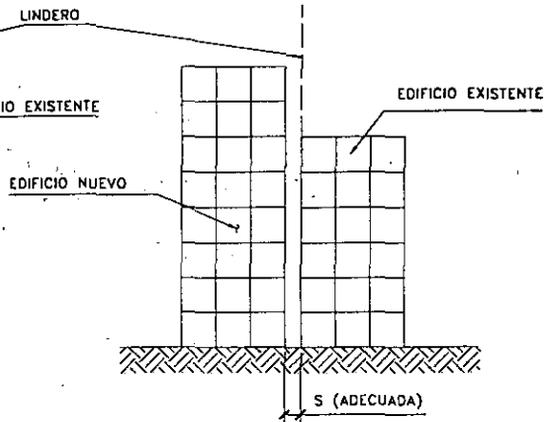
PLANTA



ELEVACION

EN LA ESTRUCTURA NUEVA, PROVEER LA SEPARACION NECESARIA ENTRE LOS DOS EDIFICIOS.

FIG. 6.1.2.5



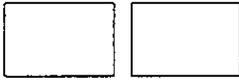
ELEVACION

RIGIDIZAR LA ESTRUCTURA NUEVA. SE LIMITAN LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA NUEVA Y SE DEJA UNA SEPARACION ADECUADA.

FIG. 6.1.2.6

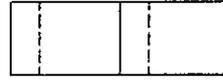
SOLUCIONES PARA EVITAR EL GOLPETEO DE EDIFICIOS COLINDANTES

RECOMENDABLE

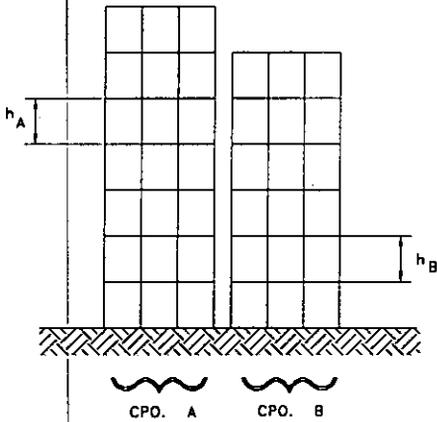


PLANTA

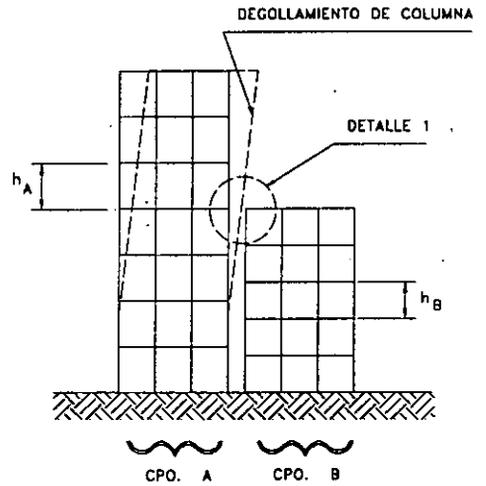
INACEPTABLE



PLANTA



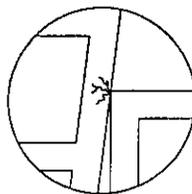
ELEVACION



ELEVACION

NOTA: LA ALTURA DE LOS ENTREPISOS COINCIDE,
CUANDO $h_A = h_B$

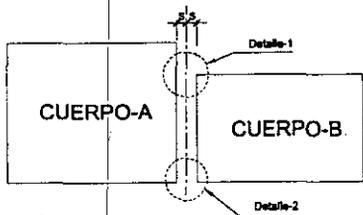
NOTA: LA ALTURA DE LOS ENTREPISOS NO COINCIDE,
CUANDO $h_A \neq h_B$



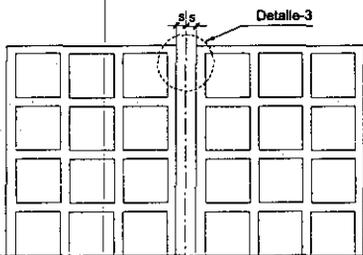
DETALLE - 1
(DETALLE DE GOLPETEO)

GOLPETEO ENTRE EDIFICIOS COLINDANTES

FIG. 6.1.2.7

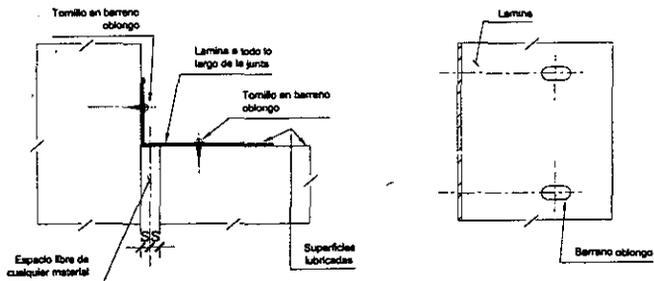


PLANTA



ELEVACION

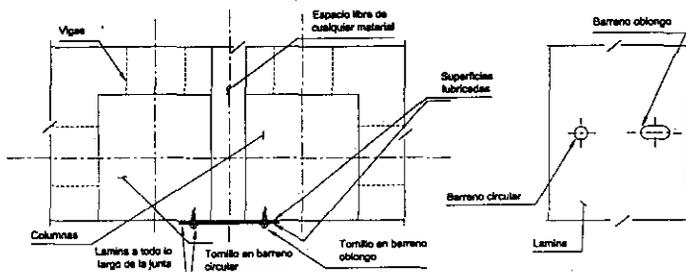
Topojuntas entre cuerpos de una misma construcción



PLANTA

ELEVACION DE LAMINA

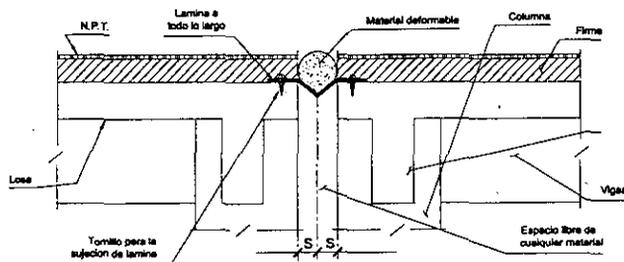
DETALLE-1



PLANTA

ELEVACION DE LAMINA

DETALLE-2



DETALLE-3

TAPAJUNTAS

FIG. 6.1.2.8

◊ Limpieza de espacios entre construcciones:

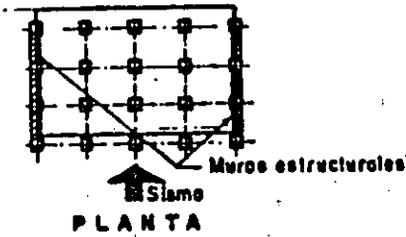
- ◆ Es conveniente que al terminar la construcción de los edificios se limpien totalmente los espacios dejados para separarlos de las construcciones vecinas o de otros cuerpos del mismo edificio, ya que al dejar desperdicios en estos espacios se impide el libre desplazamiento de las estructuras, modificando totalmente su comportamiento, lo que puede llegar a producir hasta el colapso total por golpeteo de los mismos. Así mismo, y de manera periódica, se deberán limpiar cuidadosamente los espacios entre construcciones para evitar lo antes mencionado.

◊ Tapajuntas:

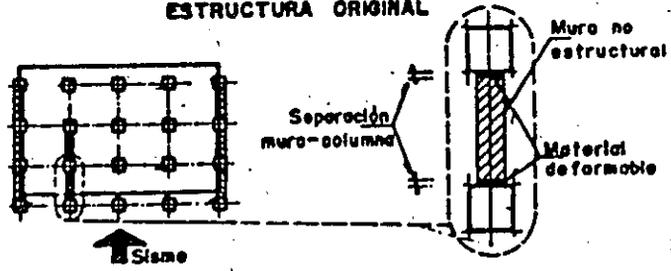
- ◆ Es conveniente utilizar tapajuntas para evitar la introducción de materiales no deseables en las separaciones entre edificios o entre cuerpos de edificios, procurando cuidar que estas tapajuntas no modifiquen el comportamiento de las estructuras (fig. 6.1.2.8).

3.- Los elementos no estructurales.

Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tenga un peso considerable, deberán ser aprobados en sus características y en su forma por el Director Responsable de Obra y por El Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido, tales como muros divisorios, de colindancia, de pretiles y otros elementos rígidos en fachadas, de escaleras y del equipo pesado, tanques, tinacos y casetas.

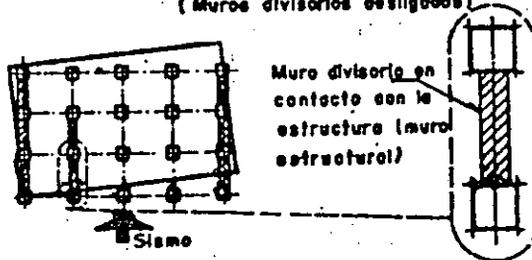


ESTRUCTURA ORIGINAL



PLANTA

ESTRUCTURA MODIFICADA CORRECTAMENTE
(Muros divisorios desligados)



PLANTA

ESTRUCTURA MODIFICADA INCORRECTAMENTE
(Muros divisorios ligados)

INCLUSION DE MUROS DIVISORIOS EN ESTRUCTURAS

Fig. 6.1.3.1

◊ Los elementos no estructurales se integran a las edificaciones tales como: (fig. 6.1.3.1 y fig. 6.1.3.2)

- ◆ Muros divisorios.
- ◆ Muros de colindancia.
- ◆ Pretilos.
- ◆ Fachadas precoladas.
- ◆ Elementos rígidos de fachada.
- ◆ Elementos rígidos de escaleras.
- ◆ Equipos pesados.
- ◆ Tanques.
- ◆ Tinacos.
- ◆ Casetas.
- ◆ Etc.

Deben ser aprobados por el Director Responsable de obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural.

⇒ En sus características.

⇒ En su fijación.

◊ Los muebles y equipos que se incluyan dentro de las edificaciones tales como:

- ◆ Anaqueles.
- ◆ Libreros.
- ◆ Lockers.
- ◆ Tableros eléctricos.
- ◆ Tableros telefónicos.
- ◆ Archivos.

◆ Maquinaria.

◆ Etc.

Se deberán fijar adecuadamente a la estructura, para evitar:

⇒ Daños materiales.

⇒ Daños a las personas.

El objetivo es:

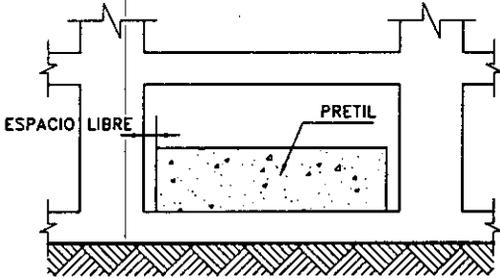
- * Evitar que la respuesta de las estructuras ante sismos de mediana y gran magnitud pueda ser modificada respecto al proyecto original al incluirse en la edificación elementos no estructurales como los mencionados, los que, debido a sus características y a su forma de fijación a la estructura, pueden evitar que la estructura se deforme libremente o bien pueden modificar la distribución de la capacidad sismo-resistente de la misma.
- * Evitar que se presenten en la estructura torsiones no previstas en el diseño estructural, que puedan llegar a causarle daños considerables o aun al colapso parcial o total.
- * Fijar adecuadamente los muebles y equipos en las edificaciones para evitar su posible deslizamiento, volteo, falla integral o falla de los elementos de sujeción.

Observaciones:

- * Pueden presentarse modificaciones a la capacidad sismo-resistente de las estructuras debido a la inclusión de elementos no estructurales, ya sea que estos elementos se integren a la estructura durante su construcción o bien posteriormente, cuando el edificio se encuentra en condiciones de servicio.

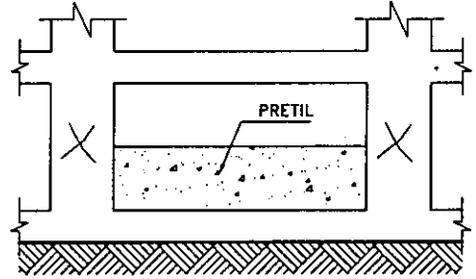
- * En aquellos casos en los que es imposible desligar los elementos no estructurales de la propia estructura, se deberá llevar a cabo un nuevo diseño estructural tomándolos en cuenta como elementos estructurales.
- * Los muros no estructurales deberán estar desligados adecuadamente de la estructura de tal manera que no restrinjan sus desplazamientos.
- * Los muros no estructurales deberán estar fijos a la estructura de tal manera que al presentarse sismos de gran magnitud no se desplacen ni se volteen (fig. 6.1.3.3).
- * Los materiales utilizados para aislar a los elementos no estructurales de la propia estructura pueden ser:
 - > Polisulfuro
 - > Celotex
 - > Sicaflex
 - > Poliestereno
 - > Hule espuma (alta densidad).
- * Los muebles o equipos no deberán fijarse a los elementos no estructurales, ya que ello podría ocasionar la falla de estos debido a las acciones adicionales producidas por su peso y/o tamaño.
- * Es conveniente fijar los muebles y equipos pesados a los elementos estructurales tomando en cuenta esta situación, al llevar a cabo la revisión estructural del edificio (fig. 6.1.3.4)

RECOMENDABLE

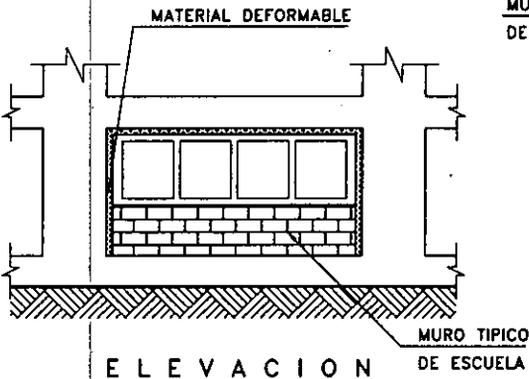


ELEVACION

INACEPTABLE

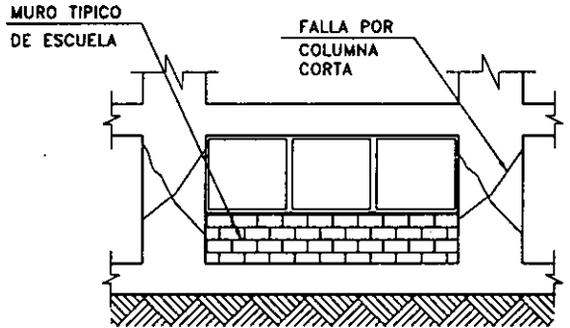


ELEVACION



ELEVACION

MURO TIPICO DE ESCUELA

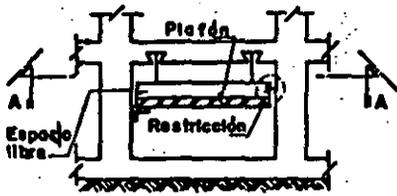


ELEVACION

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

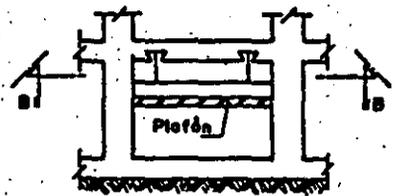
FIGURA No. 6.1.3.2

Recomendable

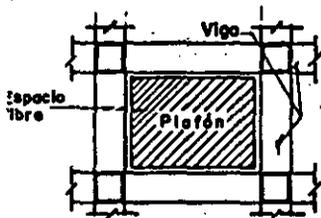


ELEVACION

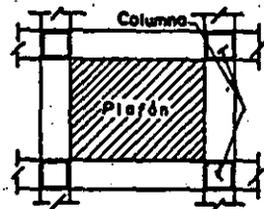
Inaceptable



ELEVACION



**PLANTA
CORTE A - A**

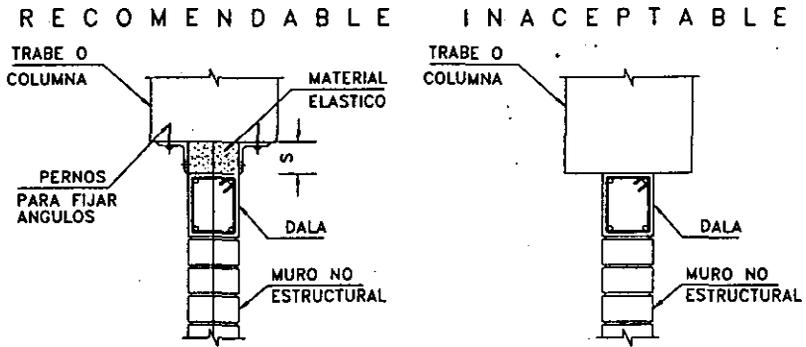


**PLANTA
CORTE B - B**

ELEMENTOS

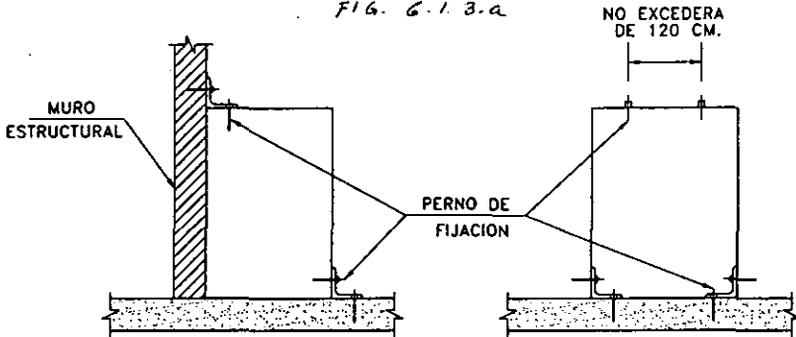
NO ESTRUCTURALES

Fig.

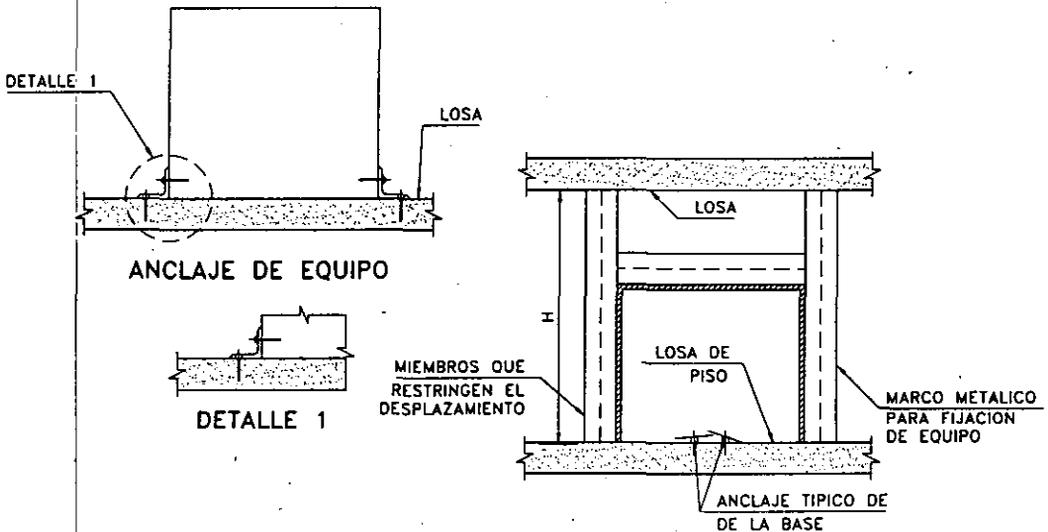


FIJACION DE MUROS NO ESTRUCTURALES

FIG. 6.1.3.a



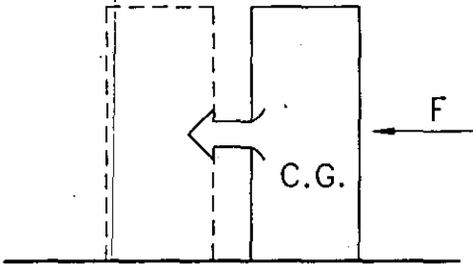
FIJACION DE ANAQUELES, LIBREROS, ETC.



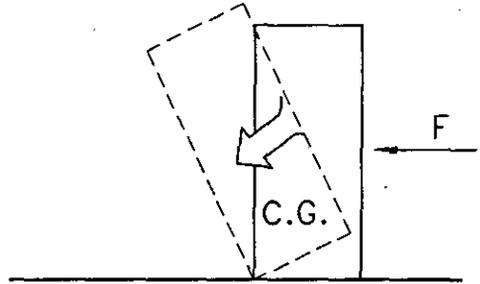
FIJACION DE MAQUINARIA Y/O EQUIPO

FIJACION DE MUEBLES Y LIBREROS A LA ESTRUCTURA

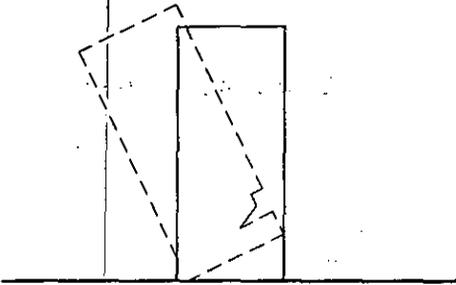
FIGURA No. 6.1.3.4



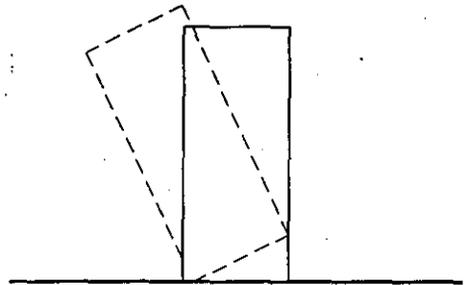
DESLIZAMIENTO



V O L T E O



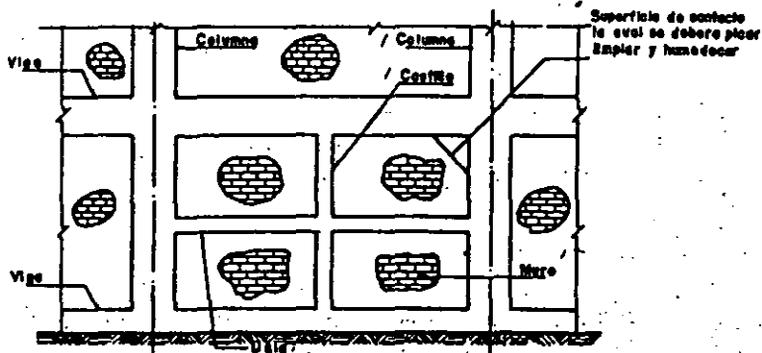
FALLA DEL MUEBLE
O EQUIPO



FALLA DEL ELEMENTO
DE FIJACION

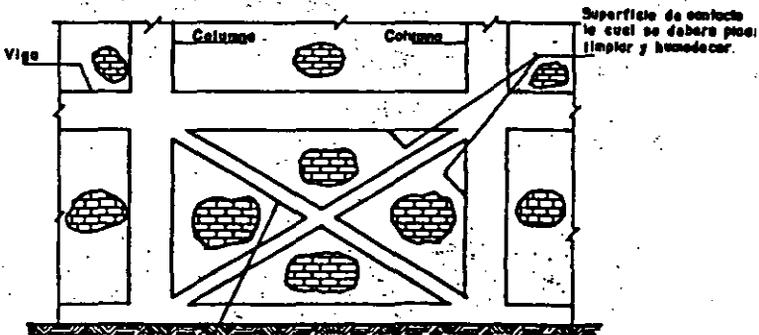
EFFECTOS INACEPTABLES EN LA FIJACION DE ANAQUELES,
LIBREROS O EQUIPOS

FIGURA No. 6.1.3.4.a



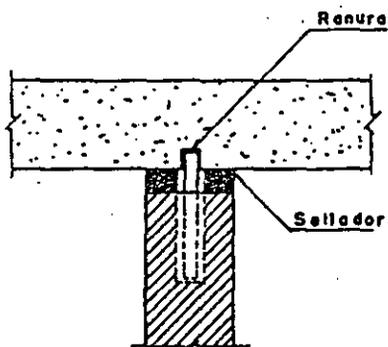
MURO DE MAMPOSTERIA CON DALAS Y CASTILLOS

Fig.

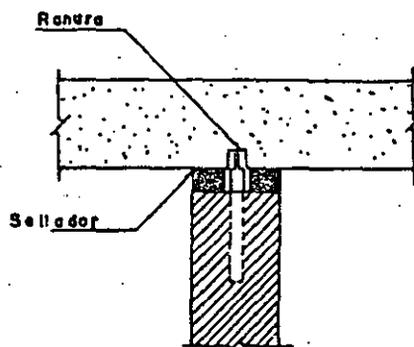


MURO DE MAMPOSTERIA CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

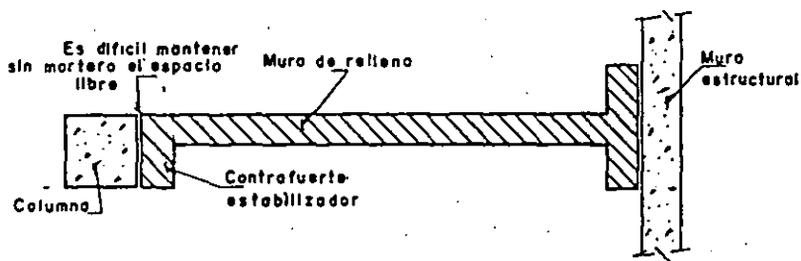
Fig.



Espiga metálica fijada con mortero dentro de un bloque hueco.



Cinta metálica plana elevada en direccion perpendicular.



DETALLES DE FIJACION DE MUROS NO ESTRUCTURALES PARA OTROS MATERIALES (MADERA, TABLAROCA ETC)

Fig.

4.- Muros divisorios, de fachada o de colindancias.

◊ La clasificación de los muros de acuerdo a su función es: (fig. 6.1.4.1)

- ◆ Muros divisorios.
- ◆ Muros de fachada.
- ◆ Muros de colindancia.

◊ La calificación de los muros desde el punto de vista estructural es: (fig. 6.1.4.2)

- ◆ Muros estructurales

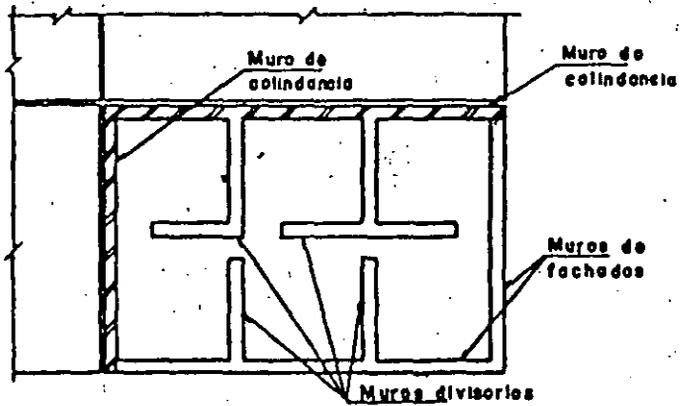
El objetivo es :

- * Asegurar que la contribución de los muros, cuando estos son considerados estructurales, coincida con su conceptualización original en el edificio.
- * Asegurar que los muros no estructurales se fijen a al estructura sin ligarlos a la misma; es decir, evitando que esta modifique su comportamiento original bajo la acción de sismos.

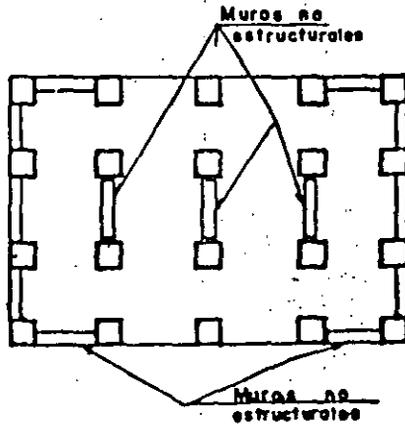
Muros estructurales.

Características:

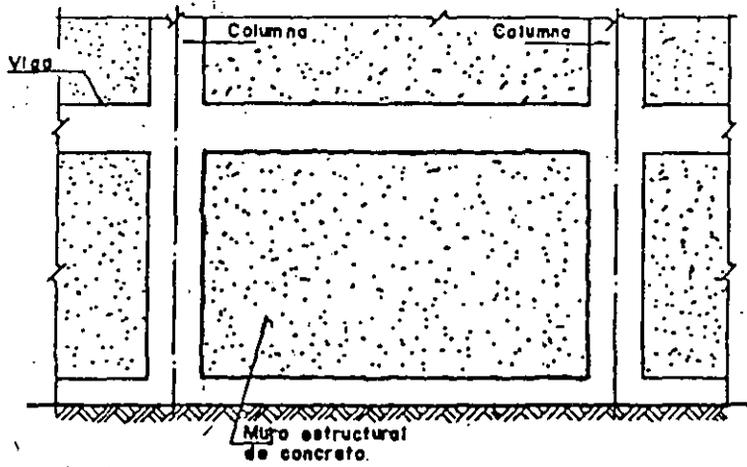
- * Están adecuadamente ligados a la estructura.
- * Tiene capacidad para resistir fuerzas sísmicas.
- * Su rigidez contribuye a al rigidez total de la estructura.
- * Restringen los desplazamientos del edificio.



CLASIFICACION DE MUROS (Tipos de muros)
 Fig. 6.1.4-1.

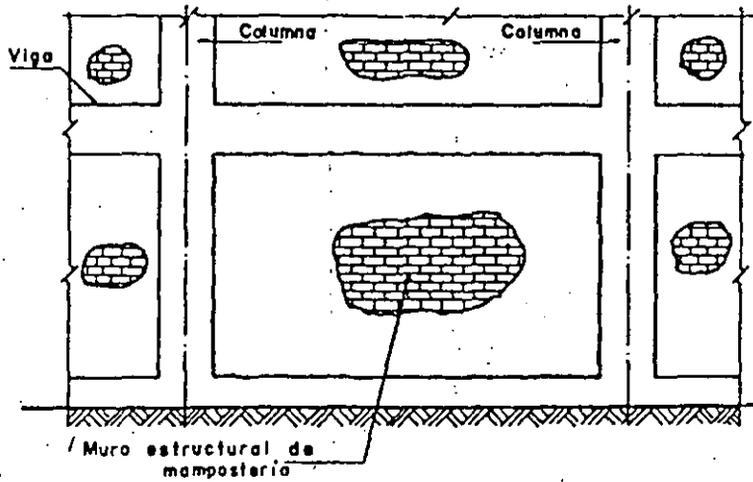


/ MUROS ESTRUCTURALES Y MUROS NO ESTRUCTURALES
 Fig. 6.1.4-2



MURO DE CONCRETO

Fig. 14-3



MURO DE MAMPOSTERÍA

Fig. 14-4

◊ Clasificación de los muros estructurales en función de los materiales

◆ Concreto. (fig. 6.1.4.3)

◆ Mampostería.

> Sin dalas ni castillos. (fig. 6.1.4.4)

> Con dalas y castillos. (fig. 6.1.4.5)

> Con diagonales de contraventeo

> De piezas macizas.

> De piezas huecas.

> Otros.

◊ Requisitos de diseño:

◆ Deben tomarse en cuenta en la estructuración.

◆ Debe tomarse en cuenta la influencia de estos muros en el diseño estructural.

◆ Deben dimensionarse desde el punto de vista estructural.

◆ Deben indicarse en los planos arquitectónicos y estructurales.

◆ deben tomarse en cuenta la influencia de estos muros, en las trabes y columnas de los marcos que los restringen. (fig. 6.1.4.6)

◊ Requisitos para las uniones de los muros estructurales con el resto de la estructura.

◆ Deben estar ligados en toda su periferia. (fig. 6.1.4.7)

◆ El acero de refuerzo de los muros de concreto debe anclarse a las trabes y a las columnas de la estructura. (fig. 6.1.4.8)

◆ El acero de refuerzo de los castillos y de las dalas, debe anclarse a las trabes y a las columnas de la estructura. (fig. 6.1.4.9)

- ◆ Las superficies de las columnas y de las trabes, que estarán en contacto con los muros, deberán tener un acabado rugoso (6 mm de profundidad), (fig. 6.1.4.10).
- ◆ Las superficies antes mencionadas deberán estar limpias y libres de polvo antes del colado o colocación de las piezas que integran a los muros (fig. 6.1.4.11).
- ◆ Las superficies de contacto antes mencionadas, deberán humedecerse por lo menos durante 24 horas, antes de los colados. (fig. 6.1.4.12)

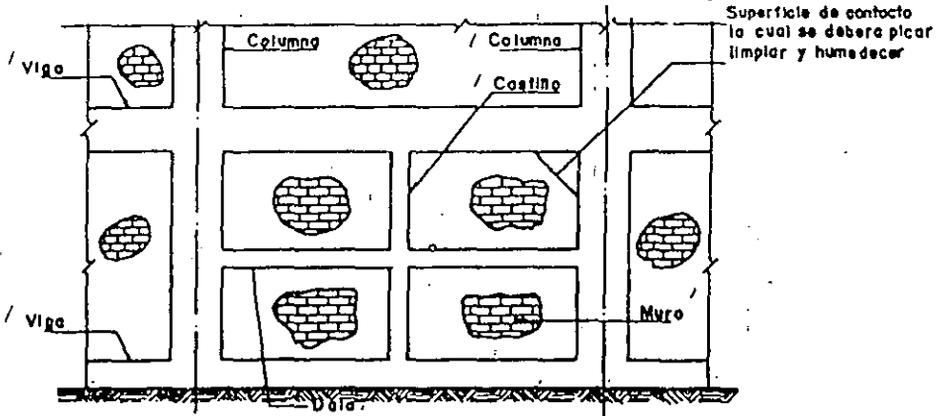
Muros no estructurales.

Características:

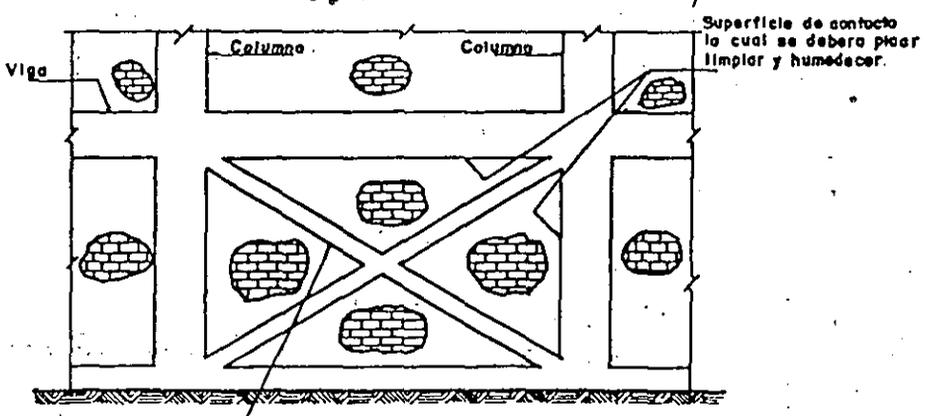
- * Se encuentran desligados de la estructura. (fig. 6.1.4.13)
- * No contribuye a la rigidez de la estructura.
- * No restringen los desplazamientos y/o deformaciones de la estructura.
- * Se encuentran fijos a la estructura, para evitar su deslizamiento y volteo (fig. 6.1.4.14)

◊ Clasificación de los muros no estructurales en función de los materiales.

- ◆ Mampostería.
- ◆ Tablaroca.
- ◆ Lamina.
- ◆ Aglomerados.
- ◆ Madera.
- ◆ Etc.



MURO DE MAMPOSTERIA CON DALAS Y CASTILLOS
Fig. 6.1.4 - 5



MURO DE MAMPOSTERIA CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO
Fig. 6.1.4 - 6

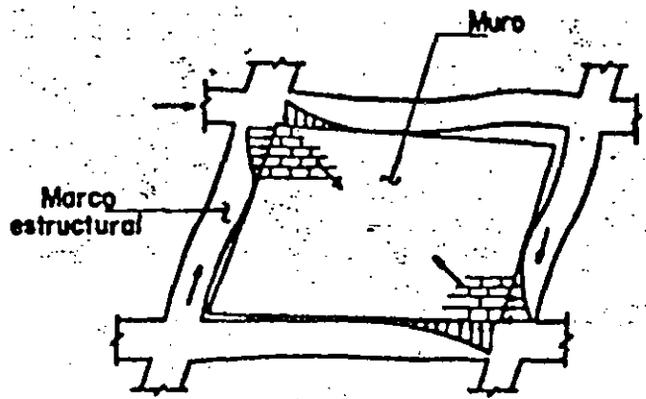
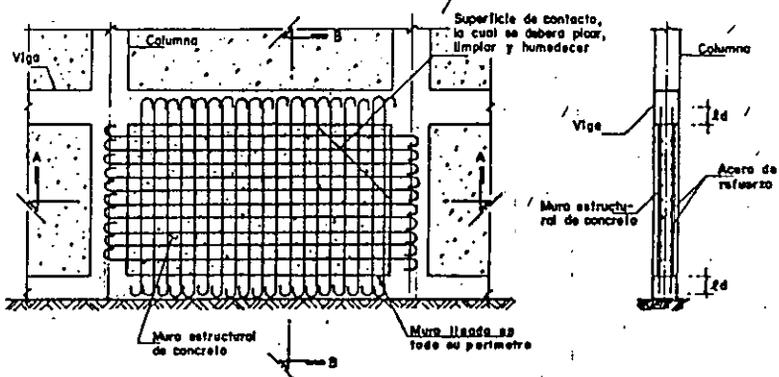


Fig. 6.1.4.7



ELEVACION

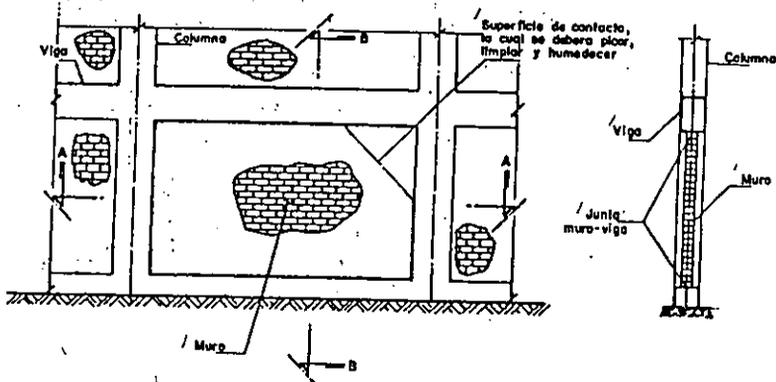
CORTE B-B



CORTE A-A

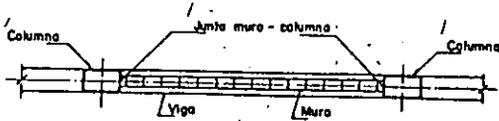
MURO DE CONCRETO

Fig. 6-17-b



ELEVACION

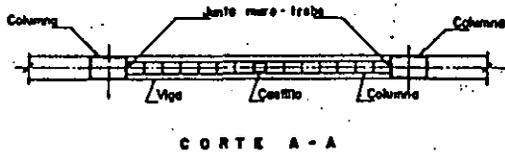
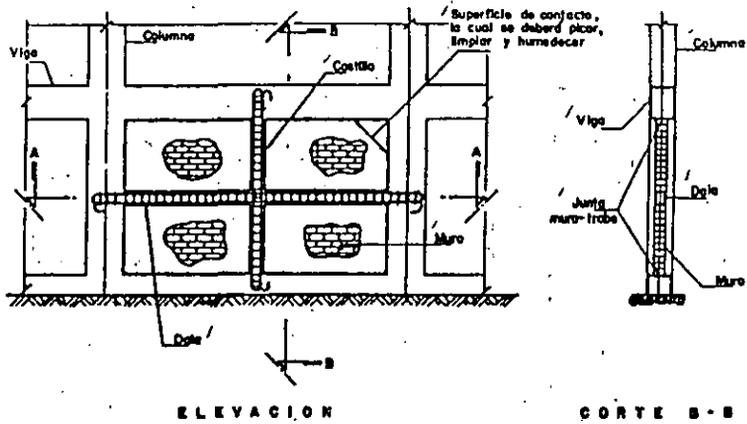
CORTE B-B



CORTE A-A

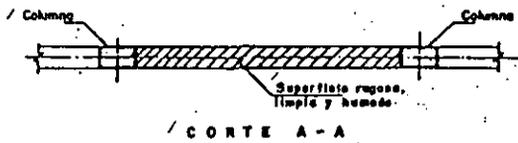
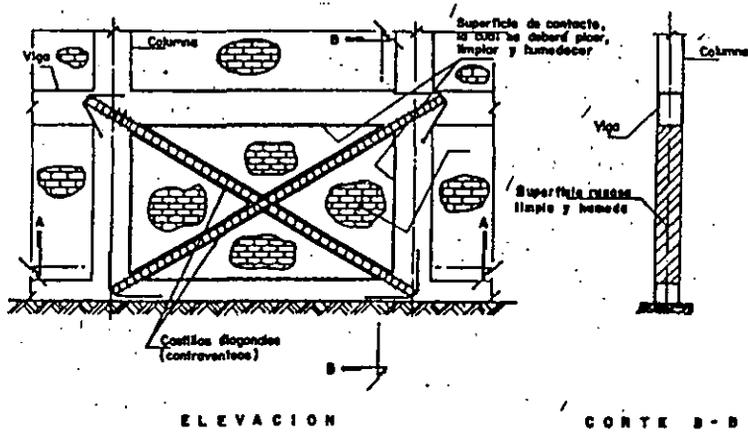
MURO DE MAMPOSTERIA SIN CASTILLOS

Fig. 6-17-a



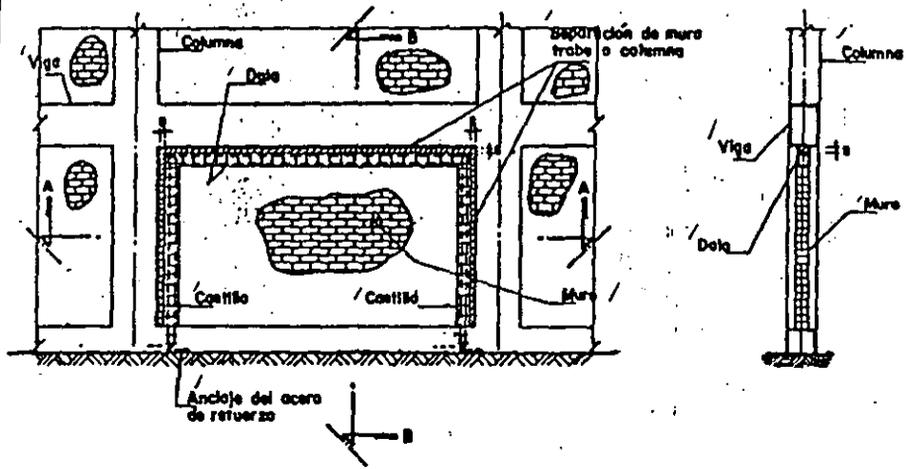
MURO DE MAMPOSTERIA CON CASTILLOS

Fig. 6 / 4-10



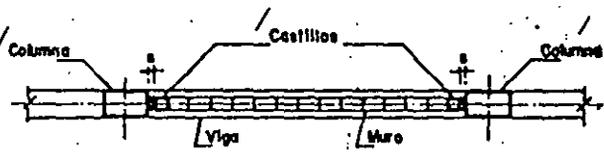
MURO DE MAMPOSTERIA CON CONTRAVENTES

Fig. 6 - 14-11



ELEVACION

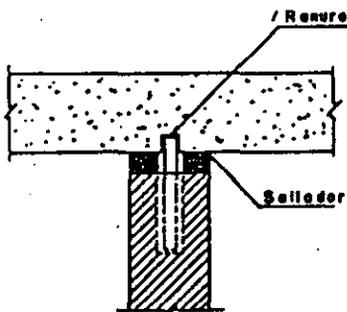
CORTE B-B



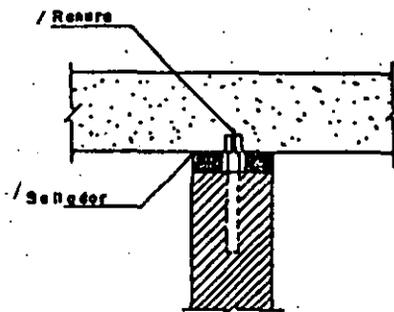
CORTE A-A

MURO DE MAMPOSTERIA DESLIGADO DE LA ESTRUCTURA
(NO ESTRUCTURAL)

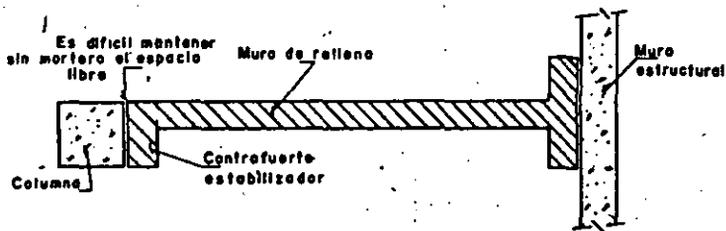
FIG. 14-12



Espejo metálica fijada con mortero dentro de un bloque hueco.



Placa metálica plana elevada en direccion perpendicular.



DETALLES DE FIJACION DE MUROS NO ESTRUCTURALES PARA OTROS MATERIALES (MADERA, TABLAROCA ETC)

Fig. 6 / - 4 - 14

◊ Requisitos de diseño.

- ◆ Deben diseñarse desde el punto de vista arquitectónico y fijarse adecuadamente a la estructura.
- ◆ Debe indicarse en los planos arquitectónicos y estructurales, señalando claramente su fijación.
- ◆ Deben diseñarse para ser estables en el sentido perpendicular a su plano.

◊ Requisitos para las uniones de los muros de los muros no estructurales con la estructura.

- ◆ Deben estar desligados en su perímetro, excepto en la base.

5.- En fachadas tanto interiores como exteriores.

La colocación de vidrios en los marcos o la liga de éstos con la estructura serán tales que las deformaciones de esta no afecten a los vidrios.

Las fachadas pueden ser:

⇒ Interiores.

⇒ Exteriores.

◊ Deben existir holguras:

- ◆ Entre vidrios y marcos de las ventanas (ventanería), definidas por los fabricantes.

- ◆ Entre los marcos de las ventanas y los elementos estructurales, definidas por el cálculo estructural.

El objetivo es:

- * Asegurar que los vidrios de las fachadas no se vean dañados bajo la acción de sismos de mediana o gran intensidad.
- * Evitar peligros para los habitantes de los inmuebles o de los transeúntes.
- * Evitar gastos de reposición de vidrios.

◇ Dimensiones de las holguras entre ventanería y elementos estructurales.

- ◆ Las dimensiones de las holguras existentes entre los marcos de las ventanas y los elementos estructurales dependen de las deformaciones de los entrepisos, causadas exclusivamente por las fuerzas cortantes horizontales; es decir, no se deben considerar las deformaciones producidas por las cargas axiales en las columnas, ni la rotación de la base de la estructura producidas por su interrelación con el suelo.
- ◆ Las holguras entre las ventanerías y los elementos estructurales será:

$$C \geq \frac{\delta}{(1 + H_v / B_v)}$$

B_v = Ancho del marco de la ventana.

H_v = Altura del marco de la ventana.

C = Holgura total entre marcos de ventana y elementos estructurales.

Δ = Deformación por cortante de entrepisos.

δ = Desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco de la estructura calculada a partir de la deformación por cortante del entrepiso.

◇ Materiales que se pueden utilizar para el aislamiento:

◆ De las ventanas con respecto a la estructura:

- > Sellador.
- > Silicones.
- > Etc.

◇ Fijación de las ventanas a las estructuras:

◆ Se deben fijar las ventanas a la estructura de tal manera que se impidan los movimientos perpendiculares a su plano. Para ello se pueden colocar, entre otras cosas, ángulos metálicos a distancias adecuadas.

◇ Fijación de los vidrios a las ventanas.

◆ Se seguirá la práctica establecida por los fabricantes de ventanería.

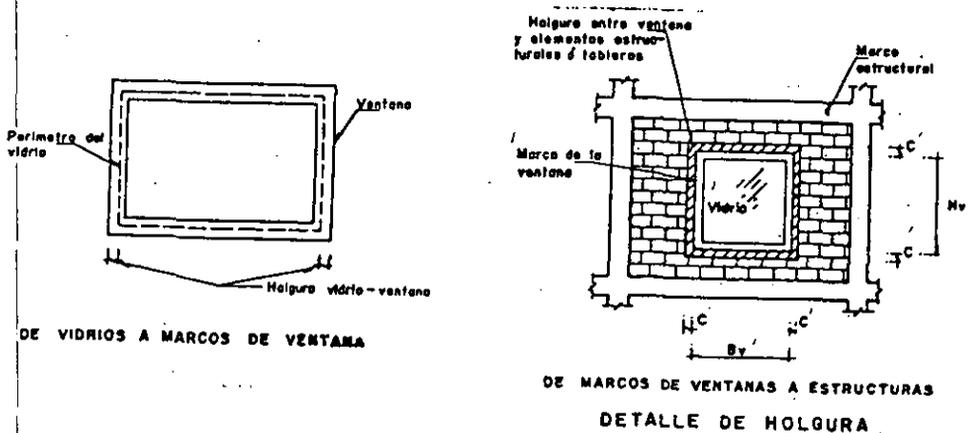
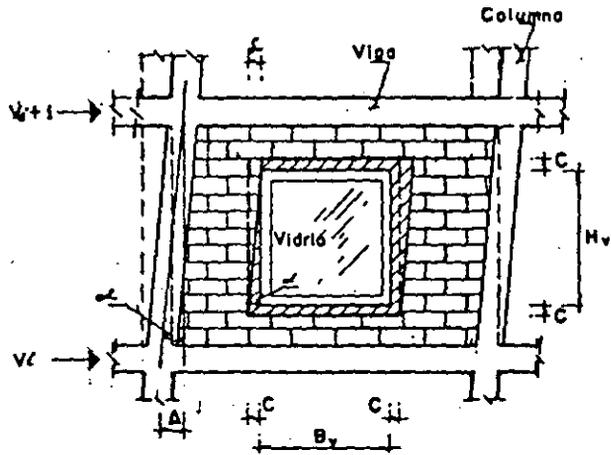
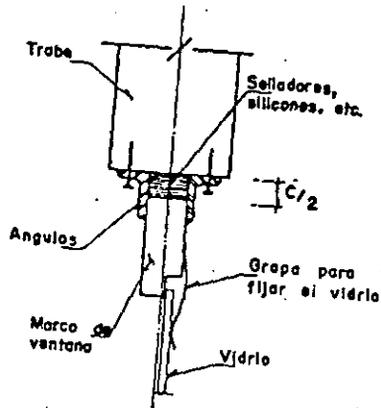


FIG. 6.1.5.1



Δ = Deformación del entrepiso causada exclusivamente por fuerzas cortantes considerados.



DETALLES DE FIJACION DE MARCOS DE VENTANAS A ESTRUCTURAS

Fig.

6.- Separación entre construcciones.

Las construcciones deberán separarse de sus linderos una distancia que se obtendrá del análisis sísmico.

- * Cuando se emplea los métodos estáticos y dinámico.

$$S \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \Delta \end{cases}$$

donde:

S = Separación de la construcción con el lindero.

Δ = Desplazamiento máximo horizontal del edificio.

◊ Los desplazamientos máximos horizontales de los edificios se obtendrán:

- ◆ Tomando en cuenta las fuerzas sísmicas reducidas.
- ◆ Obteniendo el desplazamiento máximo horizontal.

Luego.

$$\Delta = \Delta_{\text{calc.}} \times Q + \begin{cases} 0.001 h_i & \text{Zona I} \\ 0.003 h_i & \text{Zona II} \\ 0.006 h_i & \text{Zona III} \end{cases}$$

donde:

Q = Factor de comportamiento sísmico.

h_i = Altura del nivel en que se presenta el desplazamiento máximo horizontal sobre el terreno.

Δ_{calc} = Deformación calculada en el análisis estructural.

* Cuando se emplea el método simplificado.

$$S \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \{ \{ 0.007 h_i & \text{Zona I} \\ \{ \{ 0.009 h_i & \text{Zona II} \\ \{ \{ 0.012 h_i & \text{Zona III} \end{cases}$$

◇ La separación entre cuerpos de un mismo edificio y entre edificios adyacentes será:

$$S_t = S_1 + S_2$$

donde:

S_t = Separación total

S_1 = Separación correspondiente al edificio 1.

S_2 = Separación correspondiente al edificio 2.

◇ La separación entre cuerpos de un mismo edificio adyacentes se indicará en:

◆ Planos arquitectónicos.

◆ Planos estructurales.

◇ Si se utilizan tapajuntas, estos permitirán el libre desplazamiento:

◆ En su plano.

◆ Perpendicular a su plano.

◆ Estarán libres de todo material.

El objetivo es:

- * Evitar que los edificios que se construyan, no tengan posibilidad de chocar con las construcciones colindantes, cuando se presenten sismos de magnitud considerable.
- * Este tema es similar al que se plantea en los artículos 177 y 209, del RCDF. Con la diferencia de que en el, se toman en cuenta aspectos cuantitativos.

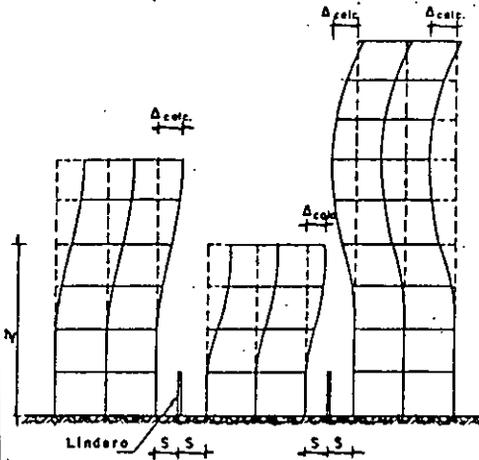
Comentarios:

- * Se observa que la separación entre edificios y entre cuerpos de un mismo edificio, son notablemente mayores para la zona III que para las zonas de transición (II) y de lomas (I).
- * El intervalo de las separaciones de los edificios con los linderos, cuando se aplica el método simplificado son:

ZONA	INTERVALO (cm)
Lomas (I)	5 - 9
Transición (II)	5 - 12
Lacustre (III)	5 - 16

- * Al definir la estructuración de los edificios se suponen separaciones entre sus cuerpos, o con los edificios colindantes. Al llevar a cabo el análisis estructural del mismo es factible se modifique esta separación de acuerdo con los desplazamientos calculados.
- * El cumplimiento de este artículo es de gran importancia, debido a que las estructuras pueden estar bien diseñadas pero si no tiene la separación adecuada, podrán sufrir daños importantes provocados por el impacto con los edificios vecinos.

* Esta especificación presenta notables modificaciones, respecto al Reglamento de Construcción de 1977 debido al gran número de edificios que sufrieron grandes daños durante los sismos de septiembre de 1985, provocados por el choque entre ellos.



Donde :

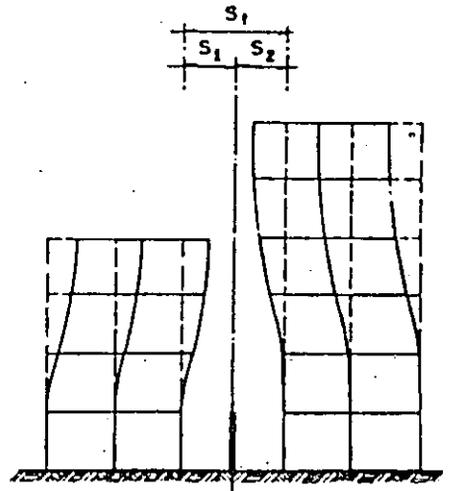
S = separación de la construcción con el lindero.

SEPARACION DE EDIFICIOS

Fig.

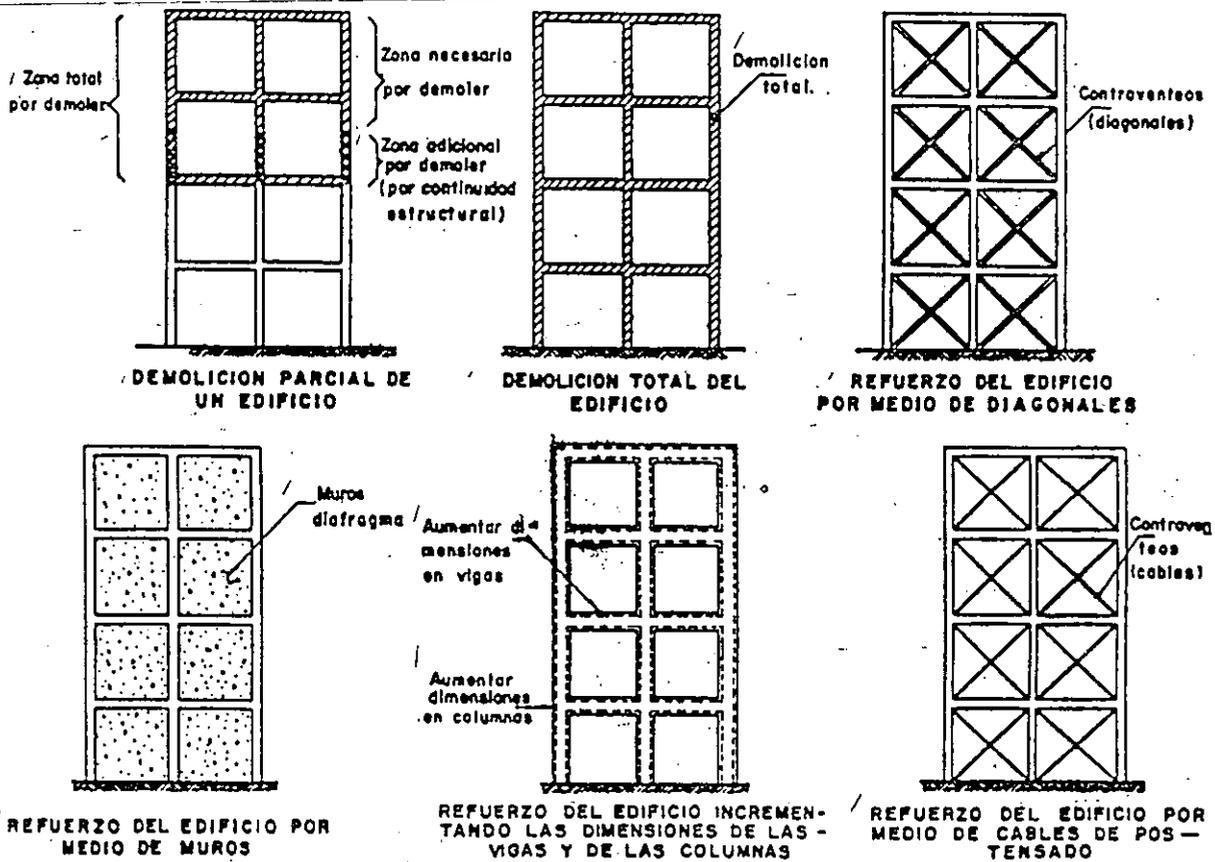
h_i = Altura del nivel en que se presenta el desplazamiento máximo horizontal sobre el terreno.

$\Delta_{calc.}$ = deformación calculada en el análisis estructural.



SEPARACION TOTAL ENTRE EDIFICIOS

Fig.



OPCIONES PARA EDIFICIOS QUE MUESTREN PROBLEMAS ESTRUCTURALES

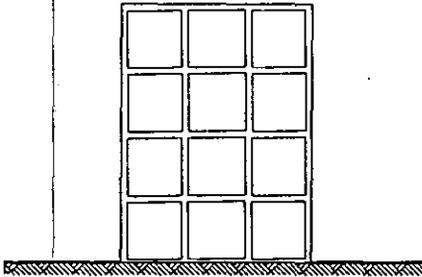
Fig.

7.- Modificaciones de construcciones existentes.

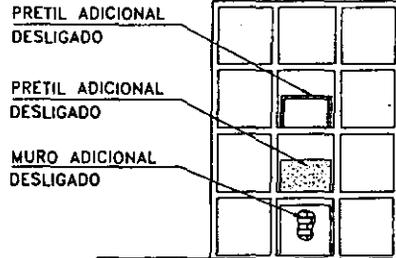
Las modificaciones de una construcción que impliquen una alteración en su funcionamiento estructural, serán objeto de un proyecto estructural que garantice que tanto la zona modificada como la estructura en su conjunto y su cimentación cumplen con los requisitos de seguridad del reglamento.

◊ Las modificaciones a edificios existentes: (fig. 6.1.7.1).

- ◆ Deberán realizarse después de llevar a cabo una revisión muy cuidadosa del proyecto estructural.
- ◆ Deberán ser aprobadas por el Director Corresponsable de Obra y/o Corresponsable en Seguridad Estructural.
- ◆ Deberán partir de un rediseño estructural que incluya los aspectos correspondientes a:
 - > La propia estructura.
 - > La cimentación.
 - > Los apuntalamientos.
 - > Las rigidizaciones.
 - > Los procedimientos constructivos.
 - > Etc.

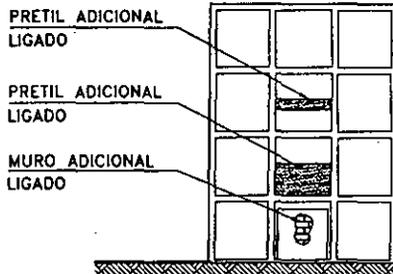


ESTRUCTURA ORIGINAL



NO ES NECESARIO HACER UNA REVISION ESTRUCTURAL, LOS ELEMENTOS ADICIONALES NO AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

ESTRUCTURA MODIFICADA EN FORMA CORRECTA

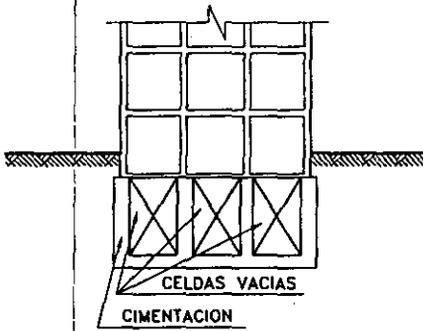


ES NECESARIO HACER UNA REVISION ESTRUCTURAL, PARA DETERMINAR EL EFECTO DE LOS ELEMENTOS ADICIONALES.

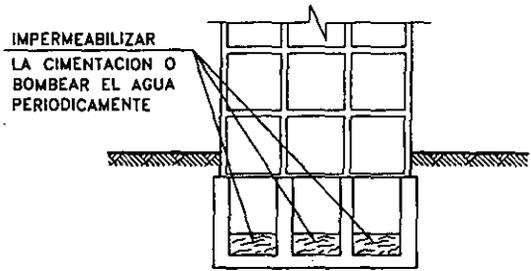
ESTRUCTURA MODIFICADA EN FORMA INCORRECTA

MODIFICACIONES VOLUNTARIAS

FIGURA No. 6.1.7.2

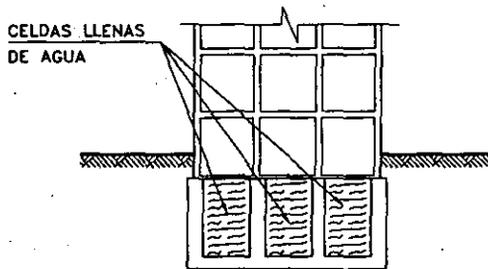


ESTRUCTURA ORIGINAL



NO SE VE AFECTADO EL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL BUEN MANTENIMIENTO.

ESTRUCTURA MODIFICADA EN FORMA CORRECTA



LA ESTRUCTURA NO SE COMPORTA ADECUADAMENTE, SE REQUIERE BOMBEAR EL AGUA E IMPERMEABILIZAR.

ESTRUCTURA MODIFICADA EN FORMA INCORRECTA

MODIFICACIONES INVOLUNTARIAS

FIGURA No. 6.1.7.3

El objetivo es:

- * Evitar que modificaciones locales de la estructura afecten desfavorablemente el comportamiento general de la misma.

Se tiene experiencias de edificios que fallan de manera parcial o total y en algunos casos llegan hasta el colapso, por modificaciones realizadas incorrectamente a la estructura.

◊ Clasificación de las modificaciones:

◆ Las modificaciones que pueden sufrir las estructuras son:

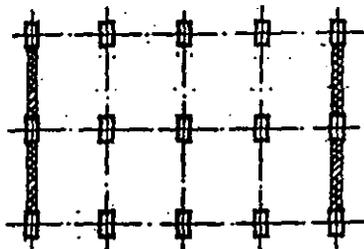
- > Modificaciones voluntarias (ampliación, remodelación, refuerzos, etc.) (fig. 6.1.7.2)
- > Modificaciones involuntarias (por falla de mantenimiento, por uso inadecuado del inmueble, etc.) (fig. 6.1.7.3)

◆ Posibles daños.

- > Daños en elementos secundarios.
- > Daños en elementos principales.
- > Colapso parcial de la estructura.
- > Colapso total de la estructura.

Recomendaciones:

- * Cuando la modificación consista en la modernización de la fachada mediante elementos colados in situ o prefabricados, éstos no deberán ligarse a la estructura.



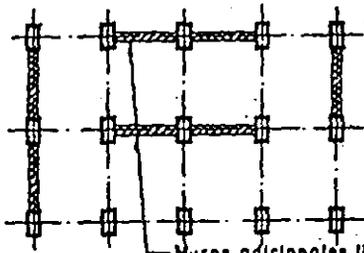
ESTRUCTURA ORIGINAL



Muros adicionales desligados de la estructura.

No es necesario hacer una revisión estructural, ya que los muros adicionales no afectan el comportamiento de la estructura.

ESTRUCTURA MODIFICADA EN FORMA CORRECTA



Muros adicionales ligados a la estructura

Es necesario hacer una revisión estructural, para determinar el efecto de los muros adicionales a la estructura.

ESTRUCTURA MODIFICADA EN FORMA INCORRECTA

MODIFICACIONES VOLUNTARIAS

Fig.

- * Se deberán rediseñar las cimentaciones de acuerdo con las modificaciones que se les hagan a las estructuras.
- * Cualquier modificación de la estructura o de la cimentación deberá ser revisada y aprobada por Director Responsable de Obra y/o Corresponsable en Seguridad Estructural.
- * En caso de que las estructuras o cimentaciones sean modificadas y no se les haya sometido a una revisión estructural, el Propietario, el Director Responsable de Obra y el Corresponsable en Seguridad Estructural serán responsables del comportamiento de la edificación.
- * Si las estructuras son modificadas inadecuadamente, pueden sufrir daños no solo por sismo, sino también por cargas verticales.
- * Cuando la edificación se encuentre ubicada en la zona III, los problemas antes mencionados se amplifican considerablemente.

6.2 Cimentaciones.

Debido a la importancia de las cimentaciones en una construcción se dará las siguientes recomendaciones para ello.

1.- Según el tipo de suelo.

◊ En el Reglamento de Construcción del D. F. se subdivide el suelo de la Ciudad de México en tres zonas:

- ◆ Zona I (Lomas).
- ◆ Zona II (Transición).
- ◆ Zona III (Lacustre).

◊ Las estructuras se pueden clasificar en:

- ◆ Ligeras.
- ◆ Medianas.
- ◆ Pesadas

El objetivo es:

- * Definir las zonas geológicas en las que se ubican los predios en donde se van a construir edificios, de acuerdo con la clasificación establecida por el Departamento del Distrito Federal.
- * Para definir el tipo de suelo en el que se ubicarán las estructuras, se toman en cuenta las siguientes indicaciones.
 - > Para estructuras ligeras y medianas, se puede determinar el tipo de suelo directamente del mapa de zonificación del D. F. , sin embargo es

recomendable llevar a cabo estudios de mecánica de suelos que permita clasificar al suelo con información más precisa.

- > Si el predio se encuentra dentro de la frontera de 200 m, de la frontera entre dos zonas, se supondrá ubicada en la zona más desfavorable.

Observaciones:

- * Aún cuando el estudio de mecánica de suelos reclasifiquen geotécnicamente un lugar, deberá emplearse el coeficiente sísmico correspondiente a su ubicación en el mapa.
- * Para estructuras pesadas se define el tipo de suelo del predio en que se ubicarán, con base en los estudios de mecánica de suelos como se especifica en las N. T. C. para diseño de cimentaciones.

Recomendaciones:

- * Es conveniente emplear cimentaciones superficiales en zonas de suelo duro y cimentaciones profundas en zona de suelo compresible.

Con base en lo anterior:

- ◊ En zonas de suelo duro.

Es recomendable:

- ◆ Zapatas aisladas.
- ◆ Zapatas corridas
- ◆ Losas de cimentación.

No es recomendable:

- ◆ Cimentaciones compensadas.
- ◆ Cimentaciones a base de pilotes.

◇ En zonas de suelo compresible.

Es recomendable:

- ◆ Cajones de cimentación.
- ◆ Cajones de cimentación con pilotes de fricción o de control.

No es recomendable:

- ◆ Zapatas aisladas.
- ◆ Zapatas corridas.
- ◆ Losas de cimentación.

◇ En suelo duro. (fig. 6.2.1.1)

Es recomendable:

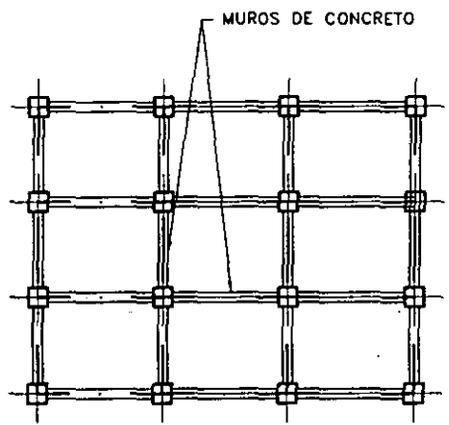
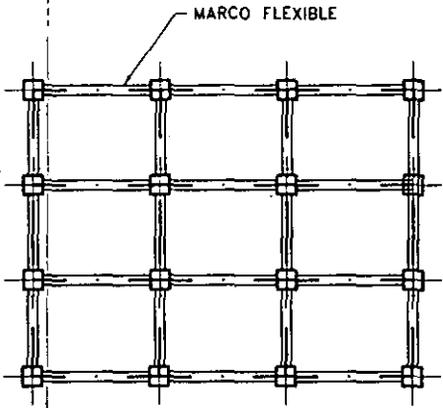
- ◆ Estructuras con marcos flexibles de concreto.
- ◆ Estructuras con marcos flexibles de acero.
- ◆ Estructuras con losas reticulares.

No recomendable:

- ◆ Estructuras con gran densidad de muros de cortante.
- ◆ Estructuras con gran densidad contra vientos.

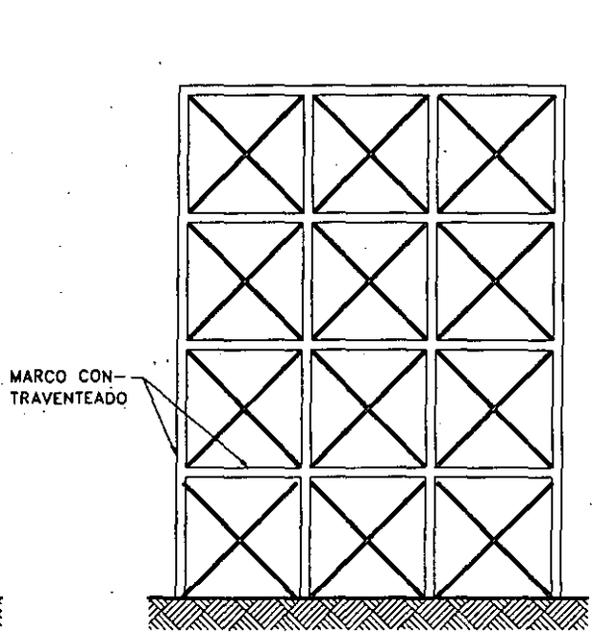
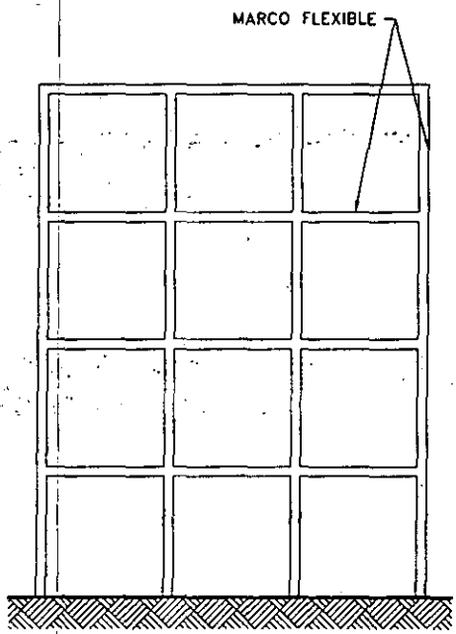
RECOMENDABLE.

NO RECOMENDABLE



PLANTA

PLANTA



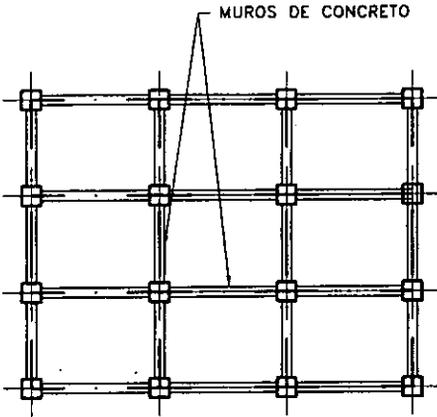
ELEVACION

ELEVACION

ESTRUCTURACIONES EN SUELO DURO

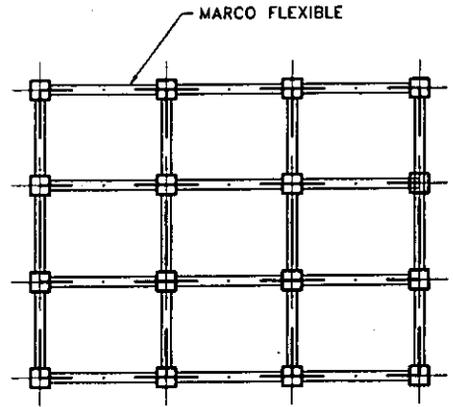
FIGURA No. 6.2.1.1

RECOMENDABLE



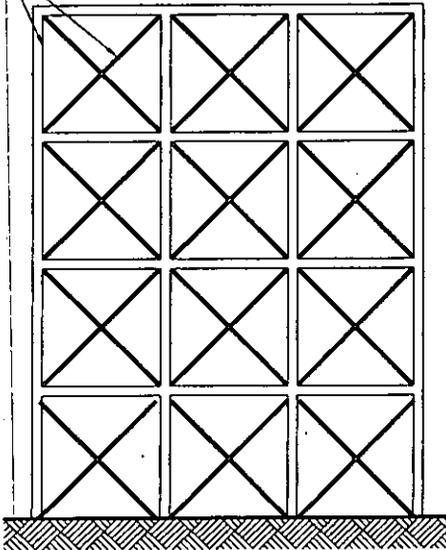
P L A N T A

NO RECOMENDABLE



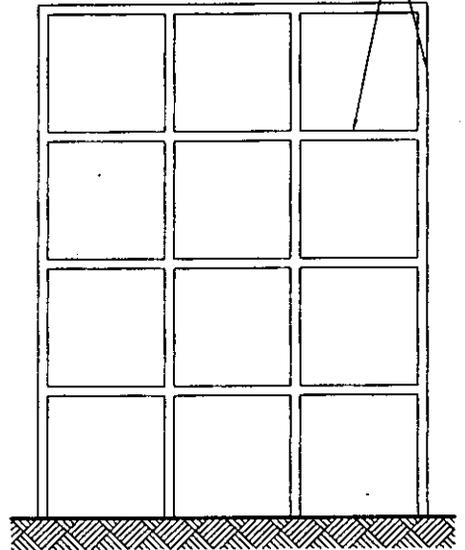
P L A N T A

MARCO CON-
TRAVENTEADO



E L E V A C I O N

MARCO FLEXIBLE



E L E V A C I O N

ESTRUCTURACIONES EN SUELO COMPRESIBLE

FIGURA No. 6.2.1.2

◊ En suelo comprensible. (fig. 6.2.1.2)

Es recomendable:

- ◆ Estructuras con marcos flexibles de concreto.
- ◆ Estructuras con marcos flexibles de acero
- ◆ Estructura con losas reticulares

2.- Edificios colindantes.

◊ Se deben investigar las condiciones de las cimentaciones de los edificios colindantes en lo correspondiente a : (E.G. 6.2.2.1)

- ◆ Inestabilidad.
- ◆ Hundimientos.
- ◆ Emersión.
- ◆ Agrietamiento del suelo.
- ◆ Desplome.

Se requiere tener conocimiento de las construcciones que puedan afectar o verse afectadas por el edificio en construcción.

◊ Las construcciones que puedan verse afectadas o afectar a la estructura en proyecto, pueden tener:

- ◆ Colindancia directa.
- ◆ colindancia indirecta.

◊ Se deben investigar las obras subterráneas cercanas, ya sea existentes o proyectadas, que puedan afectar o verse afectadas por la estructura en proyecto, tales como:

- ◆ Red de transporte colectivo.
- ◆ Drenaje.
- ◆ Otros servicios públicos.

El objetivo es:

- * Evitar con el tiempo, o bajo la acción de solicitaciones eventuales o accidentales se presenten deformaciones o desplazamientos en las estructuras provocados por los hundimientos, emersiones, etc., del suelo. (fig. 6.2.2.1).
- * Evitar que debido a las características de la estructura por construir, se vean afectadas las construcciones colindantes y las obras subterráneas ubicadas en las cercanías. (fig. 6.2.2.2).

Investigación de edificios y obras colindantes.

◊ Se deberán estudiar las cimentaciones de cada una de las edificaciones colindantes directamente o indirectamente, en lo referente a:

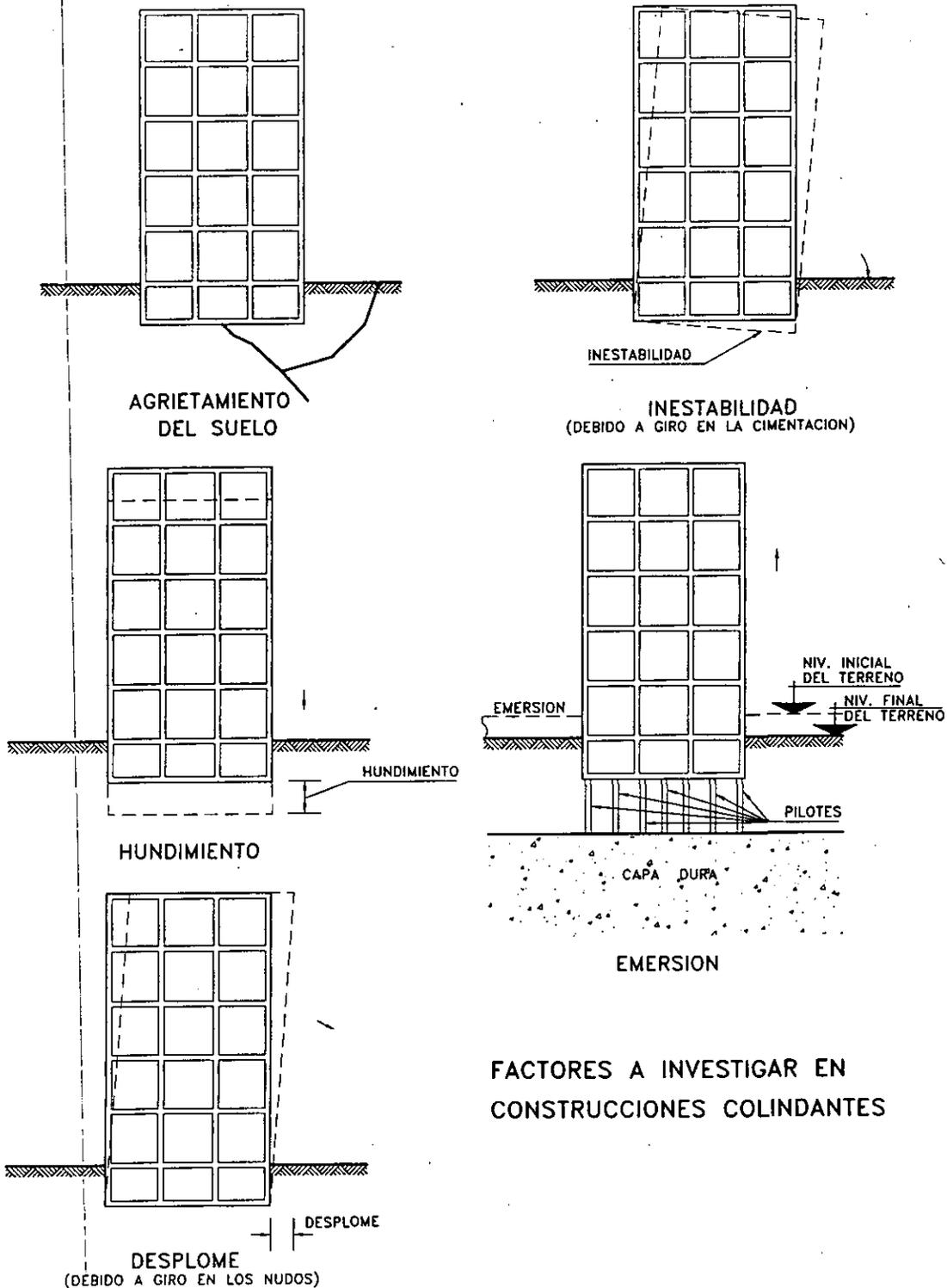
- ◆ Tipo de cimentación.
- ◆ Condiciones actuales de la cimentación.
- ◆ Relación cimentación - suelo - estructura.
- ◆ Influencia de la nueva cimentación en las ya existentes.
- ◆ Influencia de las cimentaciones existentes en la nueva.

0 Los factores que deben tomarse en cuenta para definir la cimentación adecuada y posteriormente la estructuración definitiva son:

- ◆ Peso de la estructura. (fig. 6.2.2.3)
- ◆ Colindancias. (fig. 6.2.2.4)
- ◆ Rigidez de la estructura.
- ◆ Zona del D. F. en la que se ubicará el edificio.

Recomendaciones:

- * Todas las estructuras que se vayan a construir cerca de obras públicas de gran importancia (red de transporte colectivo, drenaje, etc.), se someterán a la revisión y aprobación de las autoridades correspondientes.
- * Las edificaciones que se construirán en zonas de la Ciudad en que se presentan suelos compresibles, requieren mayor cuidado tanto al definir la estructura como en el diseño estructural y en su construcción, ya que los problemas que ahí se presentan son más graves que los correspondientes a zonas de suelos duros.
- * Es conveniente que las cimentaciones de las nuevas construcciones sean compatibles en sus deformaciones (hundimientos, emersiones, etc.) con las correspondientes de las estructuras colindantes.
- * Las cimentaciones de las nuevas construcciones no deben introducir acciones adicionales a las obras subterráneas cercanas.



FACTORES A INVESTIGAR EN
CONSTRUCCIONES COLINDANTES

FIGURA No. 6.2.2.1

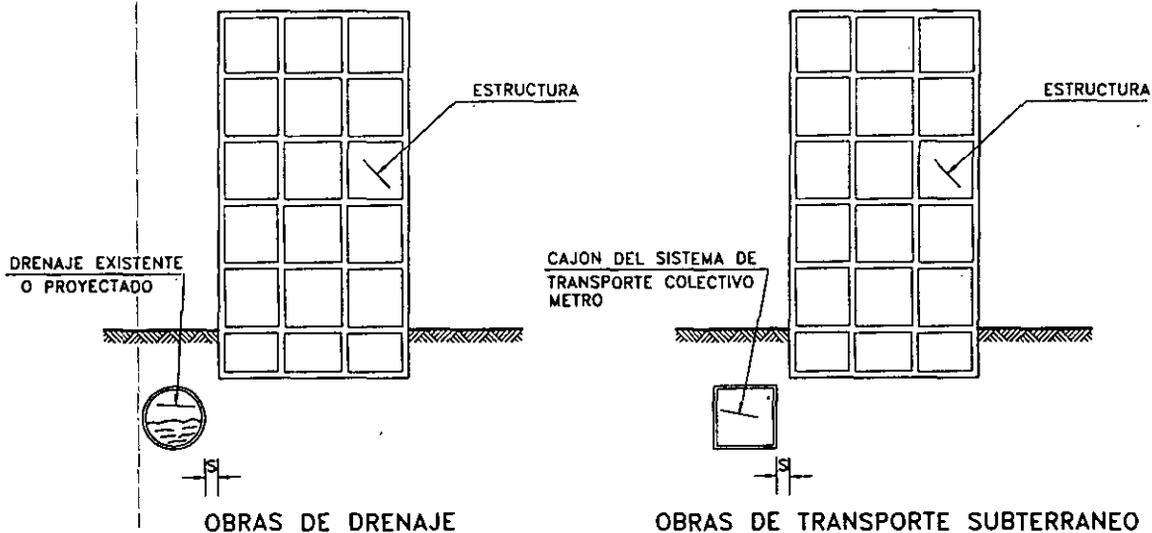
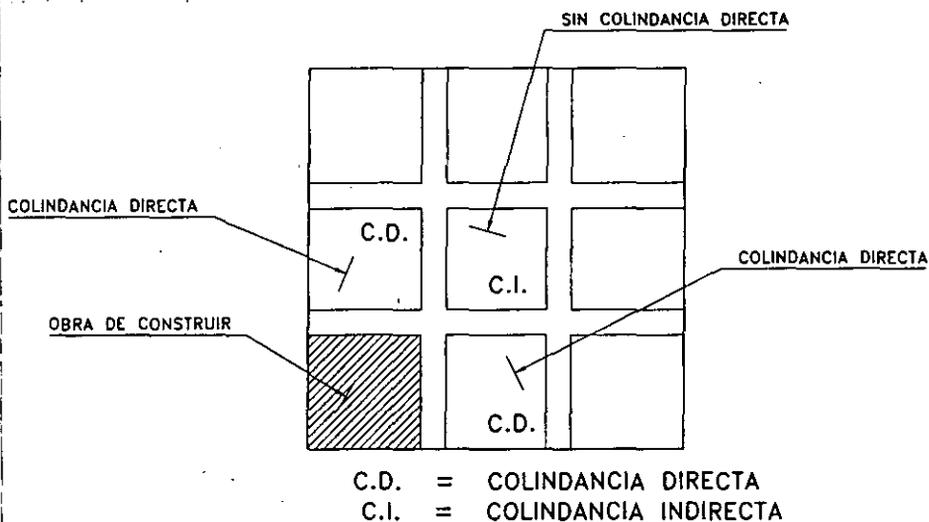
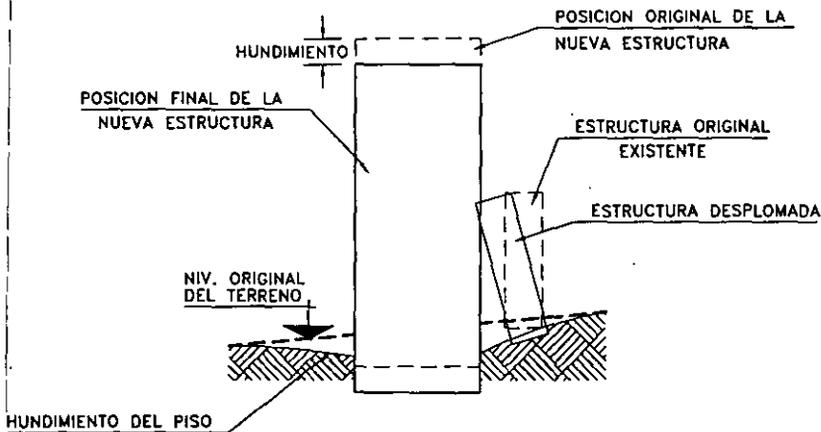


FIGURA No. 6.2.2.2
OBRAS SUBTERRANEAS



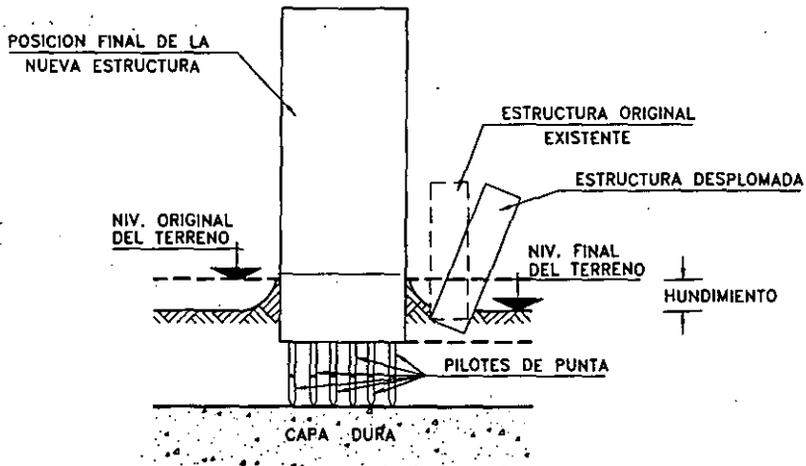
PLANTA DE COLINDANCIAS

FIGURA No. 6.2.2.1



INFLUENCIA DE LOS HUNDIMIENTOS DEL SUELO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES, PROVOCADAS POR NUEVAS ESTRUCTURAS DE GRAN PESO

Fig. 6.2.2.3



INFLUENCIA DE LA EMERSION DEL SUELO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES, PROVOCADA POR NUEVAS ESTRUCTURAS PILOTEADAS

FIGURA No. 6.2.2.4

C A P I T U L O V I I

EJEMPLO .

Para el ejemplo de aplicación de los diferentes métodos se ha escogido el análisis sísmico dinámico. Este se realizará por medio del programa ECOGC en computadora y se nos dará el diseño de trabes, columnas y losas.

Para la cimentación se analizara aparte para determinar que tipo de cimentación se colocara.

El ejemplo consta de un edificio de 3 niveles, ubicado en Calle Velázquez de León esq. Covarrubias, es un edificio de oficinas que albergara equipo de computo de gran

importancia para la Cia. Las dimensiones del edificio son largo 14.0 m, ancho 4.0 m y 3 niveles con las siguientes alturas:

Nivel 1 4.0 m

Nivel 2 5.0 m

Nivel 3 5.0 m

No se tiene muros interiores ni exteriores y se colocará cancelería de aluminio alrededor de todo el edificio. No tendrá la cimentación de colindancias.

Para el análisis de cargas vivas y muertas se siguió el procedimiento que marca el Reglamento del Distrito Federal y Las Normas Técnicas Complementarias.

Por los datos anteriores se trata de una Estructura Tipo A

Ubicada en zona III, que es zona de Lago.

No cumple con las condiciones de regularidad, por lo que se debe reducir el factor de comportamiento sísmico.

El coeficiente sísmico es 0.32 pero por ser Estructura tipo A se multiplicará por 1.5 = 0.48.

Identificación: EJEMPLO DE ANALISIS SISMICO

Niveles: 3 [id: 0 1 2 3]

Ejes X: 3 [id: A B C]

Ejes Y: 3 [id: 1 2 3]

nudos: 33

apoyos: 6

secciones transversales: 2

trabes: 36

columnas: 18

diagonales: 0

muros: 0

factor de zona rígida

análisis estático: 0.5000

análisis dinámico: 0.5000

GEOMETRIA_

PLANTA	X Y		ELEVACION_		
	(m)	(m)	H.PARCIAL_	H.TOTAL_	
PUNTO	(m)	(m)	NIVEL	(m)	(m)
A+1	0.000	0.000	1	4.000	4.000
A+2	8.000	0.000	2	5.000	9.000
A+3	16.000	0.000	3	5.000	14.000
B+1	0.000	2.000			
B+2	8.000	2.000			
B+3	16.000	2.000			
C+1	0.000	4.000			
C+2	8.000	4.000			
C+3	16.000	4.000			

APOYOS_

NUDO	DESPLAZAMIENTO ROTACION_					
	X	Y	Z	X	Y	Z
A+1/0	R	R	R	R	R	R
A+2/0	R	R	R	R	R	R
A+3/0	R	R	R	R	R	R
C+1/0	R	R	R	R	R	R
C+2/0	R	R	R	R	R	R
C+3/0	R	R	R	R	R	R

CATALOGO DE SECCIONES_

SEC E (T/m2) kG Tp Par metros (m,grados)_

C01 2'213,594 0.43 R b=0.5 h=0.5 alfa=0 r=0.02

T01 2'213,594 0.43 R b=0.25 h=0.8 r=0.02

TRABES_

EDO.PLANO_

TRABÉ	SEC	La (m)	Lb (m)	Lc (m)	L (m)	1-2	1-3
A+1-2/1	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
A+2-3/1	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
B+1-2/1	T01	0.125	7.750	0.125	8.000	RR	RR
B+2-3/1	T01	0.125	7.750	0.125	8.000	RR	RR
C+1-2/1	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
C+2-3/1	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
1+A-B/1	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
1+B-C/1	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
2+A-B/1	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
2+B-C/1	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
3+A-B/1	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
3+B-C/1	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
A+1-2/2	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
A+2-3/2	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
B+1-2/2	T01	0.125	7.750	0.125	8.000	RR	RR
B+2-3/2	T01	0.125	7.750	0.125	8.000	RR	RR
C+1-2/2	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
C+2-3/2	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
1+A-B/2	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
1+B-C/2	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
2+A-B/2	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
2+B-C/2	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
3+A-B/2	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
3+B-C/2	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
A+1-2/3	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
A+2-3/3	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
B+1-2/3	T01	0.125	7.750	0.125	8.000	RR	RR
B+2-3/3	T01	0.125	7.750	0.125	8.000	RR	RR
C+1-2/3	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
C+2-3/3	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
1+A-B/3	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
1+B-C/3	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
2+A-B/3	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
2+B-C/3	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR
3+A-B/3	T01	0.250	1.625	0.125	2.000	RR	RR
3+B-C/3	T01	0.125	1.625	0.250	2.000	RR	RR

COLUMNAS_

EDO.PLANO_

COLUMNA	SEC	La (m)	Lb (m)	Lc (m)	L (m)	1-2	1-3_
A+1/0-1	C01	0.000	3.600	0.400	4.000	RR	RR
A+1/1-2	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
A+1/2-3	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
C+1/0-1	C01	0.000	3.600	0.400	4.000	RR	RR
C+1/1-2	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
C+1/2-3	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
A+2/0-1	C01	0.000	3.600	0.400	4.000	RR	RR
A+2/1-2	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
A+2/2-3	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
C+2/0-1	C01	0.000	3.600	0.400	4.000	RR	RR
C+2/1-2	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
C+2/2-3	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
A+3/0-1	C01	0.000	3.600	0.400	4.000	RR	RR
A+3/1-2	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
A+3/2-3	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
C+3/0-1	C01	0.000	3.600	0.400	4.000	RR	RR
C+3/1-2	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR
C+3/2-3	C01	0.400	4.200	0.400	5.000	RR	RR

DATOS SISMICOS [RCDF93-NTCS95]_

Grupo: A c=0.4000*1.5

Zona: III Ta=0.6s Tb=3.9s r=1

Regular: No

Qx: 1.6

Qy: 1.6

Combinación para masas: (cm1+0.72*cv1)/g

Niveles sin sismo: 0

Modos a calcular: 12

Excentricidad accidental: 0.1 b

ESTADO DE CARGA: CMI CM AZOTEA 410 Kg/m², ENTREPISO 360 Kg/m²_

C A R G A _

TRABE	TIPO	DIR	Par metros (m,T)_
A+1-2/1	un	z	w=-0.795
A+2-3/1	un	z	w=-0.795
B+1-2/1	un	z	w=-0.99
B+2-3/1	un	z	w=-0.99
C+1-2/1	un	z	w=-0.795
C+2-3/1	un	z	w=-0.795
I+A-B/1	un	z	w=-0.66

ESTADO DE CARGA: CMI CM AZOTEA 410 Kg/m², ENTREPISO 360 Kg/m²

C A R G A

TRABE	TIPO	DIR	Par metros (m,T)
1+B-C/1	un	z	w=-0.66
2+A-B/1	un	z	w=-0.84
2+B-C/1	un	z	w=-0.84
3+A-B/1	un	z	w=-0.66
3+B-C/1	un	z	w=-0.66
A+1-2/2	un	z	w=-0.795
A+2-3/2	un	z	w=-0.795
B+1-2/2	un	z	w=-0.99
B+2-3/2	un	z	w=-0.99
C+1-2/2	un	z	w=-0.795
C+2-3/2	un	z	w=-0.795
1+A-B/2	un	z	w=-0.66
1+B-C/2	un	z	w=-0.66
2+A-B/2	un	z	w=-0.84
2+B-C/2	un	z	w=-0.84
3+A-B/2	un	z	w=-0.66
3+B-C/2	un	z	w=-0.66
A+1-2/3	un	z	w=-0.839
A+2-3/3	un	z	w=-0.839
B+1-2/3	un	z	w=-1.077
B+2-3/3	un	z	w=-1.077
C+1-2/3	un	z	w=-0.839
C+2-3/3	un	z	w=-0.839
1+A-B/3	un	z	w=-0.685
1+B-C/3	un	z	w=-0.685
2+A-B/3	un	z	w=-0.89
2+B-C/3	un	z	w=-0.89
3+A-B/3	un	z	w=-0.685
3+B-C/3	un	z	w=-0.685

ESTADO DE CARGA: CMI CM AZOTEA 410 Kg/m², ENTREPISO 360 Kg/m²

C A R G A

NUDO	TIPO	DIR	Par metros (m,T)
A+1/1	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-2.4
A+2/1	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-2.4
A+3/1	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-2.4
C+1/1	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-2.4
C+2/1	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-2.4
C+3/1	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-2.4
A+1/2	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
A+2/2	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
A+3/2	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3

ESTADO DE CARGA: CMI CM AZOTEA 410 Kg/m², ENTREPISO 360 Kg/m²

C A R G A _

NUDO	TIPO	DIR	Par metros (m,T)
C+1/2	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
C+2/2	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
C+3/2	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
A+1/3	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
A+2/3	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
A+3/3	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
C+1/3	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
C+2/3	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3
C+3/3	fc	xyz	fx=0 fy=0 fz=-3

ESTADO DE CARGA: CV1 CV AZOTEA 100 Kg/m², ENTREPISO 250 Kg/m²

C A R G A _

TRABE	TIPO	DIR	Par metros (m,T)
A+1-2/1	un	z	w=-0.219
A+2-3/1	un	z	w=-0.219
B+1-2/1	un	z	w=-0.438
B+2-3/1	un	z	w=-0.438
C+1-2/1	un	z	w=-0.219
C+2-3/1	un	z	w=-0.219
1+A-B/1	un	z	w=-0.125
1+B-C/1	un	z	w=-0.125
2+A-B/1	un	z	w=-0.25
2+B-C/1	un	z	w=-0.25
3+A-B/1	un	z	w=-0.125
3+B-C/1	un	z	w=-0.125
A+1-2/2	un	z	w=-0.219
A+2-3/2	un	z	w=-0.219
B+1-2/2	un	z	w=-0.438
B+2-3/2	un	z	w=-0.438
C+1-2/2	un	z	w=-0.219
C+2-3/2	un	z	w=-0.219
1+A-B/2	un	z	w=-0.125
1+B-C/2	un	z	w=-0.125
2+A-B/2	un	z	w=-0.25
2+B-C/2	un	z	w=-0.25
3+A-B/2	un	z	w=-0.125
3+B-C/2	un	z	w=-0.125
A+1-2/3	un	z	w=-0.087
A+2-3/3	un	z	w=-0.087
B+1-2/3	un	z	w=-0.175
B+2-3/3	un	z	w=-0.175

ESTADO DE CARGA: CV1 CV AZOTEA 100 Kg/m², ENTREPISO 250 Kg/m²
 C A R G A_ Par metros (m,T)_

C+1-2/3	un	z	w=-0.087
C+2-3/3	un	z	w=-0.087
1+A-B/3	un	z	w=-0.05
1+B-C/3	un	z	w=-0.05
2+A-B/3	un	z	w=-0.1
2+B-C/3	un	z	w=-0.1
3+A-B/3	un	z	w=-0.05
3+B-C/3	un	z	w=-0.05

ESTADO DE CARGA: S1x1_
 C A R G A_

NUDO [NM] TIPO DIR Par metros (m,T)_

*A+1/3	fn	xy	fx=43.538	fy=0	x=8	y=2.4
*A+1/2	fn	xy	fx=31.48	fy=0	x=8	y=2.4
*A+1/1	fn	xy	fx=11.243	fy=0	x=8	y=2.4

ESTADO DE CARGA: S1x2_
 C A R G A_

NUDO [NM] TIPO DIR Par metros (m,T)_

*A+1/3	fn	xy	fx=43.538	fy=0	x=8	y=1.6
*A+1/2	fn	xy	fx=31.48	fy=0	x=8	y=1.6
*A+1/1	fn	xy	fx=11.243	fy=0	x=8	y=1.6

ESTADO DE CARGA: S1y1_
 C A R G A_

NUDO [NM] TIPO DIR Par metros (m,T)_

*A+1/3	fn	xy	fx=0	fy=42.852	x=9.6	y=2
*A+1/2	fn	xy	fx=0	fy=30.471	x=9.6	y=2
*A+1/1	fn	xy	fx=0	fy=10.97	x=9.6	y=2

ESTADO DE CARGA: S1y2_
 C A R G A_

NUDO [NM] TIPO DIR Par metros (m,T)_

*A+1/3	fn	xy	fx=0	fy=42.852	x=6.4	y=2
*A+1/2	fn	xy	fx=0	fy=30.471	x=6.4	y=2
*A+1/1	fn	xy	fx=0	fy=10.97	x=6.4	y=2

COMBINACIONES (RCDF93)_

Cb Estados de Carga_

- 1 +1.5CM1 +1.5CV1
- 2 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx1 +0.33SIy1
- 3 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx1 -0.33SIy1
- 4 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx1 +0.33SIy2
- 5 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx1 -0.33SIy2
- 6 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx1 +0.33SIy1
- 7 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx1 -0.33SIy1
- 8 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx1 +0.33SIy2
- 9 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx1 -0.33SIy2
- 10 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx2 +0.33SIy1
- 11 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx2 -0.33SIy1
- 12 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx2 +0.33SIy2
- 13 +1.1CM1 +0.792CV1 +1.1SIx2 -0.33SIy2
- 14 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx2 +0.33SIy1
- 15 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx2 -0.33SIy1
- 16 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx2 +0.33SIy2
- 17 +1.1CM1 +0.792CV1 -1.1SIx2 -0.33SIy2
- 18 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx1 +1.1SIy1
- 19 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx1 -1.1SIy1
- 20 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx1 +1.1SIy2
- 21 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx1 -1.1SIy2
- 22 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx1 +1.1SIy1
- 23 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx1 -1.1SIy1
- 24 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx1 +1.1SIy2
- 25 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx1 -1.1SIy2
- 26 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx2 +1.1SIy1
- 27 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx2 -1.1SIy1
- 28 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx2 +1.1SIy2
- 29 +1.1CM1 +0.792CV1 +0.33SIx2 -1.1SIy2
- 30 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx2 +1.1SIy1
- 31 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx2 -1.1SIy1
- 32 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx2 +1.1SIy2
- 33 +1.1CM1 +0.792CV1 -0.33SIx2 -1.1SIy2

ANALISIS MODAL_

Masas obtenidas de: $(cm1 + 0.72 \cdot cv1) / g$

Peso total en sismo: 231.008 T

MODO PERIODO (seg)_

1	0.5467
2	0.5190
3	0.3516
4	0.1738
5	0.1667
6	0.1140
7	0.1064
8	0.1052
9	0.0724
10	0.0572
11	0.0440
12	0.0439

MODO DE VIBRACION 1 [T=0.5467 seg]_

MASA * g DESPLAZAMIENTOS ROTACIONES_

NUDO	(T)	dx	dy	dz	rx	ry	rz_
A+1/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A+2/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A+3/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
C+1/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
C+2/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
C+3/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A+1/1	6.96	0.07141	-0.00000	0.00107	0.00010	0.01704	0.00000
A+2/1	11.04	0.07141	-0.00000	0.00000	0.00000	0.01048	0.00000
A+3/1	6.96	0.07141	-0.00000	-0.00107	-0.00010	0.01704	0.00000
B+1/1	6.72	0.07141	-0.00000	0.00130	-0.00000	0.00414	0.00000
B+2/1	12.48	0.07141	-0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00026	0.00000
B+3/1	6.72	0.07141	-0.00000	-0.00130	0.00000	0.00414	0.00000
C+1/1	6.96	0.07141	-0.00000	0.00107	-0.00010	0.01704	0.00000
C+2/1	11.04	0.07141	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.01048	0.00000
C+3/1	6.96	0.07141	-0.00000	-0.00107	0.00010	0.01704	0.00000
A+1/2	7.56	0.20258	-0.00000	0.00178	0.00008	0.01477	0.00000
A+2/2	11.64	0.20258	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00954	0.00000
A+3/2	7.56	0.20258	-0.00000	-0.00178	-0.00008	0.01477	0.00000
B+1/2	6.72	0.20258	-0.00000	0.00198	-0.00000	0.00365	0.00000
B+2/2	12.48	0.20258	-0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00005	0.00000
B+3/2	6.72	0.20258	-0.00000	-0.00198	0.00000	0.00365	0.00000
C+1/2	7.56	0.20258	-0.00000	0.00178	-0.00008	0.01477	0.00000
C+2/2	11.64	0.20258	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00954	0.00000
C+3/2	7.56	0.20258	-0.00000	-0.00178	0.00008	0.01477	0.00000
A+1/3	7.33	0.28527	-0.00000	0.00200	0.00005	0.00701	0.00000
A+2/3	11.18	0.28527	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00385	0.00000
A+3/3	7.33	0.28527	-0.00000	-0.00200	-0.00005	0.00701	0.00000

MODO DE VIBRACION 1 [T=0.5467 seg]

NUDO	MASA * g DESPLAZAMIENTOS ROTACIONES							
	(T)	dx	dy	dz	rx	ry	rz	
B+1/3	6.26	0.28527	-0.00000	0.00211	0.00000	0.00189	0.00000	
B+2/3	11.55	0.28527	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00001	0.00000	
B+3/3	6.26	0.28527	-0.00000	-0.00211	-0.00000	0.00189	0.00000	
C+1/3	7.33	0.28527	-0.00000	0.00200	-0.00005	0.00701	0.00000	
C+2/3	11.18	0.28527	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00385	0.00000	
C+3/3	7.33	0.28527	-0.00000	-0.00200	0.00005	0.00701	0.00000	

MODO DE VIBRACION 2 [T=0.519 seg]

NUDO	MASA * g DESPLAZAMIENTOS ROTACIONES							
	(T)	dx	dy	dz	rx	ry	rz	
A+1/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A+2/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A+3/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
C+1/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
C+2/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
C+3/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A+1/1	6.96	0.00000	0.07092	0.00319	-0.01256	-0.00000	0.00000	
A+2/1	11.04	0.00000	0.07092	0.00320	-0.01256	0.00000	0.00000	
A+3/1	6.96	0.00000	0.07092	0.00319	-0.01256	0.00000	0.00000	
B+1/1	6.72	0.00000	0.07092	0.00000	0.00305	0.00000	0.00000	
B+2/1	12.48	0.00000	0.07092	-0.00000	0.00305	-0.00000	0.00000	
B+3/1	6.72	0.00000	0.07092	0.00000	0.00305	-0.00000	0.00000	
C+1/1	6.96	0.00000	0.07092	-0.00319	-0.01256	0.00000	0.00000	
C+2/1	11.04	0.00000	0.07092	-0.00320	-0.01256	0.00000	0.00000	
C+3/1	6.96	0.00000	0.07092	-0.00319	-0.01256	-0.00000	0.00000	
A+1/2	7.56	0.00000	0.20047	0.00530	-0.01200	-0.00000	0.00000	
A+2/2	11.64	0.00000	0.20047	0.00531	-0.01201	0.00000	0.00000	
A+3/2	7.56	0.00000	0.20047	0.00530	-0.01200	0.00000	0.00000	
B+1/2	6.72	0.00000	0.20047	-0.00000	0.00131	-0.00000	0.00000	
B+2/2	12.48	0.00000	0.20047	0.00000	0.00130	0.00000	0.00000	
B+3/2	6.72	0.00000	0.20047	-0.00000	0.00131	0.00000	0.00000	
C+1/2	7.56	0.00000	0.20047	-0.00530	-0.01200	0.00000	0.00000	
C+2/2	11.64	0.00000	0.20047	-0.00531	-0.01201	0.00000	0.00000	
C+3/2	7.56	0.00000	0.20047	-0.00530	-0.01200	-0.00000	0.00000	
A+1/3	7.33	0.00000	0.28688	0.00593	-0.00683	-0.00000	0.00000	
A+2/3	11.18	0.00000	0.28688	0.00594	-0.00684	0.00000	0.00000	
A+3/3	7.33	0.00000	0.28688	0.00593	-0.00683	0.00000	0.00000	
B+1/3	6.26	0.00000	0.28688	-0.00000	-0.00132	-0.00000	0.00000	
B+2/3	11.55	0.00000	0.28688	0.00000	-0.00133	-0.00000	0.00000	
B+3/3	6.26	0.00000	0.28688	0.00000	-0.00132	0.00000	0.00000	

MODO DE VIBRACION 2 [T=0.519 seg]

NUDO	MASA * g DESPLAZAMIENTOS ROTACIONES							
	(T)	dx	dy	dz	rx	ry	rz	
C+1/3	7.33	0.00000	0.28688	-0.00593	-0.00683	0.00000	0.00000	
C+2/3	11.18	0.00000	0.28688	-0.00594	-0.00684	0.00000	0.00000	
C+3/3	7.33	0.00000	0.28688	-0.00593	-0.00683	-0.00000	0.00000	

MODO DE VIBRACION 3 [T=0.3516 seg]

NUDO	MASA * g DESPLAZAMIENTOS ROTACIONES							
	(T)	dx	dy	dz	rx	ry	rz	
A+1/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
A+2/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
A+3/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
C+1/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
C+2/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
C+3/0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
A+1/1	6.96	-0.00000	-0.00000	-0.00489	0.02106	0.00686	0.01522	
A+2/1	11.04	-0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00405	0.01522	
A+3/1	6.96	-0.00000	-0.00000	0.00489	-0.02106	0.00686	0.01522	
B+1/1	6.72	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00541	-0.00000	0.01522	
B+2/1	12.48	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00000	0.01522	
B+3/1	6.72	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00541	-0.00000	0.01522	
C+1/1	6.96	-0.00000	-0.00000	0.00489	0.02106	-0.00686	0.01522	
C+2/1	11.04	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00405	0.01522	
C+3/1	6.96	-0.00000	-0.00000	-0.00489	-0.02106	-0.00686	0.01522	
A+1/2	7.56	-0.00000	-0.00000	-0.00808	0.01957	0.00578	0.04237	
A+2/2	11.64	-0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00340	0.04237	
A+3/2	7.56	-0.00000	-0.00000	0.00808	-0.01957	0.00578	0.04237	
B+1/2	6.72	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00253	-0.00000	0.04237	
B+2/2	12.48	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00000	0.04237	
B+3/2	6.72	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00253	-0.00000	0.04237	
C+1/2	7.56	-0.00000	-0.00000	0.00808	0.01957	-0.00578	0.04237	
C+2/2	11.64	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00340	0.04237	
C+3/2	7.56	-0.00000	-0.00000	-0.00808	-0.01957	-0.00578	0.04237	
A+1/3	7.33	-0.00000	-0.00000	-0.00899	0.01079	0.00236	0.05997	
A+2/3	11.18	-0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00073	0.05997	
A+3/3	7.33	-0.00000	-0.00000	0.00899	-0.01079	0.00236	0.05997	
B+1/3	6.26	-0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00182	-0.00000	0.05997	
B+2/3	11.55	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000	0.05997	
B+3/3	6.26	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00182	-0.00000	0.05997	

MODO DE VIBRACION 3 [T=0.3516 seg]

MASA * g DESPLAZAMIENTOS ROTACIONES

NUDO	(T)	dx	dy	dz	rx	ry	rz
C+1/3	7.33	-0.00000	-0.00000	0.00899	0.01079	-0.00236	0.05997
C+2/3	11.18	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00073	0.05997
C+3/3	7.33	-0.00000	-0.00000	-0.00899	-0.01079	-0.00236	0.05997

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO (RCDF93-NTCS95)

MODO PERIODO ACELERACION COEF.PARTICIPACION

(seg)	ESPECTRAL	x	y	Q'x	Q'y	
1	0.5467	0.560	4.3947	-0.0000	1.23735	1.23735
2	0.5190	0.539	0.0000	4.3862	1.21522	1.21522
3	0.3516	0.414	-0.0000	-0.0000	1.08127	1.08127
4	0.1738	0.280	-1.6673	-0.0000	1.00000	1.00000
5	0.1667	0.275	0.0000	1.7109	1.00000	1.00000
6	0.1140	0.236	0.0000	-0.0000	1.00000	1.00000
7	0.1064	0.230	1.2062	-0.0000	1.00000	1.00000
8	0.1052	0.229	0.0000	1.1753	1.00000	1.00000
9	0.0724	0.204	0.0000	-0.0000	1.00000	1.00000
10	0.0572	0.193	-0.0000	-0.0000	1.00000	1.00000
11	0.0440	0.183	0.0000	0.0000	1.00000	1.00000
12	0.0439	0.183	0.0000	-0.0000	1.00000	1.00000

peso total en sismo: 231.008 T
 cortante basal mínimo X: 83.642 T
 (0.8*a*Wo/Q) Y: 82.01 T

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION X_

		R E S P U E S T A _		
NIVEL	Modo	Vx (T)	Vy (T)	Mz (T*m)
3	1	42.969	-0.000	0.000
	2	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	-0.000
	4	-7.302	-0.000	-0.000
	5	0.000	-0.000	0.000
	6	-0.000	-0.000	0.000
	7	1.569	0.000	0.000
	8	0.000	0.000	0.000
	9	0.000	-0.000	0.000
	10	-0.000	0.000	0.000
	11	0.000	0.000	0.000
	12	0.000	-0.000	-0.000
2	1	74.978	-0.000	0.000
	2	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	-0.000
	4	0.443	-0.000	-0.000
	5	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	-0.000
	7	-2.775	-0.000	0.000
	8	-0.000	-0.000	0.000
	9	-0.000	-0.000	-0.000
	10	0.000	0.000	0.000
	11	0.000	-0.000	-0.000
	12	0.000	0.000	0.000
1	1	85.750	-0.000	0.000
	2	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	-0.000
	4	7.646	0.000	-0.000
	5	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	-0.000	-0.000
	7	3.280	-0.000	0.000
	8	0.000	0.000	0.000
	9	0.000	-0.000	0.000
	10	0.000	0.000	0.000
	11	0.000	0.000	-0.000
	12	0.000	-0.000	-0.000

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION X_
PESO EFECTIVO_

MODO	(T)	% PESO TOTAL_
1	189.465	82.017%
2	0.000	0.000%
3	0.000	0.000%
4	27.271	11.805%
5	0.000	0.000%
6	0.000	0.000%
7	14.272	6.178%
8	0.000	0.000%
9	0.000	0.000%
10	0.000	0.000%
11	0.000	0.000%
12	0.000	0.000%

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION X_
PESO EFECTIVO_

MODO	(T)	% PESO TOTAL_
SUMA	231.007	100.000%

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION X_
RESPUESTA TOTAL CENTRO DE MASA EXC.ACC EXC.DIN POSICION_

NUDO [NM]	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	X (m)	Y (m)	ea (m)	ed (m)	Y1(m)	Y2(m)_
*A+1/3	43.538	-0.000	0.000	8.000	2.000	0.400	0.000	2.400	1.600
*A+1/2	31.480	0.000	0.000	8.000	2.000	0.400	0.000	2.400	1.600
*A+1/1	11.243	-0.000	0.000	8.000	2.000	0.400	0.000	2.400	1.600
SUMA:	86.261	-0.000	0.000						

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION Y_

		R E S P U E S T A _		
NIVEL	Modo	Vx (T)	Vy (T)	Mz (T*m)_
3	1	-0.000	0.000	-0.000
	2	0.000	42.285	0.000
	3	0.000	0.000	-0.000
	4	-0.000	-0.000	-0.000
	5	0.000	-7.241	0.000
	6	0.000	0.000	-0.000
	7	-0.000	-0.000	-0.000
	8	0.000	1.542	0.000
	9	-0.000	0.000	-0.000
	10	-0.000	0.000	0.000
	11	0.000	0.000	0.000
	12	-0.000	0.000	0.000
2	1	-0.000	0.000	-0.000
	2	0.000	73.282	0.000
	3	0.000	0.000	-0.000
	4	0.000	-0.000	-0.000
	5	0.000	0.535	0.000
	6	-0.000	-0.000	0.000
	7	0.000	0.000	-0.000
	8	-0.000	-2.732	0.000
	9	0.000	0.000	0.000
	10	0.000	0.000	0.000
	11	0.000	-0.000	-0.000
	12	-0.000	-0.000	-0.000
1	1	-0.000	0.000	-0.000
	2	0.000	83.751	0.000
	3	0.000	0.000	-0.000
	4	0.000	0.000	-0.000
	5	0.000	7.898	0.000
	6	-0.000	0.000	0.000
	7	-0.000	0.000	-0.000
	8	0.000	3.102	0.000
	9	-0.000	0.000	-0.000
	10	0.000	0.000	0.000
	11	0.000	0.000	-0.000
	12	-0.000	0.000	0.000

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION Y_
 PESO EFECTIVO_

MODO	(T)	% PESO TOTAL_
1	0.000	0.000%
2	188.730	81.698%
3	0.000	0.000%
4	0.000	0.000%
5	28.717	12.431%
6	0.000	0.000%
7	0.000	0.000%
8	13.552	5.866%
9	0.000	0.000%
10	0.000	0.000%
11	0.000	0.000%
12	0.000	0.000%
SUMA	230.999	99.996%

ANALISIS SISMICO. RESPUESTA A ESPECTRO. SISMO EN DIRECCION Y_
 RESPUESTA TOTAL CENTRO DE MASA EXC. ACC EXC. DIN POSICION_

NUDO [NM]	Fx (T)	Fy (T)	Mz (T*m)	X (m)	Y (m)	ea (m)	ed (m)	X1(m)	X2(m)
*A+1/3	0.000	42.852	0.000	8.000	2.000	1.600	0.000	9.600	6.400
*A+1/2	0.000	30.471	0.000	8.000	2.000	1.600	0.000	9.600	6.400
*A+1/1	0.000	10.970	0.000	8.000	2.000	1.600	0.000	9.600	6.400
SUMA:	0.000	84.292	0.000						

ENVOLVENTE REACCIONES (cb p-delta)_

		F U E R Z A S (T)			M O M E N T O S (T*m)_		
APOYO	CB	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz_
A+1/0	13	-13.86i	7.34	36.08	-16.20	-35.62i	-0.42
	15	15.49s	2.86	69.50	-6.00	37.73s	0.42
	20	-2.53	-19.72i	-59.60i	44.78s	-7.37	0.81
	22	4.16	-10.68	-10.07	24.56	9.48	-0.81i
	25	4.13	20.57s	124.76s	-45.89i	9.40	-0.81
	31	6.02	11.57	90.61	-25.72	14.02	0.81s
A+2/0	13	-20.32i	5.68	82.07	-11.85	-44.01i	-0.42
	15	20.32s	5.68	82.07	-11.85	44.01s	0.42
	19	-4.60	16.64s	129.34s	-36.55i	-10.02	0.81
	22	4.65	-14.62	-5.55	33.92	10.12	-0.81i
	26	-7.14	-14.63i	-5.59i	33.94s	-15.44	-0.81
	31	7.19	16.63	129.30	-36.53	15.54	0.81s
A+3/0	13	-15.49i	2.86	69.50	-6.00	-37.73i	-0.42
	15	13.86s	7.34	36.08	-16.20	35.62s	0.42
	19	-4.13	20.57s	124.76s	-45.89i	-9.40	0.81
	22	2.53	-19.72i	-59.60i	44.78s	7.37	-0.81i
	31	4.39	20.52	109.42	-45.82	11.90	0.81s
C+1/0	4	-13.86i	-7.34	36.08	16.20	-35.62i	0.42
	6	15.49s	-2.86	69.50	6.00	37.73s	-0.42
	22	6.02	-11.57	90.61	25.72	14.02	-0.81i
	29	-2.53	19.72s	-59.60i	-44.78i	-7.37	-0.81
	31	4.16	10.68	-10.07	-24.56	9.48	0.81s
	32	4.13	-20.57i	124.76s	45.89s	9.40	0.81
C+2/0	4	-20.32i	-5.68	82.07	11.85	-44.01i	0.42
	6	20.32s	-5.68	82.07	11.85	44.01s	-0.42
	19	-7.14	14.63s	-5.59i	-33.94i	-15.44	0.81
	22	7.19	-16.63	129.30	36.53	15.54	-0.81i
	26	-4.60	-16.64i	129.34s	36.55s	-10.02	-0.81
	31	4.65	14.62	-5.55	-33.92	10.12	0.81s
C+3/0	4	-15.49i	-2.86	69.50	6.00	-37.73i	0.42
	6	13.86s	-7.34	36.08	16.20	35.62s	-0.42
	22	4.39	-20.52	109.42	45.82	11.90	-0.81i
	26	-4.13	-20.57i	124.76s	45.89s	-9.40	-0.81
	31	2.53	19.72s	-59.60i	-44.78i	7.37	0.81s

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN COLUMNAS_

COLUMNA	SEC	Dirección X		Dirección Y		
		H (cm)	DespRel (cm)	DespRel (cm)	DespRel (cm)	
			*Q/H	*Q/H	*Q/H	
A+1/2-3	C01	500.0	1.678	0.00537	1.798	0.00575
A+1/1-2	C01	500.0	2.609	0.00835	2.720	0.00870
A+1/0-1	C01	400.0	1.428	0.00571	1.497	0.00599
A+2/2-3	C01	500.0	1.592	0.00510	1.512	0.00484
A+2/1-2	C01	500.0	2.478	0.00793	2.283	0.00730
A+2/0-1	C01	400.0	1.354	0.00542	1.252	0.00501
A+3/2-3	C01	500.0	1.678	0.00537	1.798	0.00575
A+3/1-2	C01	500.0	2.609	0.00835	2.720	0.00870
A+3/0-1	C01	400.0	1.428	0.00571	1.497	0.00599
C+1/2-3	C01	500.0	1.678	0.00537	1.798	0.00575
C+1/1-2	C01	500.0	2.609	0.00835	2.720	0.00870
C+1/0-1	C01	400.0	1.428	0.00571	1.497	0.00599
C+2/2-3	C01	500.0	1.592	0.00510	1.512	0.00484
C+2/1-2	C01	500.0	2.478	0.00793	2.283	0.00730
C+2/0-1	C01	400.0	1.354	0.00542	1.252	0.00501
C+3/2-3	C01	500.0	1.678	0.00537	1.798	0.00575
C+3/1-2	C01	500.0	2.609	0.00835	2.720	0.00870
C+3/0-1	C01	400.0	1.428	0.00571	1.497	0.00599

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)_

=== ACERO POR FLEXION=== =ACERO POR CORTANTE=_

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V#	S(cm)_
A+1-2/1	T01	0.250	47.761	15	-41.565	13	18.32	15.64	14.669	15	7.722	1	3 30.0
(25x80cm)		1.030	36.638	15	-35.525	13	13.59	13.14	13.851	15	7.722	1	3 30.0
(fc=250kg/cm2)		1.773	26.643	15	-29.183	13	9.62	10.61	13.073	15	7.722	1	3 30.0
		3.257	8.384	15	-14.766	13	3.96	5.18	11.518	15	7.722	1	3 30.0

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === = ACERO POR CORTANTE

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V# S(cm)
	4.000	0.121	15	-6.691	13	3.96	3.96	11.264	13	7.722	1	3 30.0
	4.742	1.962	13	-7.565	15	3.96	3.96	12.042	13	7.722	1	3 30.0
	6.227	20.999	13	-21.202	15	7.47	7.55	13.598	13	7.722	1	3 30.0
	6.970	31.385	13	-27.155	15	11.48	9.82	14.376	13	7.722	1	3 30.0
	7.750	42.917	13	-32.786	15	16.22	12.04	15.193	13	7.722	1	3 30.0
A+2-3/1	T01	0.250		42.917	15	-32.786	13	16.22	12.04	15.193	15	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		1.030		31.385	15	-27.155	13	11.48	9.82	14.376	15	7.722 1 3 30.0
(f'c=250kg/cm2)		1.773		20.999	15	-21.202	13	7.47	7.55	13.598	15	7.722 1 3 30.0
		3.257		1.962	15	-7.565	13	3.96	3.96	12.042	15	7.722 1 3 30.0
		4.000		0.121	13	-6.691	15	3.96	3.96	11.264	15	7.722 1 3 30.0
		4.742		8.384	13	-14.766	15	3.96	5.18	11.518	13	7.722 1 3 30.0
		6.227		26.643	13	-29.183	15	9.62	10.61	13.073	13	7.722 1 3 30.0
		6.970		36.638	13	-35.525	15	13.59	13.14	13.851	13	7.722 1 3 30.0
		7.750		47.761	13	-41.565	15	18.32	15.64	14.669	13	7.722 1 3 30.0
B+1-2/1	T01	0.125		8.286	6	-6.356	4	3.96	3.96	6.685	1	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		0.905		4.193	6	-8.381	4	3.96	3.96	5.015	1	7.722 1 3 30.0
(f'c=250kg/cm2)		1.679		0.996	6	-9.526	4	3.96	3.96	3.577	6	7.722 1 3 30.0
		3.226		0.000		-9.238	4	3.96	3.96	1.355	6	7.722 1 3 30.0
		4.000		0.000		-8.378	1	3.96	3.96	2.407	4	7.722 1 3 30.0
		4.774		0.000		-6.490	1	3.96	3.96	3.518	4	7.722 1 3 30.0
		6.321		1.650	4	-0.138	6	3.96	3.96	6.582	1	7.722 1 3 30.0
		7.095		6.866	1	0.000		3.96	3.96	8.239	1	7.722 1 3 30.0
		7.875		13.944	1	0.000		4.88	3.96	9.909	1	7.722 1 3 30.0
B+2-3/1	T01	0.125		13.944	1	0.000		4.88	3.96	9.909	1	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		0.905		6.866	1	0.000		3.96	3.96	8.239	1	7.722 1 3 30.0
(f'c=250kg/cm2)		1.679		1.650	6	-0.138	4	3.96	3.96	6.582	1	7.722 1 3 30.0
		3.226		0.000		-6.490	1	3.96	3.96	3.518	6	7.722 1 3 30.0
		4.000		0.000		-8.378	1	3.96	3.96	2.407	6	7.722 1 3 30.0
		4.774		0.000		-9.238	6	3.96	3.96	1.355	4	7.722 1 3 30.0
		6.321		0.996	4	-9.526	6	3.96	3.96	3.577	4	7.722 1 3 30.0
		7.095		4.193	4	-8.381	6	3.96	3.96	5.015	1	7.722 1 3 30.0
		7.875		8.286	4	-6.356	6	3.96	3.96	6.685	1	7.722 1 3 30.0

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE

TRABE

SEC X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V#	S(cm)
C+1-2/1	T01	0.250	47.761	6	-41.565	4	18.32	15.64	14.669	6	7.722	1 3 30.0
(25x80cm)	1.030	36.638	6	-35.525	4	13.59	13.14	13.851	6	7.722	1 3 30.0	
(fc=250kg/cm2)	1.773	26.643	6	-29.183	4	9.62	10.61	13.073	6	7.722	1 3 30.0	
	3.257	8.384	6	-14.766	4	3.96	5.18	11.518	6	7.722	1 3 30.0	
	4.000	0.121	6	-6.691	4	3.96	3.96	11.264	4	7.722	1 3 30.0	
	4.742	1.962	4	-7.565	6	3.96	3.96	12.042	4	7.722	1 3 30.0	
	6.227	20.999	4	-21.202	6	7.47	7.55	13.598	4	7.722	1 3 30.0	
	6.970	31.385	4	-27.155	6	11.48	9.82	14.376	4	7.722	1 3 30.0	
	7.750	42.917	4	-32.786	6	16.22	12.04	15.193	4	7.722	1 3 30.0	
C+2-3/1	T01	0.250	42.917	6	-32.786	4	16.22	12.04	15.193	6	7.722	1 3 30.0
(25x80cm)	1.030	31.385	6	-27.155	4	11.48	9.82	14.376	6	7.722	1 3 30.0	
(fc=250kg/cm2)	1.773	20.999	6	-21.202	4	7.47	7.55	13.598	6	7.722	1 3 30.0	
	3.257	1.962	6	-7.565	4	3.96	3.96	12.042	6	7.722	1 3 30.0	
	4.000	0.121	4	-6.691	6	3.96	3.96	11.264	6	7.722	1 3 30.0	
	4.742	8.384	4	-14.766	6	3.96	5.18	11.518	4	7.722	1 3 30.0	
	6.227	26.643	4	-29.183	6	9.62	10.61	13.073	4	7.722	1 3 30.0	
	6.970	36.638	4	-35.525	6	13.59	13.14	13.851	4	7.722	1 3 30.0	
	7.750	47.761	4	-41.565	6	18.32	15.64	14.669	4	7.722	1 3 30.0	
I+A-B/1	T01	0.250	70.042	25	-67.097	20	28.69	27.57	43.121	25	7.722	1 3 10.5
(25x80cm)	1.000	38.036	29	-40.311	32	14.17	15.12	42.502	25	7.722	1 3 10.5	
(fc=250kg/cm2)	1.030	36.773	29	-39.237	32	13.65	14.67	42.477	25	7.722	1 3 10.5	
	1.038	36.432	29	-38.946	32	13.51	14.54	42.471	25	7.722	1 3 10.5	
	1.054	35.748	29	-38.364	32	13.23	14.30	42.457	25	7.722	1 3 10.5	
	1.071	35.065	29	-37.781	32	12.96	14.06	42.444	25	7.722	1 3 10.5	
	1.087	34.382	29	-37.199	32	12.68	13.82	42.430	25	7.722	1 3 10.5	
	1.095	34.041	29	-36.907	32	12.54	13.70	42.424	25	7.722	1 3 10.5	
	1.875	1.518	29	-8.675	32	3.96	3.96	41.780	25	7.722	1 3 10.5	
I+B-C/1	T01	0.125	1.518	20	-8.675	25	3.96	3.96	41.780	32	7.722	1 3 10.5
(25x80cm)	0.905	34.041	20	-36.907	25	12.54	13.70	42.424	32	7.722	1 3 10.5	
(fc=250kg/cm2)	0.913	34.382	20	-37.199	25	12.68	13.82	42.430	32	7.722	1 3 10.5	
	0.929	35.065	20	-37.781	25	12.96	14.06	42.444	32	7.722	1 3 10.5	
	0.946	35.748	20	-38.364	25	13.23	14.30	42.457	32	7.722	1 3 10.5	
	0.962	36.432	20	-38.946	25	13.51	14.54	42.471	32	7.722	1 3 10.5	
	0.970	36.773	20	-39.237	25	13.65	14.67	42.477	32	7.722	1 3 10.5	
	1.000	38.036	20	-40.311	25	14.17	15.12	42.502	32	7.722	1 3 10.5	
	1.750	70.042	32	-67.097	29	28.69	27.57	43.121	32	7.722	1 3 10.5	

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V# S(cm)
2+A-B/1												
	T01	0.250		57.223	19	-49.738	26	22.66	19.21	39.347	19	7.722 1 3 11.5
(25x80cm)	1.000	28.028	19	-33.092	26	10.16	12.15	38.506	19	7.722	1	3 12.0
(fc=250kg/cm2)	1.030	26.873	19	-32.413	26	9.71	11.89	38.472	19	7.722	1	3 12.0
	1.038	26.561	19	-32.229	26	9.59	11.81	38.463	19	7.722	1	3 12.0
	1.054	25.936	19	-31.861	26	9.35	11.67	38.445	19	7.722	1	3 12.0
	1.071	25.311	19	-31.492	26	9.11	11.52	38.426	19	7.722	1	3 12.0
	1.087	24.687	19	-31.123	26	8.87	11.37	38.408	19	7.722	1	3 12.0
	1.095	24.375	19	-30.939	26	8.75	11.30	38.399	19	7.722	1	3 12.0
	1.875	0.000		-13.456	1	3.96	4.70	37.524	19	7.722	1	3 12.0
2+B-C/1												
	T01	0.125	0.000			-13.456	1	3.96	4.70	37.524	26	7.722 1 3 12.0
(25x80cm)	0.905	24.375	26	-30.939	19	8.75	11.30	38.399	26	7.722	1	3 12.0
(fc=250kg/cm2)	0.913	24.687	26	-31.124	19	8.87	11.37	38.408	26	7.722	1	3 12.0
	0.929	25.311	26	-31.492	19	9.11	11.52	38.426	26	7.722	1	3 12.0
	0.946	25.936	26	-31.861	19	9.35	11.67	38.445	26	7.722	1	3 12.0
	0.962	26.561	26	-32.229	19	9.59	11.81	38.463	26	7.722	1	3 12.0
	0.970	26.873	26	-32.413	19	9.71	11.89	38.472	26	7.722	1	3 12.0
	1.000	28.028	26	-33.092	19	10.16	12.15	38.506	26	7.722	1	3 12.0
	1.750	57.223	26	-49.738	19	22.66	19.21	39.347	26	7.722	1	3 11.5
3+A-B/1												
	T01	0.250		70.042	19	-67.097	22	28.69	27.57	43.121	19	7.722 1 3 10.5
(25x80cm)	1.000	38.036	31	-40.311	26	14.17	15.12	42.502	19	7.722	1	3 10.5
(fc=250kg/cm2)	1.030	36.773	31	-39.237	26	13.65	14.67	42.477	19	7.722	1	3 10.5
	1.038	36.432	31	-38.946	26	13.51	14.54	42.471	19	7.722	1	3 10.5
	1.054	35.748	31	-38.364	26	13.23	14.30	42.457	19	7.722	1	3 10.5
	1.071	35.065	31	-37.781	26	12.96	14.06	42.444	19	7.722	1	3 10.5
	1.087	34.382	31	-37.199	26	12.68	13.82	42.430	19	7.722	1	3 10.5
	1.095	34.041	31	-36.907	26	12.54	13.70	42.424	19	7.722	1	3 10.5
	1.875	1.518	31	-8.675	26	3.96	3.96	41.780	19	7.722	1	3 10.5
3+B-C/1												
	T01	0.125	1.518	22		-8.675	19	3.96	3.96	41.780	26	7.722 1 3 10.5
(25x80cm)	0.905	34.041	22	-36.907	19	12.54	13.70	42.424	26	7.722	1	3 10.5
(fc=250kg/cm2)	0.913	34.382	22	-37.199	19	12.68	13.82	42.430	26	7.722	1	3 10.5
	0.929	35.065	22	-37.781	19	12.96	14.06	42.444	26	7.722	1	3 10.5
	0.946	35.748	22	-38.364	19	13.23	14.30	42.457	26	7.722	1	3 10.5
	0.962	36.432	22	-38.946	19	13.51	14.54	42.471	26	7.722	1	3 10.5
	0.970	36.773	22	-39.237	19	13.65	14.67	42.477	26	7.722	1	3 10.5
	1.000	38.036	22	-40.311	19	14.17	15.12	42.502	26	7.722	1	3 10.5
	1.750	70.042	26	-67.097	31	28.69	27.57	43.121	26	7.722	1	3 10.5

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Ver (T)	NE	V# S(cm)	
A+1-2/2 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)	T01	0.250		42.682	15	-35.169	13	16.12	12.99	13.476	15	7.722	1 3 30.0
	1.030			32.489	15	-30.300	13	11.91	11.05	12.659	15	7.722	1 3 30.0
	1.773			23.379	15	-25.074	13	8.37	9.02	11.881	15	7.722	1 3 30.0
	3.257			6.891	15	-12.887	13	3.96	4.50	10.325	15	7.722	1 3 30.0
	4.000			0.000		-5.928	13	3.96	3.96	9.762	13	7.722	1 3 30.0
	4.742			1.609	13	-7.287	15	3.96	3.96	10.540	13	7.722	1 3 30.0
	6.227			18.417	13	-19.154	15	6.51	6.78	12.096	13	7.722	1 3 30.0
	6.970			27.687	13	-24.221	15	10.03	8.69	12.874	13	7.722	1 3 30.0
	7.750			38.047	13	-28.921	15	14.17	10.51	13.691	13	7.722	1 3 30.0
	A+2-3/2 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)	T01	0.250		38.047	15	-28.921	13	14.17	10.51	13.691	15	7.722
1.030				27.687	15	-24.221	13	10.03	8.69	12.874	15	7.722	1 3 30.0
1.773				18.417	15	-19.154	13	6.51	6.78	12.096	15	7.722	1 3 30.0
3.257				1.609	15	-7.287	13	3.96	3.96	10.540	15	7.722	1 3 30.0
4.000				0.000		-5.928	15	3.96	3.96	9.762	15	7.722	1 3 30.0
4.742				6.891	13	-12.887	15	3.96	4.50	10.325	13	7.722	1 3 30.0
6.227				23.379	13	-25.074	15	8.37	9.02	11.881	13	7.722	1 3 30.0
6.970				32.489	13	-30.300	15	11.91	11.05	12.659	13	7.722	1 3 30.0
7.750				42.682	13	-35.169	15	16.12	12.99	13.476	13	7.722	1 3 30.0
B+1-2/2 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)		T01	0.125		7.411	6	-5.218	4	3.96	3.96	6.749	1	7.722
	0.905			3.416	6	-7.410	4	3.96	3.96	5.078	1	7.722	1 3 30.0
	1.679			0.316	6	-8.721	4	3.96	3.96	3.451	6	7.722	1 3 30.0
	3.226			0.000		-8.996	1	3.96	3.96	1.229	6	7.722	1 3 30.0
	4.000			0.000		-8.439	1	3.96	3.96	2.193	4	7.722	1 3 30.0
	4.774			0.000		-6.599	1	3.96	3.96	3.304	4	7.722	1 3 30.0
	6.321			1.461	4	-0.234	6	3.96	3.96	6.519	1	7.722	1 3 30.0
	7.095			6.611	1	0.000		3.96	3.96	8.176	1	7.722	1 3 30.0
	7.875			13.639	1	0.000		4.77	3.96	9.846	1	7.722	1 3 30.0
	B+2-3/2 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)	T01	0.125		13.639	1	0.000		4.77	3.96	9.846	1	7.722
0.905				6.611	1	0.000		3.96	3.96	8.176	1	7.722	1 3 30.0
1.679				1.461	6	-0.234	4	3.96	3.96	6.519	1	7.722	1 3 30.0
3.226				0.000		-6.599	1	3.96	3.96	3.304	6	7.722	1 3 30.0
4.000				0.000		-8.439	1	3.96	3.96	2.193	6	7.722	1 3 30.0
4.774				0.000		-8.996	1	3.96	3.96	1.229	4	7.722	1 3 30.0
6.321				0.316	4	-8.721	6	3.96	3.96	3.451	4	7.722	1 3 30.0
7.095				3.416	4	-7.410	6	3.96	3.96	5.078	1	7.722	1 3 30.0
7.875				7.411	4	-5.218	6	3.96	3.96	6.749	1	7.722	1 3 30.0

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V# S(cm)
C+1-2/2												
	T01	0.250		42.682	6	-35.169	4	16.12	12.99	13.476	6	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		1.030		32.489	6	-30.300	4	11.91	11.05	12.659	6	7.722 1 3 30.0
(fc=250kg/cm2)		1.773		23.379	6	-25.074	4	8.37	9.02	11.881	6	7.722 1 3 30.0
		3.257		6.891	6	-12.887	4	3.96	4.50	10.325	6	7.722 1 3 30.0
		4.000		0.000		-5.928	4	3.96	3.96	9.762	4	7.722 1 3 30.0
		4.742		1.609	4	-7.287	6	3.96	3.96	10.540	4	7.722 1 3 30.0
		6.227		18.417	4	-19.154	6	6.51	6.78	12.096	4	7.722 1 3 30.0
		6.970		27.687	4	-24.221	6	10.03	8.69	12.874	4	7.722 1 3 30.0
		7.750		38.047	4	-28.921	6	14.17	10.51	13.691	4	7.722 1 3 30.0
C+2-3/2												
	T01	0.250		38.047	6	-28.921	4	14.17	10.51	13.691	6	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		1.030		27.687	6	-24.221	4	10.03	8.69	12.874	6	7.722 1 3 30.0
(fc=250kg/cm2)		1.773		18.417	6	-19.154	4	6.51	6.78	12.096	6	7.722 1 3 30.0
		3.257		1.609	6	-7.287	4	3.96	3.96	10.540	6	7.722 1 3 30.0
		4.000		0.000		-5.928	6	3.96	3.96	9.762	6	7.722 1 3 30.0
		4.742		6.891	4	-12.887	6	3.96	4.50	10.325	4	7.722 1 3 30.0
		6.227		23.379	4	-25.074	6	8.37	9.02	11.881	4	7.722 1 3 30.0
		6.970		32.489	4	-30.300	6	11.91	11.05	12.659	4	7.722 1 3 30.0
		7.750		42.682	4	-35.169	6	16.12	12.99	13.476	4	7.722 1 3 30.0
I+A-B/2												
	T01	0.250		59.992	25	-56.546	20	23.99	22.34	37.227	25	7.722 1 3 12.5
(25x80cm)		1.000		32.385	29	-34.188	32	11.88	12.60	36.609	25	7.722 1 3 12.5
(fc=250kg/cm2)		1.030		31.297	29	-33.291	32	11.44	12.24	36.584	25	7.722 1 3 12.5
		1.038		31.003	29	-33.047	32	11.33	12.14	36.577	25	7.722 1 3 12.5
		1.054		30.415	29	-32.561	32	11.09	11.95	36.564	25	7.722 1 3 12.5
		1.071		29.826	29	-32.074	32	10.86	11.75	36.550	25	7.722 1 3 12.5
		1.087		29.238	29	-31.587	32	10.63	11.56	36.537	25	7.722 1 3 12.5
		1.095		28.944	29	-31.343	32	10.51	11.46	36.530	25	7.722 1 3 12.5
		1.875		0.978	29	-7.703	32	3.96	3.96	35.887	25	7.722 1 3 13.0

=====

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)_

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE=

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V#	S(cm)
1+B-C/2	T01	0.125	0.978	20	-7.703	25	3.96	3.96	35.887	32	7.722	1	3 13.0
(25x80cm)	0.905	28.944	20	-31.343	25	10.51	11.46	36.530	32	7.722	1	3 12.5	
(fc=250kg/cm2)	0.913	29.238	20	-31.587	25	10.63	11.56	36.537	32	7.722	1	3 12.5	
	0.929	29.826	20	-32.074	25	10.86	11.75	36.550	32	7.722	1	3 12.5	
	0.946	30.415	20	-32.561	25	11.09	11.95	36.564	32	7.722	1	3 12.5	
	0.962	31.003	20	-33.048	25	11.33	12.14	36.577	32	7.722	1	3 12.5	
	0.970	31.297	20	-33.291	25	11.44	12.24	36.584	32	7.722	1	3 12.5	
	1.000	32.385	20	-34.188	25	11.88	12.60	36.609	32	7.722	1	3 12.5	
	1.750	59.992	32	-56.546	29	23.99	22.34	37.227	32	7.722	1	3 12.5	
2+A-B/2	T01	0.250	49.890	19	-41.361	26	19.27	15.56	34.815	19	7.722	1	3 13.5
(25x80cm)	1.000	24.095	19	-28.049	26	8.64	10.16	33.973	19	7.722	1	3 14.0	
(fc=250kg/cm2)	1.030	23.076	19	-27.503	26	8.26	9.95	33.939	19	7.722	1	3 14.0	
	1.038	22.801	19	-27.355	26	8.15	9.90	33.930	19	7.722	1	3 14.0	
	1.054	22.249	19	-27.059	26	7.94	9.78	33.912	19	7.722	1	3 14.0	
	1.071	21.699	19	-26.763	26	7.73	9.67	33.894	19	7.722	1	3 14.0	
	1.087	21.148	19	-26.466	26	7.53	9.55	33.876	19	7.722	1	3 14.0	
	1.095	20.873	19	-26.317	26	7.43	9.49	33.867	19	7.722	1	3 14.0	
	1.875	0.000	-12.639	1	3.96	4.41	32.991	19	7.722	1	3 14.5		
2+B-C/2	T01	0.125	0.000	-12.639	1	3.96	4.41	32.991	26	7.722	1	3 14.5	
(25x80cm)	0.905	20.873	26	-26.317	19	7.43	9.49	33.867	26	7.722	1	3 14.0	
(fc=250kg/cm2)	0.913	21.148	26	-26.466	19	7.53	9.55	33.876	26	7.722	1	3 14.0	
	0.929	21.699	26	-26.763	19	7.73	9.67	33.894	26	7.722	1	3 14.0	
	0.946	22.249	26	-27.059	19	7.94	9.78	33.912	26	7.722	1	3 14.0	
	0.962	22.801	26	-27.355	19	8.15	9.90	33.930	26	7.722	1	3 14.0	
	0.970	23.076	26	-27.503	19	8.26	9.95	33.939	26	7.722	1	3 14.0	
	1.000	24.095	26	-28.049	19	8.64	10.16	33.973	26	7.722	1	3 14.0	
	1.750	49.890	26	-41.361	19	19.27	15.56	34.815	26	7.722	1	3 13.5	

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE=

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V#	S(cm)
3+A-B/2													
	T01	0.250	59.992	19	-56.546	22	23.99	22.34	37.227	19	7.722	1	3 12.5
(25x80cm)	1.000	32.385	31	-34.188	26	11.88	12.60	36.609	19	7.722	1	3 12.5	
(fc=250kg/cm2)	1.030	31.297	31	-33.291	26	11.44	12.24	36.584	19	7.722	1	3 12.5	
	1.038	31.003	31	-33.047	26	11.33	12.14	36.577	19	7.722	1	3 12.5	
	1.054	30.415	31	-32.561	26	11.09	11.95	36.564	19	7.722	1	3 12.5	
	1.071	29.826	31	-32.074	26	10.86	11.75	36.550	19	7.722	1	3 12.5	
	1.087	29.238	31	-31.587	26	10.63	11.56	36.537	19	7.722	1	3 12.5	
	1.095	28.944	31	-31.343	26	10.51	11.46	36.530	19	7.722	1	3 12.5	
	1.875	0.978	31	-7.703	26	3.96	3.96	35.887	19	7.722	1	3 13.0	
3+B-C/2													
	T01	0.125	0.978	22	-7.703	19	3.96	3.96	35.887	26	7.722	1	3 13.0
(25x80cm)	0.905	28.944	22	-31.343	19	10.51	11.46	36.530	26	7.722	1	3 12.5	
(fc=250kg/cm2)	0.913	29.238	22	-31.587	19	10.63	11.56	36.537	26	7.722	1	3 12.5	
	0.929	29.826	22	-32.074	19	10.86	11.75	36.550	26	7.722	1	3 12.5	
	0.946	30.415	22	-32.561	19	11.09	11.95	36.564	26	7.722	1	3 12.5	
	0.962	31.003	22	-33.048	19	11.33	12.14	36.577	26	7.722	1	3 12.5	
	0.970	31.297	22	-33.291	19	11.44	12.24	36.584	26	7.722	1	3 12.5	
	1.000	32.385	22	-34.188	19	11.88	12.60	36.609	26	7.722	1	3 12.5	
	1.750	59.992	26	-56.546	31	23.99	22.34	37.227	26	7.722	1	3 12.5	
A+1-2/3													
	T01	0.250	19.686	15	-15.271	13	6.99	5.36	7.584	15	7.722	1	3 30.0
(25x80cm)	1.030	14.073	15	-14.303	13	4.92	5.01	6.810	15	7.722	1	3 30.0	
(fc=250kg/cm2)	1.773	9.289	15	-12.822	13	3.96	4.47	6.074	15	7.722	1	3 30.0	
	3.257	1.364	15	-8.219	13	3.96	3.96	4.601	15	7.722	1	3 30.0	
	4.000	0.000		-5.097	13	3.96	3.96	4.573	13	7.722	1	3 30.0	
	4.742	0.000		-4.375	13	3.96	3.96	5.309	13	7.722	1	3 30.0	
	6.227	7.550	13	-7.926	15	3.96	3.96	6.782	13	7.722	1	3 30.0	
	6.970	12.860	13	-8.881	15	4.49	3.96	7.519	13	7.722	1	3 30.0	
	7.750	19.026	13	-9.295	15	6.74	3.96	8.293	13	7.722	1	3 30.0	
A+2-3/3													
	T01	0.250	19.026	15	-9.295	13	6.74	3.96	8.293	15	7.722	1	3 30.0
(25x80cm)	1.030	12.860	15	-8.881	13	4.49	3.96	7.519	15	7.722	1	3 30.0	
(fc=250kg/cm2)	1.773	7.550	15	-7.926	13	3.96	3.96	6.782	15	7.722	1	3 30.0	
	3.257	0.000		-4.375	13	3.96	3.96	5.309	15	7.722	1	3 30.0	
	4.000	0.000		-5.097	15	3.96	3.96	4.573	15	7.722	1	3 30.0	
	4.742	1.364	13	-8.219	15	3.96	3.96	4.601	13	7.722	1	3 30.0	
	6.227	9.289	13	-12.822	15	3.96	4.47	6.074	13	7.722	1	3 30.0	
	6.970	14.073	13	-14.303	15	4.92	5.01	6.810	13	7.722	1	3 30.0	
	7.750	19.686	13	-15.271	15	6.99	5.36	7.584	13	7.722	1	3 30.0	

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)
 === ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE=

TRABE		SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V# S(cm)
(25x80cm) (fc=250kg/cm2)	B+1-2/3	T01	0.125	3.665	6	-2.179	4	3.96	3.96	5.892	1	7.722	1	3 30.0
		0.905	0.431	6	-4.612	4	3.96	3.96	4.427	1	7.722	1	3 30.0	
		1.679	0.000	6	-6.230	4	3.96	3.96	2.973	1	7.722	1	3 30.0	
		3.226	0.000	6	-8.168	1	3.96	3.96	0.557	6	7.722	1	3 30.0	
		4.000	0.000	6	-7.657	1	3.96	3.96	1.494	4	7.722	1	3 30.0	
		4.774	0.000	6	-6.020	1	3.96	3.96	2.842	1	7.722	1	3 30.0	
		6.321	0.706	4	0.000	6	3.96	3.96	5.749	1	7.722	1	3 30.0	
		7.095	5.637	1	0.000	6	3.96	3.96	7.203	1	7.722	1	3 30.0	
		7.875	11.827	1	0.000	6	4.11	3.96	8.668	1	7.722	1	3 30.0	
	(25x80cm) (fc=250kg/cm2)	B+2-3/3	T01	0.125	11.827	1	0.000	4	4.11	3.96	8.668	1	7.722	1
		0.905	5.637	1	0.000	6	3.96	3.96	7.203	1	7.722	1	3 30.0	
		1.679	0.706	6	0.000	6	3.96	3.96	5.749	1	7.722	1	3 30.0	
		3.226	0.000	6	-6.020	1	3.96	3.96	2.842	1	7.722	1	3 30.0	
		4.000	0.000	6	-7.657	1	3.96	3.96	1.494	6	7.722	1	3 30.0	
		4.774	0.000	6	-8.168	1	3.96	3.96	0.557	4	7.722	1	3 30.0	
		6.321	0.000	6	-6.230	6	3.96	3.96	2.973	1	7.722	1	3 30.0	
		7.095	0.431	4	-4.612	6	3.96	3.96	4.427	1	7.722	1	3 30.0	
		7.875	3.665	4	-2.179	6	3.96	3.96	5.892	1	7.722	1	3 30.0	
(25x80cm) (fc=250kg/cm2)		C+1-2/3	T01	0.250	19.686	6	-15.271	4	6.99	5.36	7.584	6	7.722	1
		1.030	14.073	6	-14.303	4	4.92	5.01	6.810	6	7.722	1	3 30.0	
		1.773	9.289	6	-12.822	4	3.96	4.47	6.074	6	7.722	1	3 30.0	
		3.257	1.364	6	-8.219	4	3.96	3.96	4.601	6	7.722	1	3 30.0	
		4.000	0.000	6	-5.097	4	3.96	3.96	4.573	4	7.722	1	3 30.0	
		4.742	0.000	6	-4.375	6	3.96	3.96	5.309	4	7.722	1	3 30.0	
		6.227	7.550	4	-7.926	6	3.96	3.96	6.782	4	7.722	1	3 30.0	
		6.970	12.860	4	-8.881	6	4.49	3.96	7.519	4	7.722	1	3 30.0	
		7.750	19.026	4	-9.295	6	6.74	3.96	8.293	4	7.722	1	3 30.0	
	(25x80cm) (fc=250kg/cm2)	C+2-3/3	T01	0.250	19.026	6	-9.295	4	6.74	3.96	8.293	6	7.722	1
		1.030	12.860	6	-8.881	4	4.49	3.96	7.519	6	7.722	1	3 30.0	
		1.773	7.550	6	-7.926	4	3.96	3.96	6.782	6	7.722	1	3 30.0	
		3.257	0.000	6	-4.375	4	3.96	3.96	5.309	6	7.722	1	3 30.0	
		4.000	0.000	6	-5.097	6	3.96	3.96	4.573	6	7.722	1	3 30.0	
		4.742	1.364	4	-8.219	6	3.96	3.96	4.601	4	7.722	1	3 30.0	
		6.227	9.289	4	-12.822	6	3.96	4.47	6.074	4	7.722	1	3 30.0	
		6.970	14.073	4	-14.303	6	4.92	5.01	6.810	4	7.722	1	3 30.0	
		7.750	19.686	4	-15.271	6	6.99	5.36	7.584	4	7.722	1	3 30.0	

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

=== ACERO POR FLEXION === =ACERO POR CORTANTE=

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V#	S(cm)
1+A-B/3 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)	T01	0.250	24.908	25	-23.319	20	8.95	8.35	17.380	25	7.722	1	3 30.0
	1.000	12.149	29	-15.438	32	4.23	5.42	16.786	25	7.722	1	3 30.0	
	1.030	11.650	29	-15.115	32	4.05	5.30	16.762	25	7.722	1	3 30.0	
	1.038	11.515	29	-15.028	32	4.00	5.27	16.755	25	7.722	1	3 30.0	
	1.054	11.246	29	-14.853	32	3.96	5.21	16.742	25	7.722	1	3 30.0	
	1.071	10.976	29	-14.678	32	3.96	5.14	16.730	25	7.722	1	3 30.0	
	1.087	10.707	29	-14.502	32	3.96	5.08	16.717	25	7.722	1	3 30.0	
	1.095	10.572	29	-14.415	32	3.96	5.05	16.710	25	7.722	1	3 30.0	
	1.875	0.000		-5.744	32	3.96	3.96	16.092	25	7.722	1	3 30.0	
	1+B-C/3 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)	T01	0.125	0.000	-5.744	25	3.96	3.96	16.092	32	7.722	1	3 30.0
0.905		10.572	20	-14.415	25	3.96	5.05	16.710	32	7.722	1	3 30.0	
0.913		10.707	20	-14.502	25	3.96	5.08	16.717	32	7.722	1	3 30.0	
0.929		10.976	20	-14.678	25	3.96	5.14	16.730	32	7.722	1	3 30.0	
0.946		11.246	20	-14.853	25	3.96	5.21	16.742	32	7.722	1	3 30.0	
0.962		11.515	20	-15.028	25	4.00	5.27	16.755	32	7.722	1	3 30.0	
0.970		11.650	20	-15.115	25	4.05	5.30	16.762	32	7.722	1	3 30.0	
1.000		12.149	20	-15.438	25	4.23	5.42	16.786	32	7.722	1	3 30.0	
1.750		24.908	32	-23.319	29	8.95	8.35	17.380	32	7.722	1	3 30.0	
2+A-B/3 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)		T01	0.250	21.120	19	-16.793	26	7.52	5.91	18.960	19	7.722	1
	1.000	7.197	19	-14.467	26	3.96	5.07	18.167	19	7.722	1	3 30.0	
	1.030	6.652	19	-14.362	26	3.96	5.03	18.135	19	7.722	1	3 30.0	
	1.038	6.505	19	-14.333	26	3.96	5.02	18.126	19	7.722	1	3 30.0	
	1.054	6.211	19	-14.276	26	3.96	5.00	18.109	19	7.722	1	3 30.0	
	1.071	5.917	19	-14.218	26	3.96	4.97	18.092	19	7.722	1	3 30.0	
	1.087	5.623	19	-14.159	26	3.96	4.95	18.075	19	7.722	1	3 30.0	
	1.095	5.476	19	-14.130	26	3.96	4.94	18.066	19	7.722	1	3 30.0	
	1.875	0.000		-13.616	1	3.96	4.76	17.241	19	7.722	1	3 30.0	
	2+B-C/3 (25x80cm) (fc=250kg/cm2)	T01	0.125	0.000	-13.616	1	3.96	4.76	17.241	26	7.722	1	3 30.0
0.905		5.476	26	-14.130	19	3.96	4.94	18.066	26	7.722	1	3 30.0	
0.913		5.623	26	-14.159	19	3.96	4.95	18.075	26	7.722	1	3 30.0	
0.929		5.917	26	-14.218	19	3.96	4.97	18.092	26	7.722	1	3 30.0	
0.946		6.211	26	-14.276	19	3.96	5.00	18.109	26	7.722	1	3 30.0	
0.962		6.505	26	-14.333	19	3.96	5.02	18.126	26	7.722	1	3 30.0	
0.970		6.652	26	-14.362	19	3.96	5.03	18.135	26	7.722	1	3 30.0	
1.000		7.197	26	-14.467	19	3.96	5.07	18.167	26	7.722	1	3 30.0	
1.750		21.120	26	-16.793	19	7.52	5.91	18.960	26	7.722	1	3 30.0	

DISEÑO DE TRABES (cb p-delta)

== ACERO POR FLEXION == =ACERO POR CORTANTE=

TRABE

SEC	X (m)	M2s (T*m)	CB	M2i (T*m)	CB	As(cm2)	Ai(cm2)	V3u (T)	CB	Vcr (T)	NE	V# S(cm)
3+A-B/3	T01	0.250		24.908	19	-23.319	22	8.95	8.35	17.380	19	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		1.000		12.149	31	-15.438	26	4.23	5.42	16.786	19	7.722 1 3 30.0
(f'c=250kg/cm2)		1.030		11.650	31	-15.115	26	4.05	5.30	16.762	19	7.722 1 3 30.0
		1.038		11.515	31	-15.028	26	4.00	5.27	16.755	19	7.722 1 3 30.0
		1.054		11.246	31	-14.853	26	3.96	5.21	16.742	19	7.722 1 3 30.0
		1.071		10.976	31	-14.678	26	3.96	5.14	16.730	19	7.722 1 3 30.0
		1.087		10.707	31	-14.502	26	3.96	5.08	16.717	19	7.722 1 3 30.0
		1.095		10.572	31	-14.415	26	3.96	5.05	16.710	19	7.722 1 3 30.0
		1.875		0.000		-5.744	26	3.96	3.96	16.092	19	7.722 1 3 30.0
3+B-C/3	T01	0.125		0.000		-5.744	19	3.96	3.96	16.092	26	7.722 1 3 30.0
(25x80cm)		0.905		10.572	22	-14.415	19	3.96	5.05	16.710	26	7.722 1 3 30.0
(f'c=250kg/cm2)		0.913		10.707	22	-14.502	19	3.96	5.08	16.717	26	7.722 1 3 30.0
		0.929		10.976	22	-14.678	19	3.96	5.14	16.730	26	7.722 1 3 30.0
		0.946		11.246	22	-14.853	19	3.96	5.21	16.742	26	7.722 1 3 30.0
		0.962		11.515	22	-15.028	19	4.00	5.27	16.755	26	7.722 1 3 30.0
		0.970		11.650	22	-15.115	19	4.05	5.30	16.762	26	7.722 1 3 30.0
		1.000		12.149	22	-15.438	19	4.23	5.42	16.786	26	7.722 1 3 30.0
		1.750		24.908	26	-23.319	31	8.95	8.35	17.380	26	7.722 1 3 30.0

DISEÑO DE COLUMNAS (cb p-delta)

== FLEXOCOMPRESION == ===== CORTANTE =====

COLUMNA

SEC	CB	Pu (T)	Mu (T*m)	acero	Dir	CB	Pu (T)	Vu (T)	Vcr (T)	NE
A+1/2-3	C01	32s	-1.50	25.81	51.43	cm2	2 16i	10.37	8.07	9.90 ex 7E#3@12
(50x50cm		f'c=250kg/cm2)		-10.95	2.06	%	3 29i	22.81	10.72	10.23 ce 10E#3@24
A+1/1-2	C01	32s	-19.77	42.57	85.21	cm2	2 16i	20.45	13.12	13.08 ex 7E#3@12
(50x50cm		f'c=250kg/cm2)		-13.46	3.41	%	3 20i	-28.30	16.95	8.17 ce 10E#3@24
A+1/0-1	C01	32i	-44.31	-44.73	94.62	cm2	2 4i	-21.95	12.90	9.68 ex 6E#3@12
(50x50cm		f'c=250kg/cm2)		13.93	3.78	%	3 20i	-59.60	19.72	3.74 ce 9E#3@24
A+2/2-3	C01	13s	23.58	-10.59	54.35	cm2	2 10i	17.09	11.65	10.33 ex 7E#3@12
(50x50cm		f'c=250kg/cm2)		31.57	2.17	%	3 19i	31.17	9.42	10.72 ce 10E#3@24
A+2/1-2	C01	10s	30.17	7.34	74.54	cm2	2 10i	30.17	19.02	12.47 ex 7E#3@12

DISEÑO DE COLUMNAS (cb p-delta)

== FLEXOCOMPRESION == ===== CORTANTE =====

COLUMNA

SEC	CB	Pu (T)	Mu (T*m)	acero	Dir	CB	Pu (T)	Vu (T)	Vcr (T)	NE	
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	47.95	2.98 %	3	19i	78.16	14.84	14.02	1 ce	10E#3@24	
A+2/0-1	C01 26i	-5.59	-33.94	71.78	cm2	2	10i	41.60	20.31	12.59	1 ex 6E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	-15.44	2.87 %	3	26i	-5.59	14.63	10.52	1 ce	9E#3@24	
A+3/2-3	C01 26s	-1.50	25.81	51.43	cm2	2	10i	10.37	8.07	9.90	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	10.95	2.06 %	3	31i	22.81	10.72	10.23	1 ce	10E#3@24	
A+3/1-2	C01 26s	-19.77	42.57	85.21	cm2	2	10i	20.45	13.12	13.08	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	13.46	3.41 %	3	22s	-28.30	16.95	8.17	1 ce	10E#3@24	
A+3/0-1	C01 26i	-44.31	-44.73	94.62	cm2	2	6i	-21.95	12.90	9.68	1 ex 6E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	-13.93	3.78 %	3	22i	-59.60	19.72	3.74	1 ce	9E#3@24	
C+1/2-3	C01 25s	-1.50	-25.81	51.43	cm2	2	9i	10.37	8.07	9.90	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	-10.95	2.06 %	3	20i	22.81	10.72	10.23	1 ce	10E#3@24	
C+1/1-2	C01 25s	-19.77	-42.57	85.21	cm2	2	9i	20.45	13.12	13.08	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	-13.46	3.41 %	3	29i	-28.30	16.95	8.17	1 ce	10E#3@24	
C+1/0-1	C01 25i	-44.31	44.73	94.62	cm2	2	13i	-21.95	12.90	9.68	1 ex 6E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	13.93	3.78 %	3	29s	-59.60	19.72	3.74	1 ce	9E#3@24	
C+2/2-3	C01 4s	23.58	10.59	54.35	cm2	2	3i	17.09	11.65	10.33	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	31.57	2.17 %	3	26i	31.17	9.42	10.72	1 ce	10E#3@24	
C+2/1-2	C01 3s	30.17	-7.34	74.54	cm2	2	3i	30.17	19.02	12.47	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	47.95	2.98 %	3	26i	78.16	14.84	14.02	1 ce	10E#3@24	
C+2/0-1	C01 19i	-5.59	33.94	71.78	cm2	2	3i	41.60	20.31	12.59	1 ex 6E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	-15.44	2.87 %	3	19i	-5.59	14.63	10.52	1 ce	9E#3@24	
C+3/2-3	C01 19s	-1.50	-25.81	51.43	cm2	2	3i	10.37	8.07	9.90	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	10.95	2.06 %	3	22i	22.81	10.72	10.23	1 ce	10E#3@24	
C+3/1-2	C01 19s	-19.77	-42.57	85.21	cm2	2	3i	20.45	13.12	13.08	1 ex 7E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	13.46	3.41 %	3	31i	-28.30	16.95	8.17	1 ce	10E#3@24	
C+3/0-1	C01 19i	-44.31	44.73	94.62	cm2	2	15i	-21.95	12.90	9.68	1 ex 6E#3@12
(50x50cm	f _c =250kg/cm ²)	-13.93	3.78 %	3	31i	-59.60	19.72	3.74	1 ce	9E#3@24	

Identificación: EJEMPLO DE ANALISIS SISMICO

Niveles: 3 [id: 0 1 2 3]
 Ejes X: 3 [id: A B C]
 Ejes Y: 3 [id: 1 2 3]

nudos: 33
 apoyos: 6
 secciones transversales: 2
 trabes: 36
 columnas: 18
 diagonales: 0
 muros: 0

factor de zona rígida
 análisis estático: 0.5000
 análisis dinámico: 0.5000

GEOMETRIA
 PLANTA

PUNTO	X (m)	Y (m)	ELEVACION		
			NIVEL	H. PARCIAL (m)	H. TOTAL (m)
A+1	0.000	0.000	1	4.000	4.000
A+2	8.000	0.000	2	5.000	9.000
A+3	16.000	0.000	3	5.000	14.000
B+1	0.000	2.000			
B+2	8.000	2.000			
B+3	16.000	2.000			
C+1	0.000	4.000			
C+2	8.000	4.000			
C+3	16.000	4.000			

APOYOS

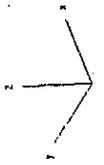
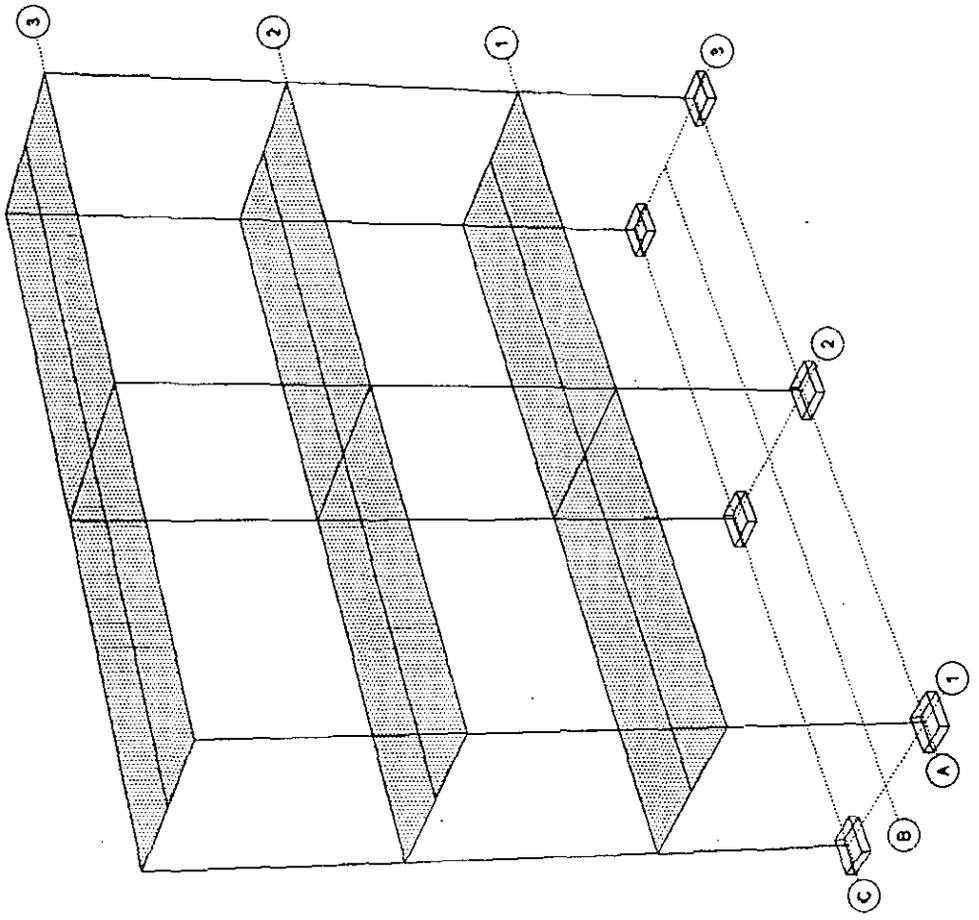
NUDO	DESPLAZAMIENTO			ROTACION		
	X	Y	Z	X	Y	Z
A+1/0	R	R	R	R	R	R
A+2/0	R	R	R	R	R	R
A+3/0	R	R	R	R	R	R
C+1/0	R	R	R	R	R	R
C+2/0	R	R	R	R	R	R
C+3/0	R	R	R	R	R	R

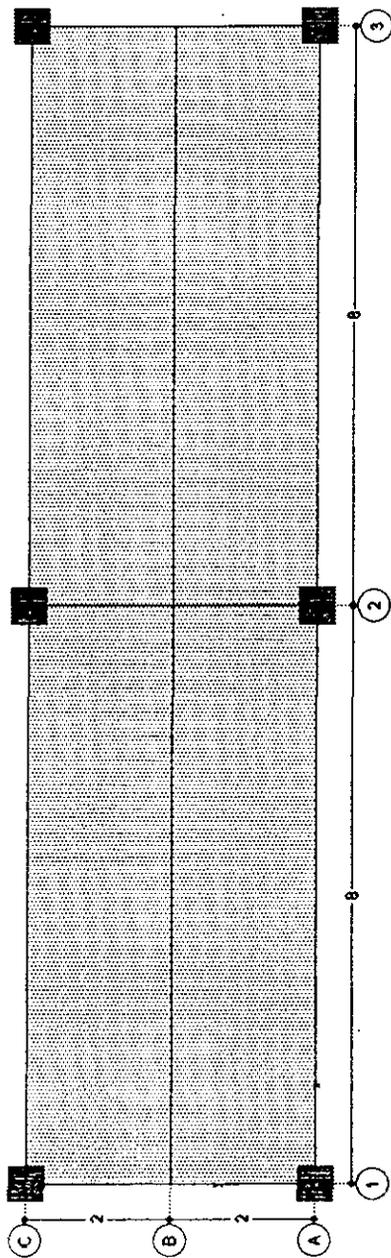
CATALOGO DE SECCIONES

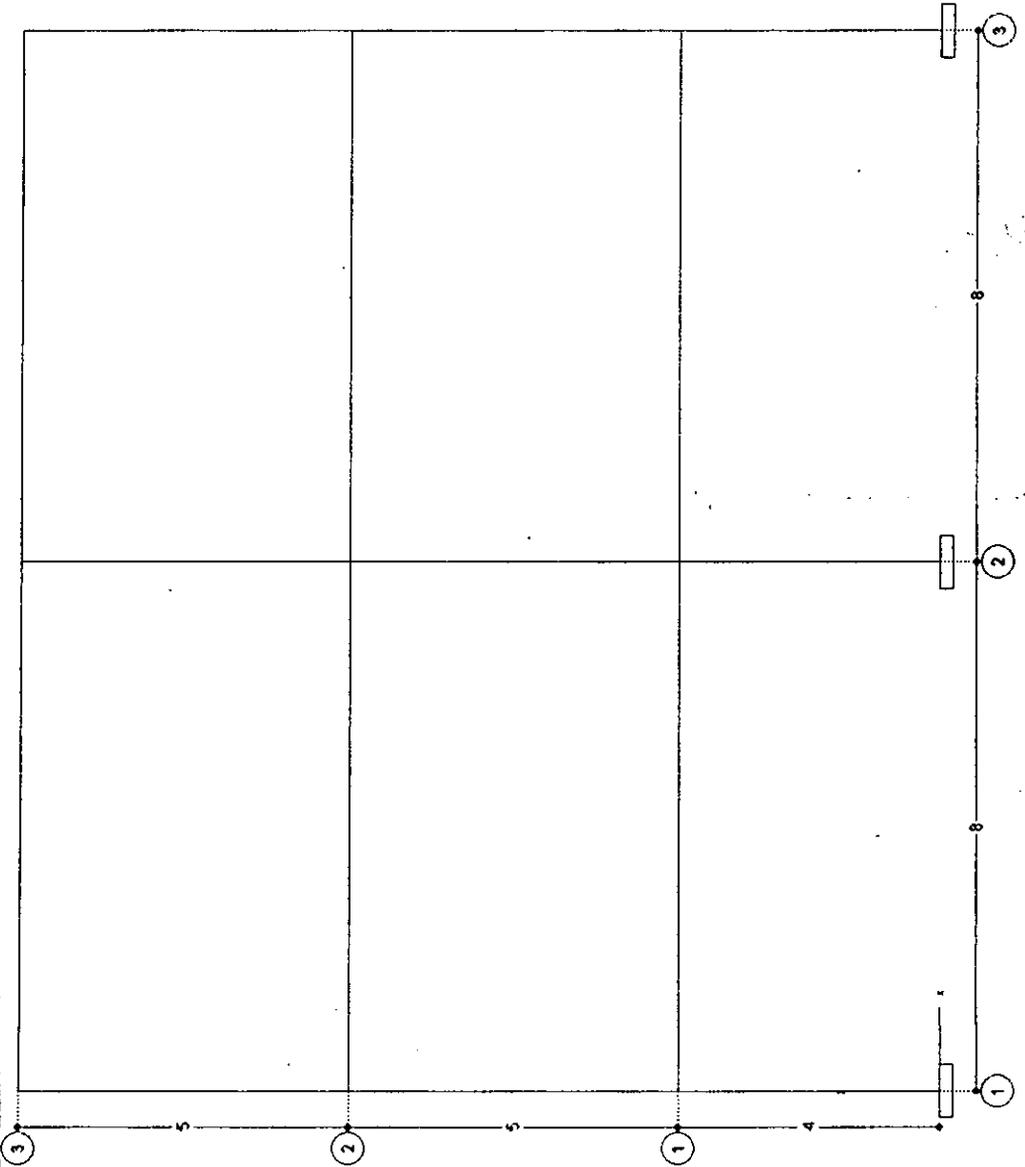
SEC E (T/m²) kG Tp Parámetros (n,grados)
 C01 2'213,594 0.43 R b=0.5 h=0.5 alfa=0 r=0.02
 T01 2'213,594 0.43 R b=0.25 h=0.8 r=0.02

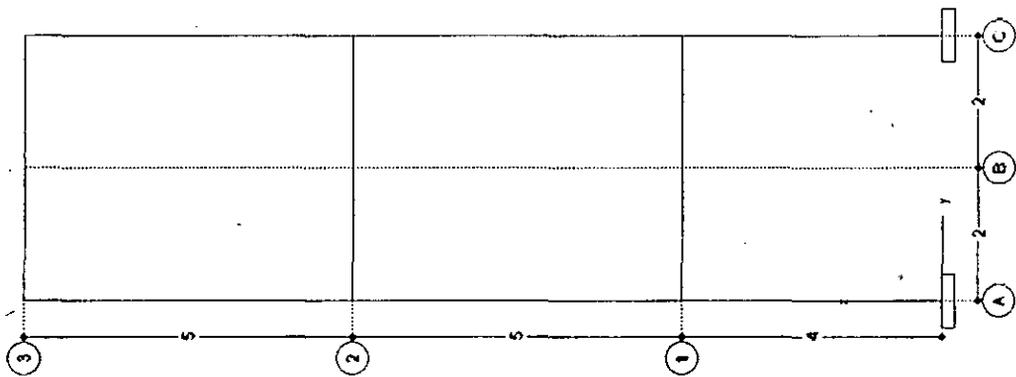
TRABES

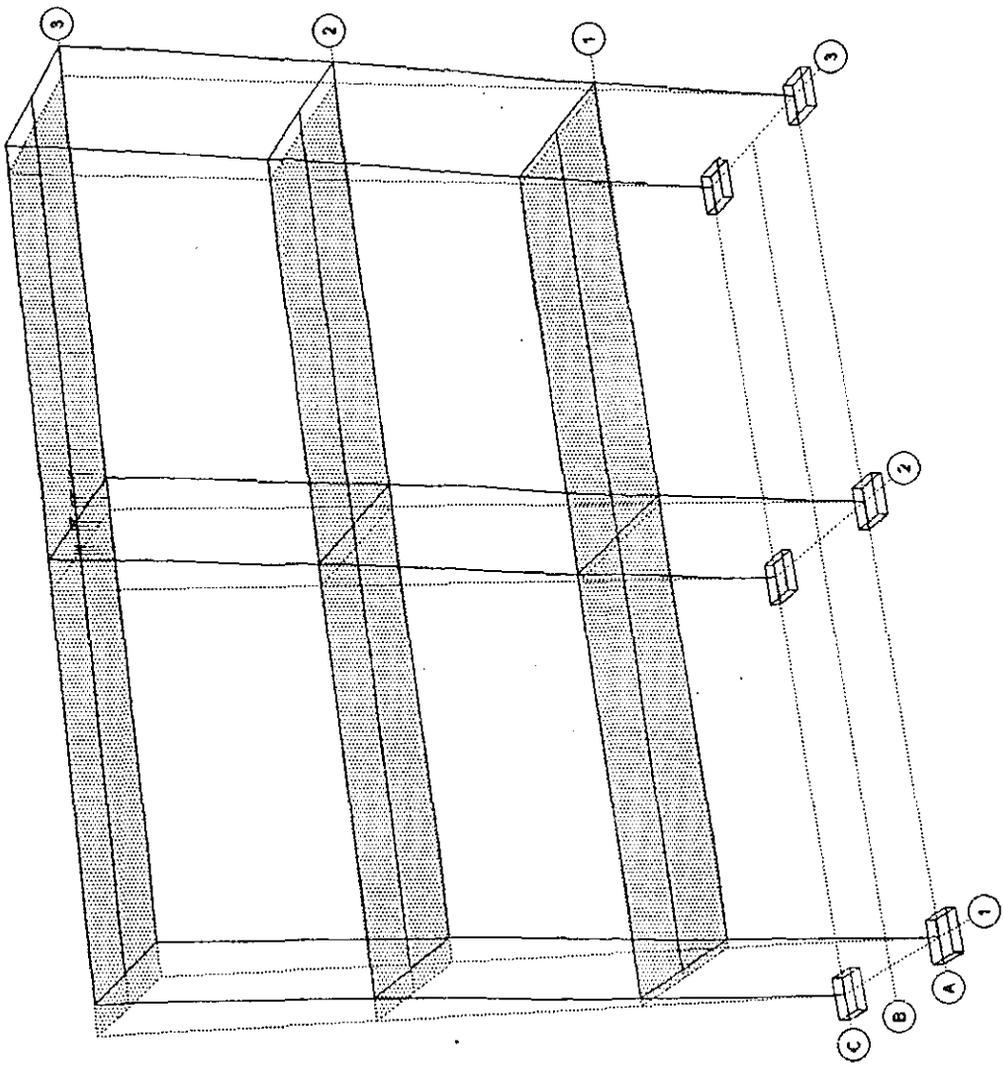
TRABE	SEC	La (m)	Lb (m)	Lc (m)	L (m)	EDO. PLANO	
						1-2	1-3
A+1-2/1	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR
A+2-3/1	T01	0.250	7.500	0.250	8.000	RR	RR

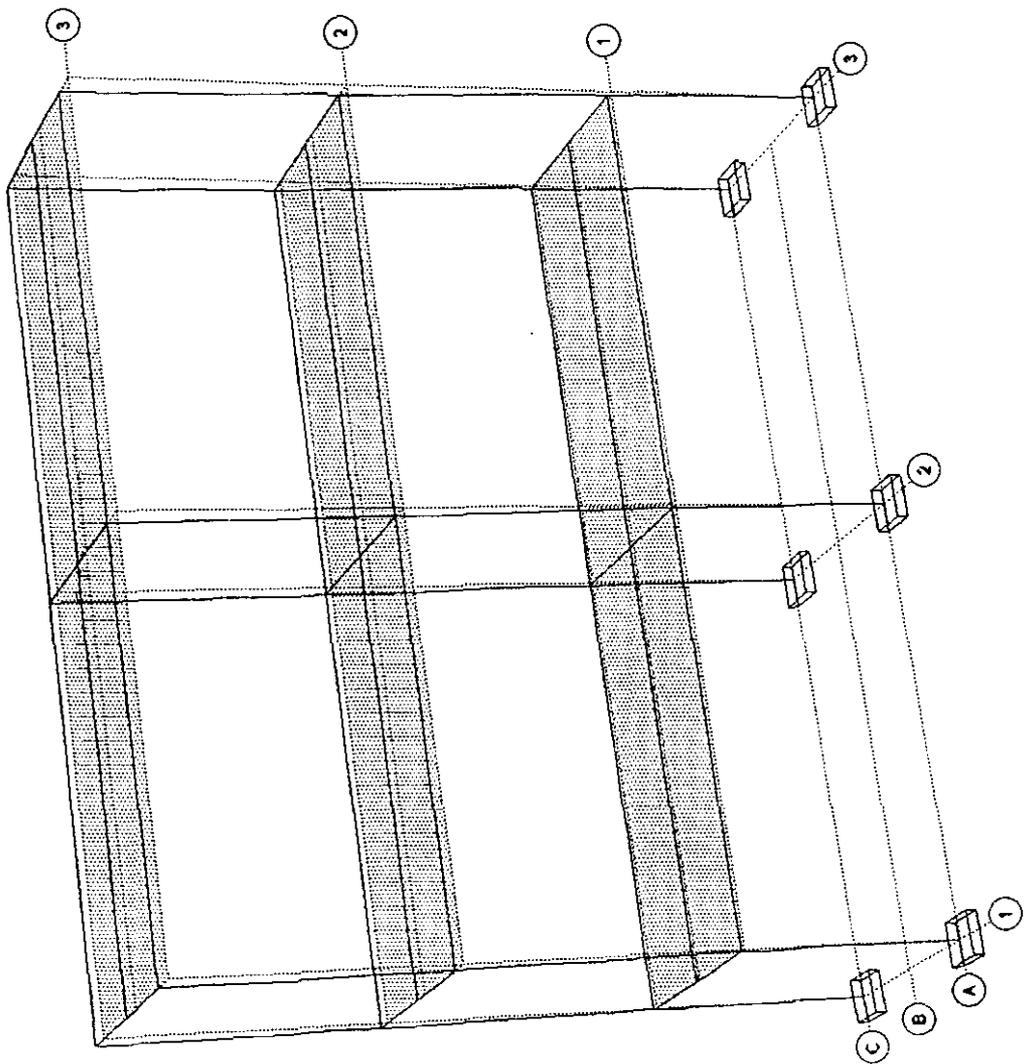


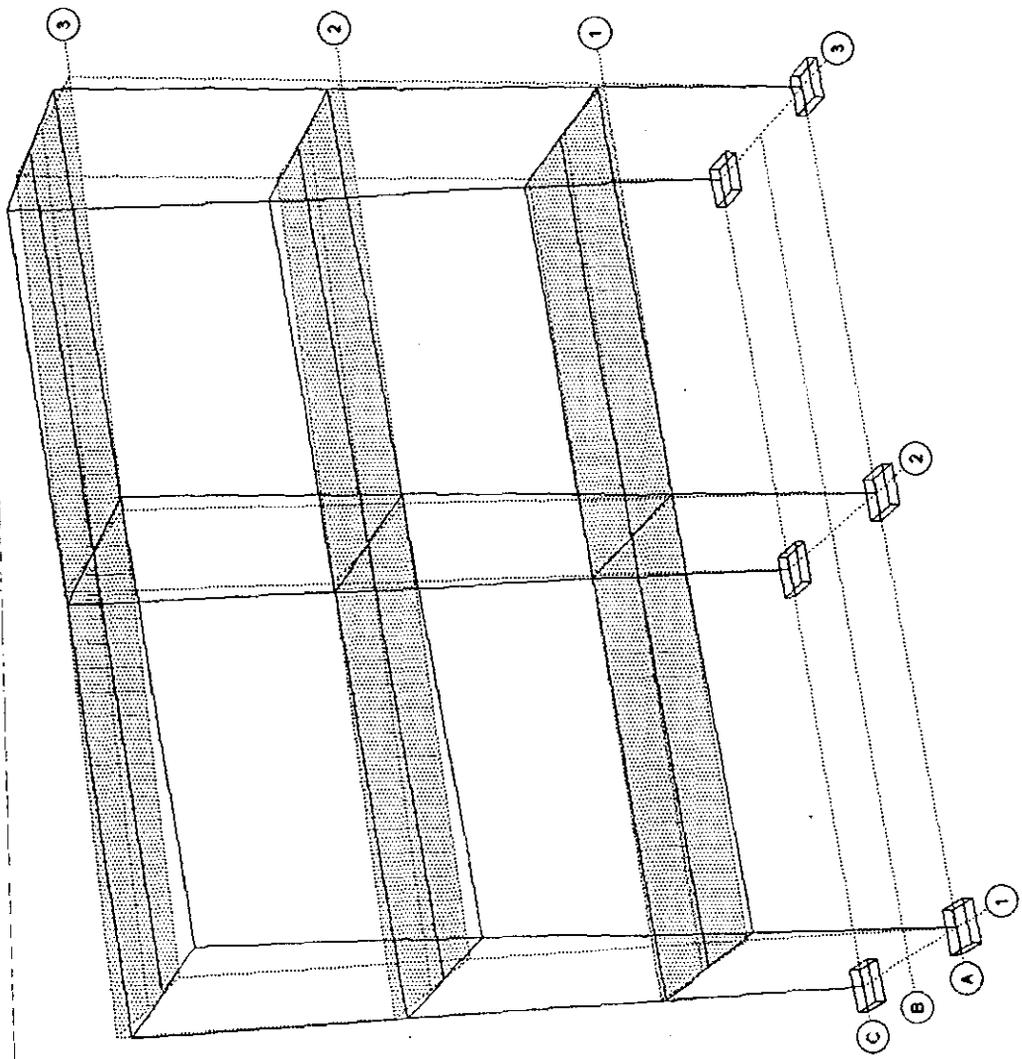




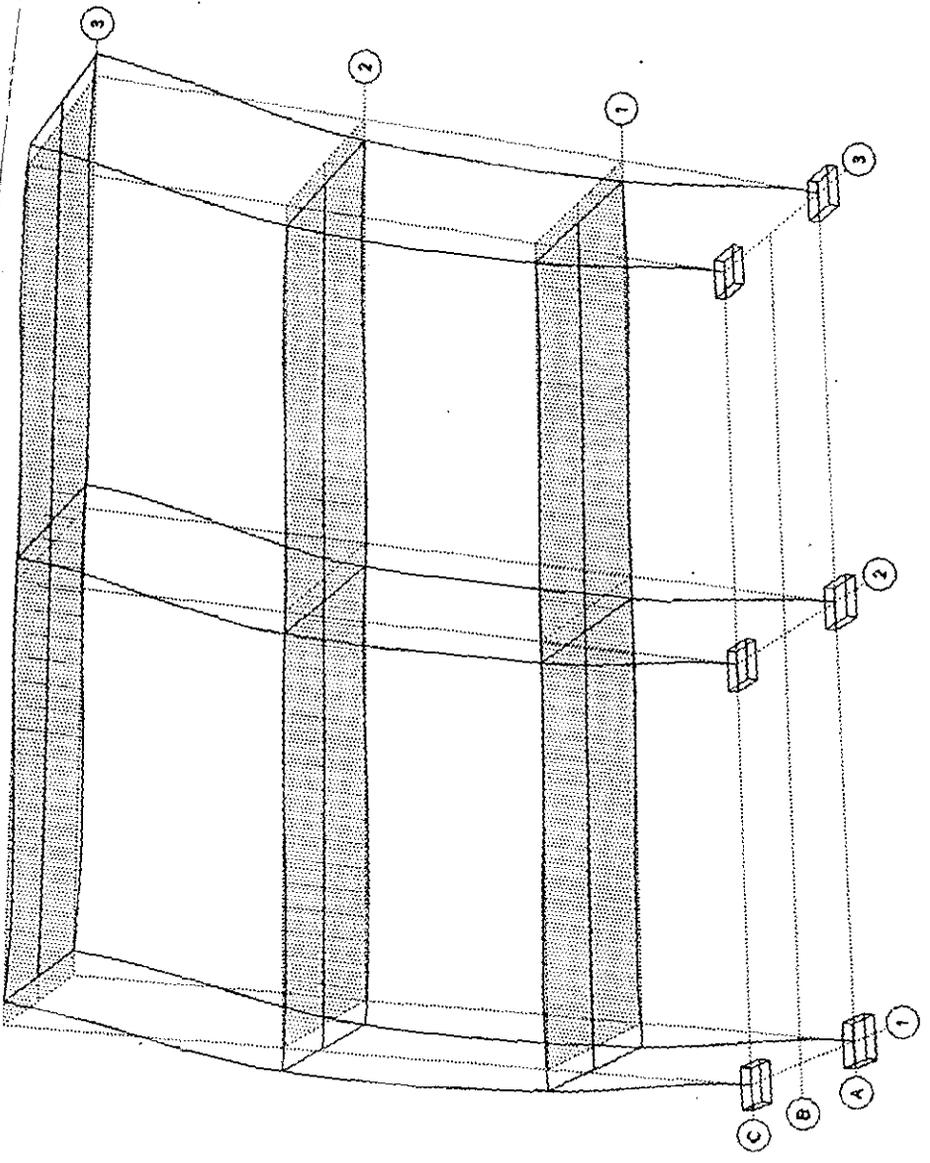


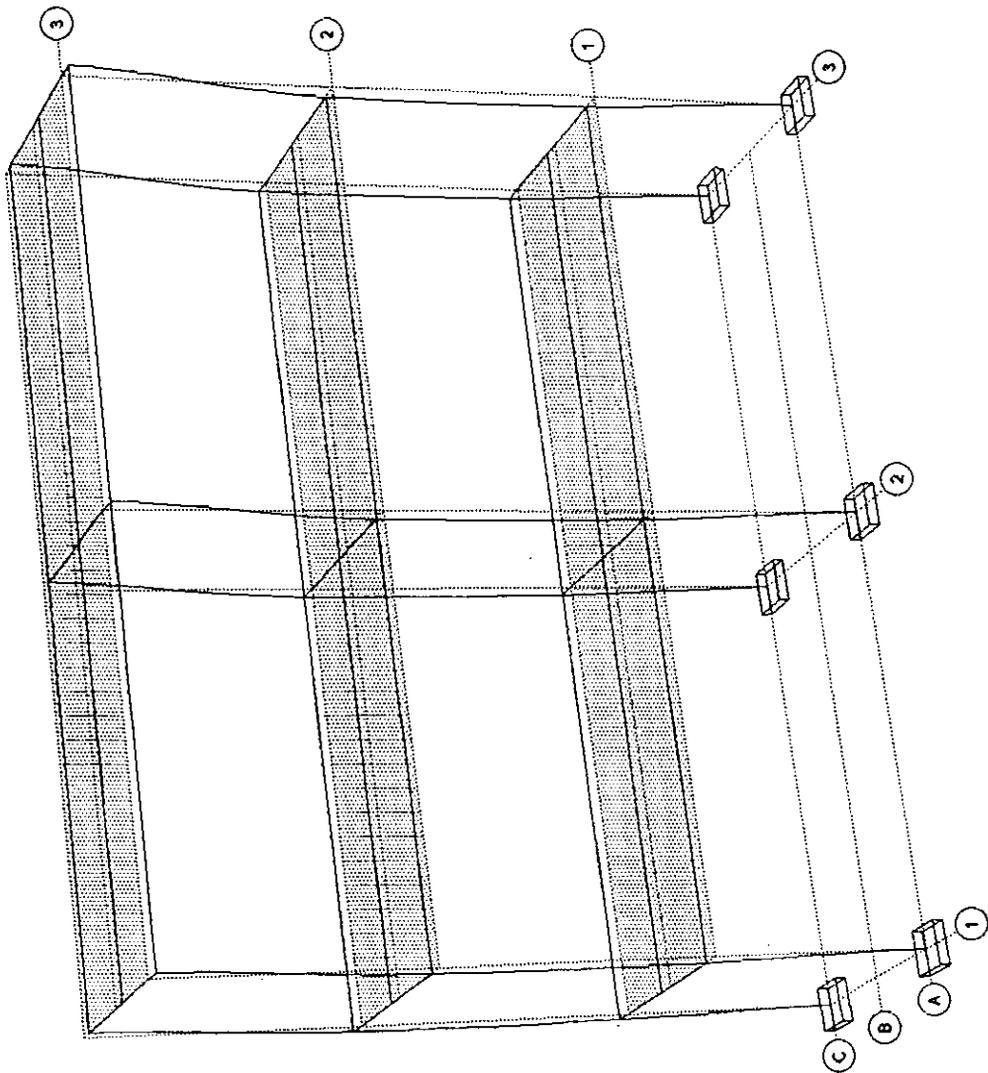


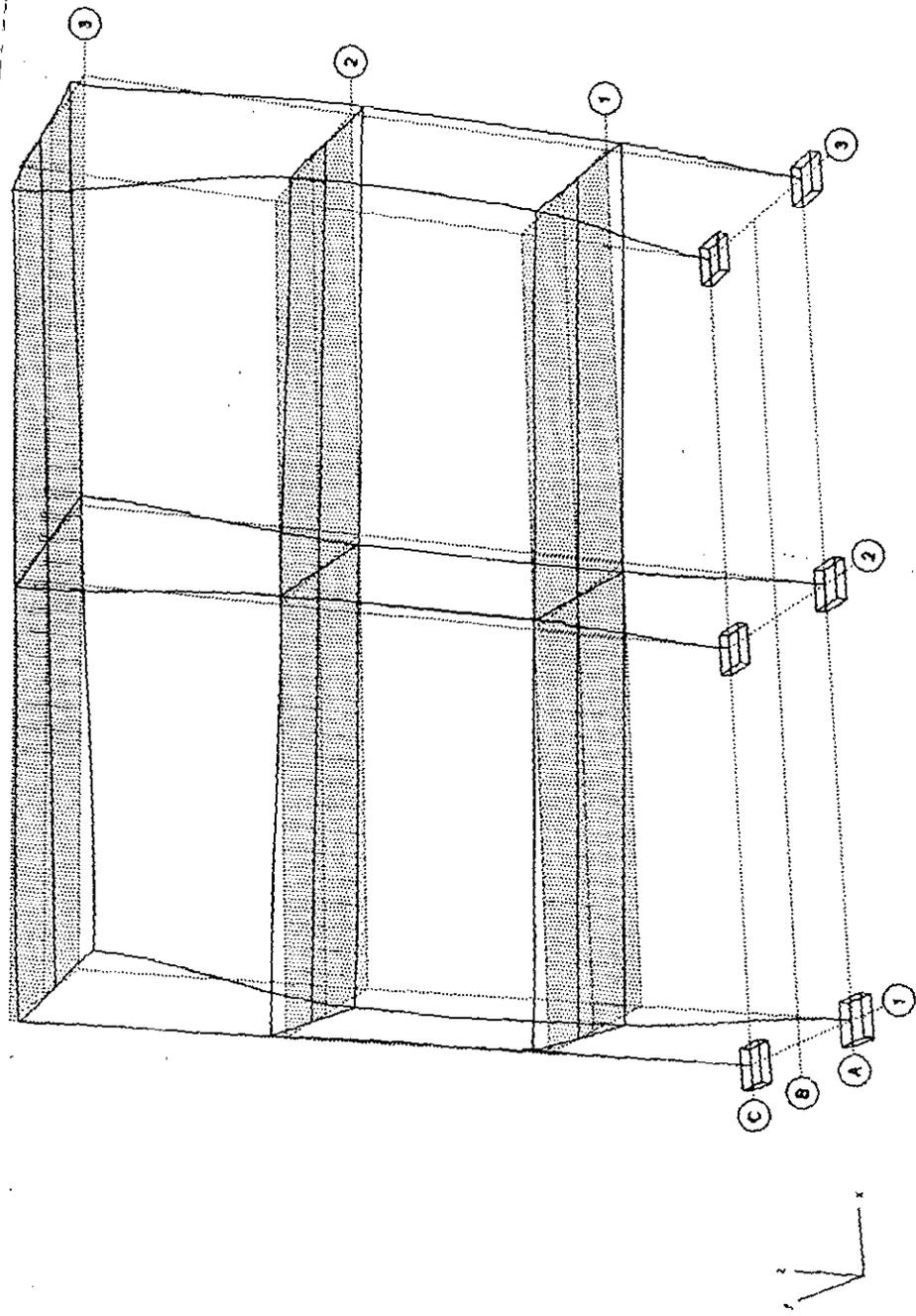


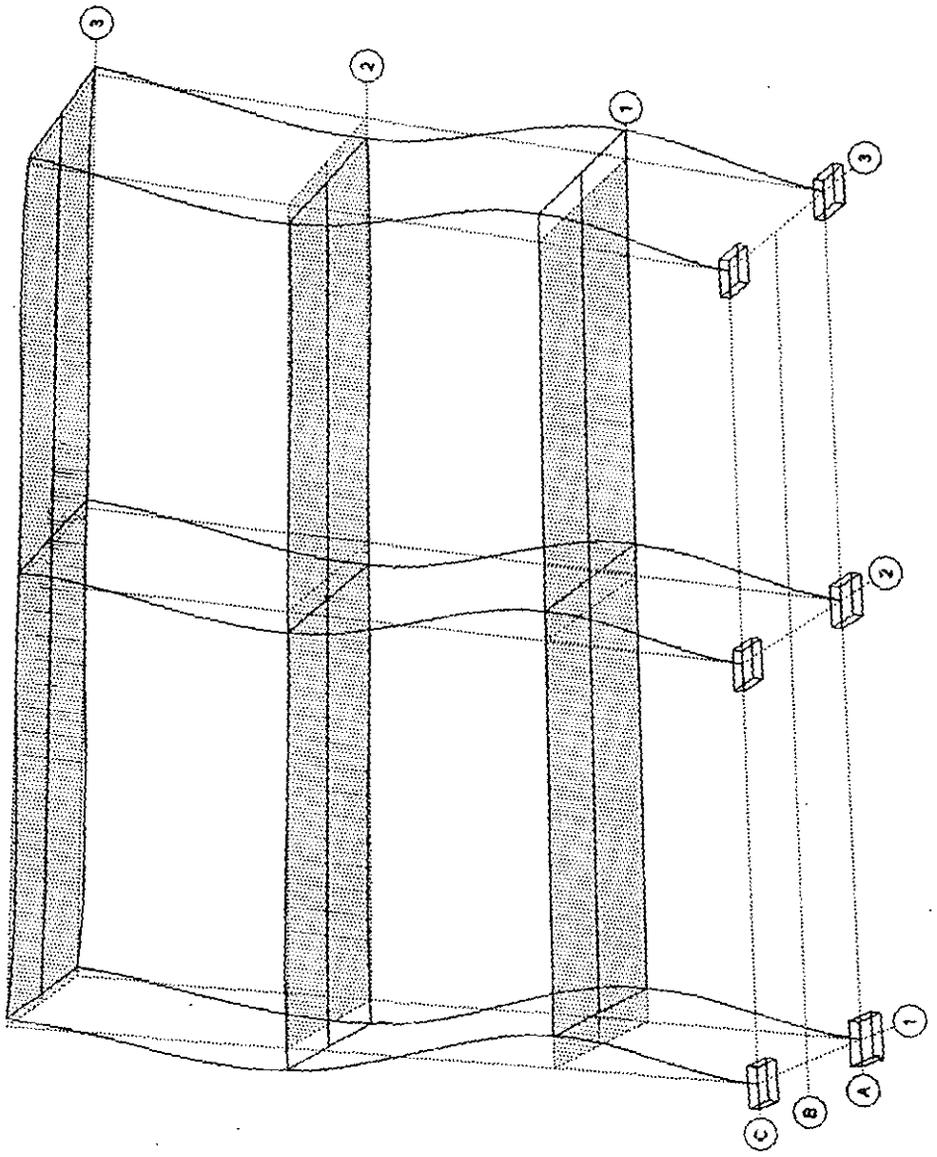


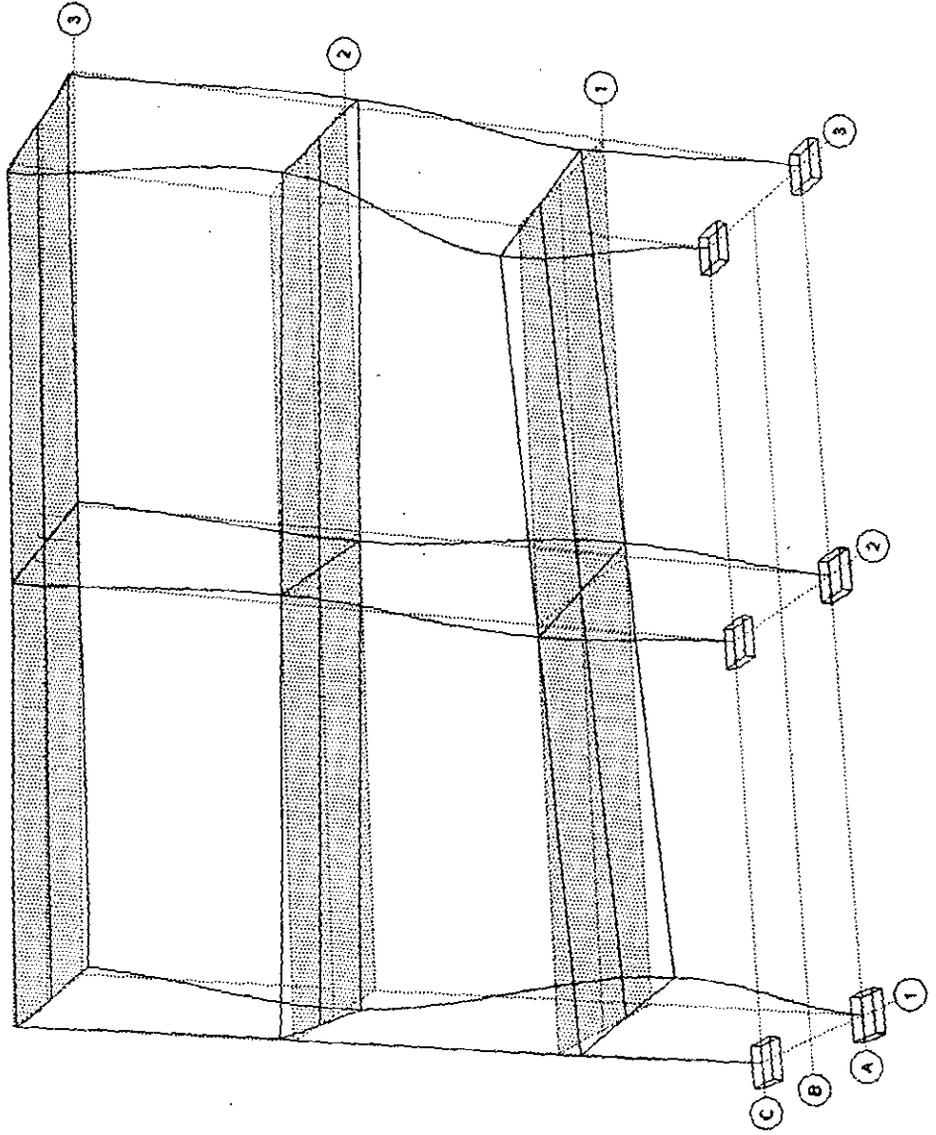
FAKULTAD INGENIERIA UNIAN "ESCUELA DE ANALISIS SONORO" MI 07189

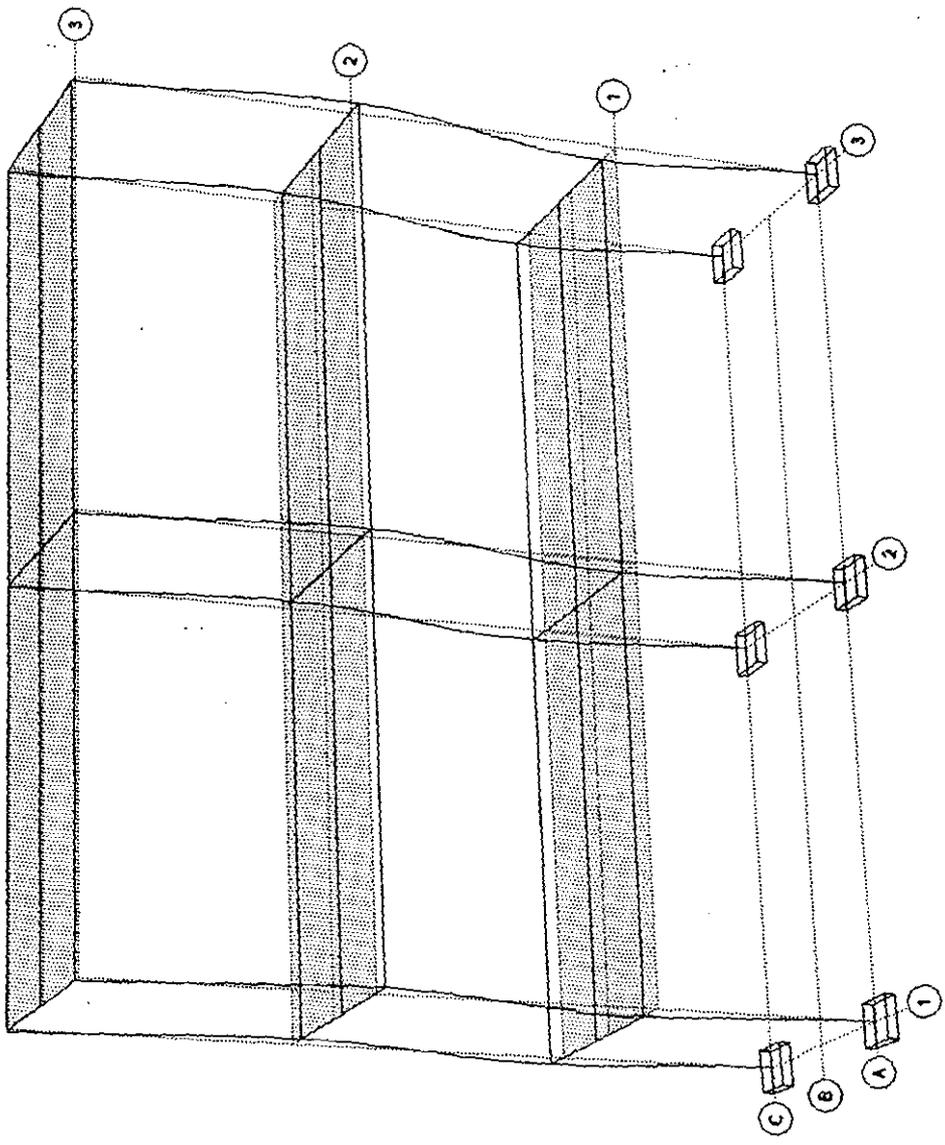


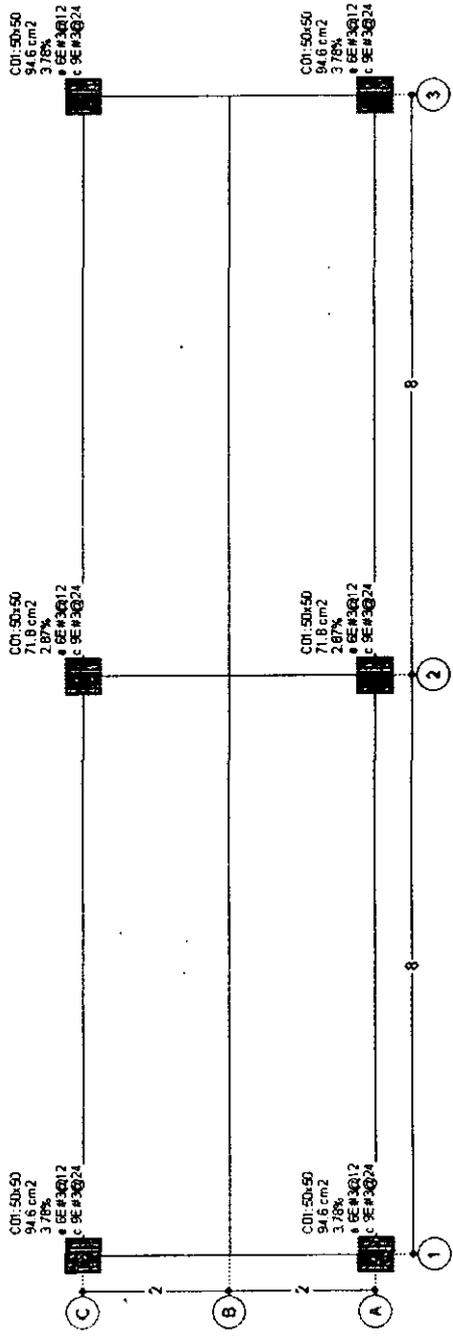


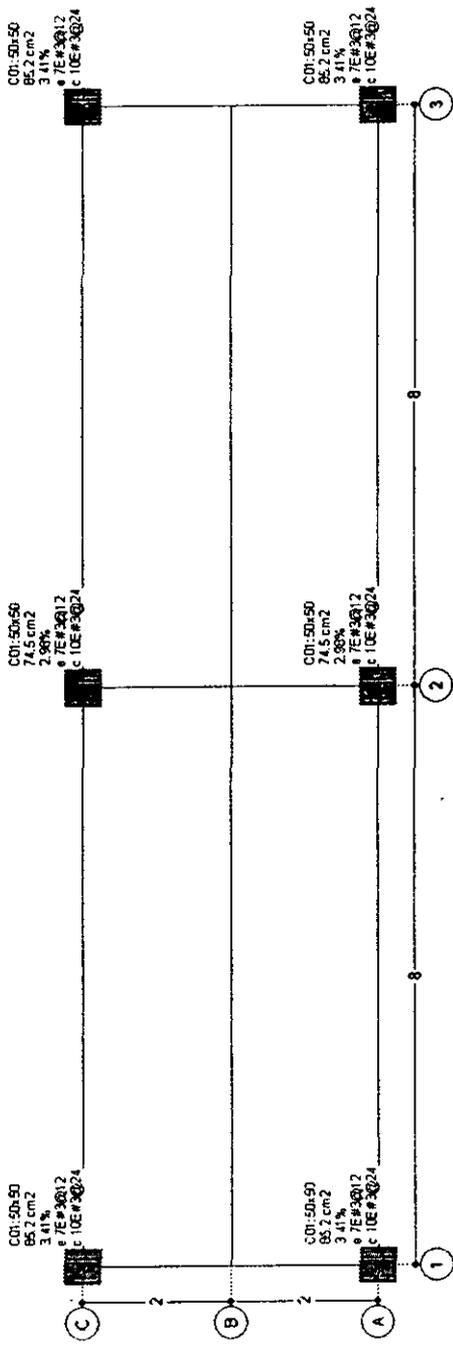


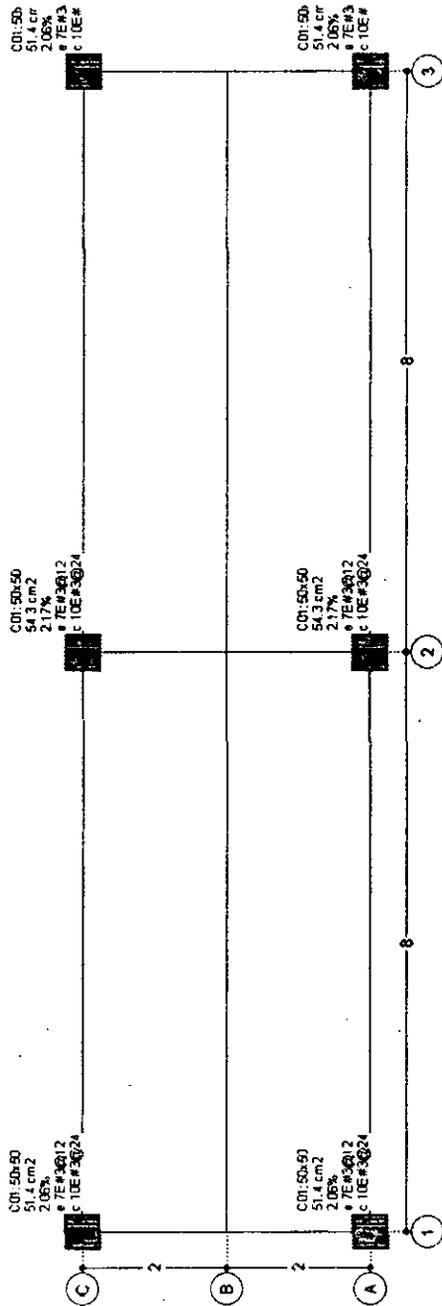










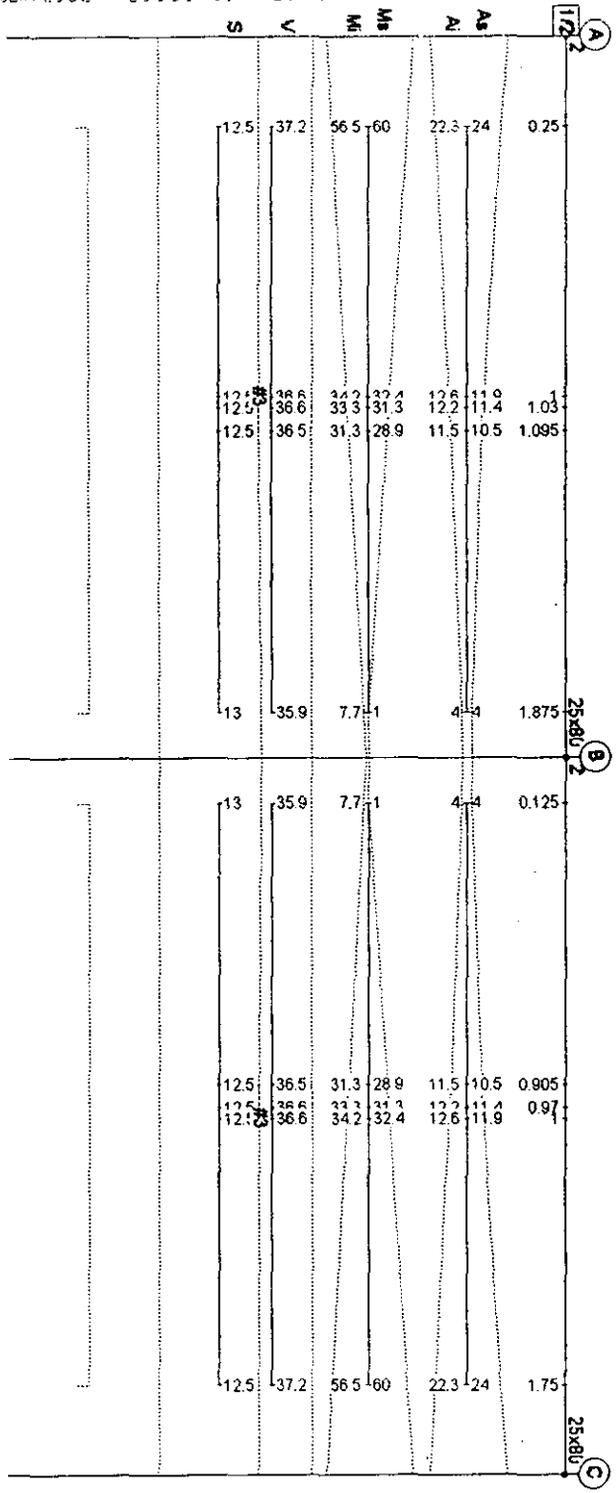


	S	V	M ₁	M ₂	A ₁	A ₂	A ₁ ²
	30	14.7	41.6	47.8	15.6	18.3	0.25
	30	13.9	35.5	36.6	13.1	13.6	1.03
	30	13.1	29.2	26.6	10.6	9.6	1.773
	30	11.5	14.8	8.4	5.2	4	3.257
	30	11.3	6.7	0.1	4	4	4
	30	12	7.6	2	4	4	4.742
	30	13.6	21.2	21	7.6	7.5	6.227
	30	14.4	27.2	31.4	9.8	11.5	6.97
	30	15.2	32.8	42.9	12	16.2	7.75
	30	15.2	32.8	42.9	12	16.2	0.25
	30	14.4	27.2	31.4	9.8	11.5	1.03
	30	13.6	21.2	21	7.6	7.5	1.773
	30	12	7.6	2	4	4	3.257
	30	11.3	6.7	0.1	4	4	4
	30	11.5	14.8	8.4	5.2	4	4.742
	30	13.1	29.2	26.6	10.6	9.6	6.227
	30	13.9	35.5	36.6	13.1	13.6	6.97
	30	14.7	41.6	47.8	15.6	18.3	7.75

	S	V	M	M _s	A ₁	A _s	B/18
	30	6.7	6.4	8.3	4.4	4.4	0.125
	30	5	8.4	4.2	4.4	4.4	0.905
	30	3.6	9.5	1	4.4	4.4	1.679
	30	1.4	9.2		4.4	4.4	3.226
	30	2.4	8.4		4.4	4.4	4
	30	3.5	6.5		4.4	4.4	4.774
	30	6.6	0.1	1.7	4.4	4.4	6.321
	30	8.2		6.9	4.4	4.4	7.095
	30	9.9		13.9	4.49	4.49	7.875
	30	9.9		13.9	4.49	4.49	0.125
	30	8.2		6.9	4.4	4.4	0.905
	30	6.6	0.1	1.7	4.4	4.4	1.679
	30	3.5	6.5		4.4	4.4	3.226
	30	2.4	8.4		4.4	4.4	4
	30	1.4	9.2		4.4	4.4	4.774
	30	3.6	9.5	1	4.4	4.4	6.321
	30	5	8.4	4.2	4.4	4.4	7.095
	30	6.7	6.4	8.3	4.4	4.4	7.875

25x80

25x80



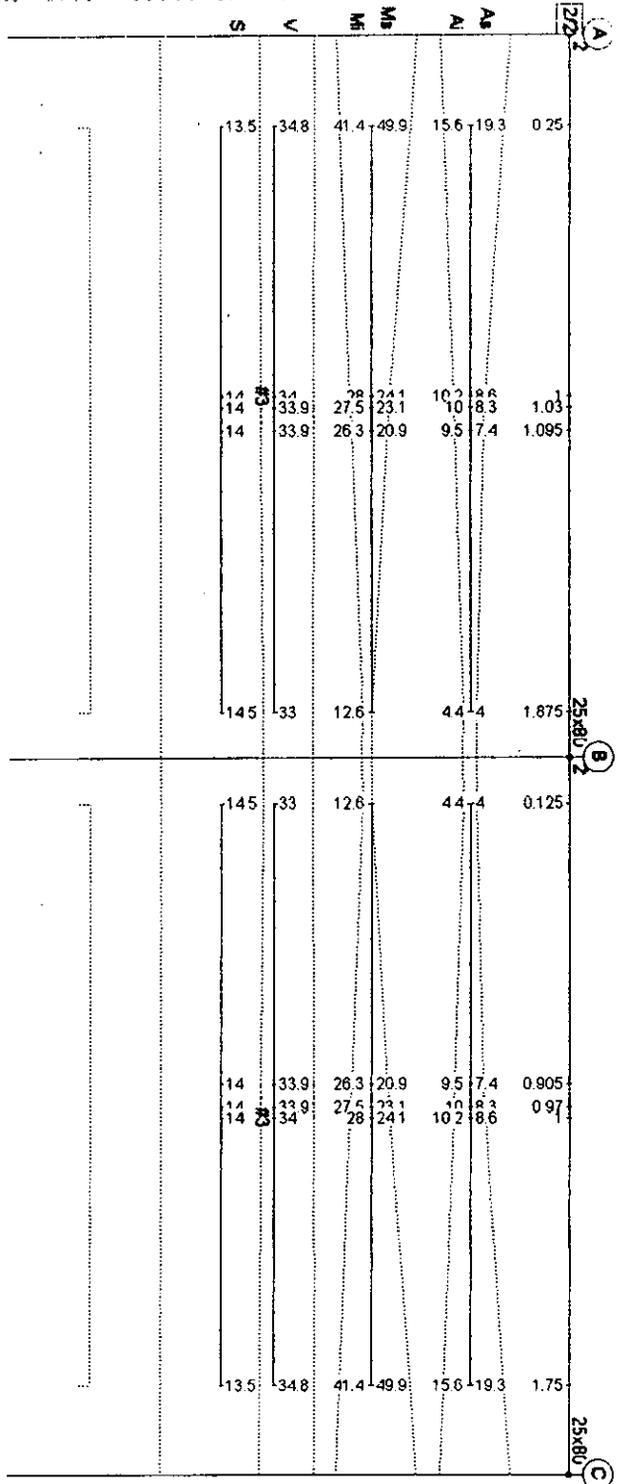
	S	V	M	M _s	A ₁	A ₂	
1/2							
	30	17.4	23.3	24.9	8.3	9	0.25
	30	16.8	15.1	11.7	5.4	4.2	1.03
	30	16.7	14.4	10.6	5.4	4	1.095
	30	16.1	5.7		4.4	4	1.875
25/80							
	30	16.1	5.7		4.4	4	0.125
	30	16.7	14.4	10.6	5.4	4	0.905
	30	16.8	15.1	11.7	5.4	4.2	0.97
	30	16.8	15.4	12.1	5.4	4.2	
	30	17.4	23.3	24.9	8.3	9	1.75
25/80							

	S	V	M	M ₂	A	A ₂	1/2 B	(1)
	30	13.5	35.2	42.7	13	16.1	0.25	
	30	12.7	30.3	32.5	11	11.9	1.03	
	30	11.9	25.1	23.4	9	8.4	1.773	
	30	10.3	12.9	6.9	4.5	4	3.257	
	30	9.8	5.9		4	4	4	
	30	10.5	7.3	1.6	4	4	4.742	
	30	12.1	19.2	18.4	6.8	6.5	6.227	
	30	12.9	24.2	27.7	8.7	10	6.97	
	30	13.7	28.9	38	10.5	14.2	7.75	25x8U8
	30	13.7	28.9	38	10.5	14.2	0.25	(2)
	30	12.9	24.2	27.7	8.7	10	1.03	
	30	12.1	19.2	18.4	6.8	6.5	1.773	
	30	10.5	7.3	1.6	4	4	3.257	
	30	9.8	5.9		4	4	4	
	30	10.3	12.9	6.9	4.5	4	4.742	
	30	11.9	25.1	23.4	9	8.4	6.227	
	30	12.7	30.3	32.5	11	11.9	6.97	
	30	13.5	35.2	42.7	13	16.1	7.75	25x8U8 (3)

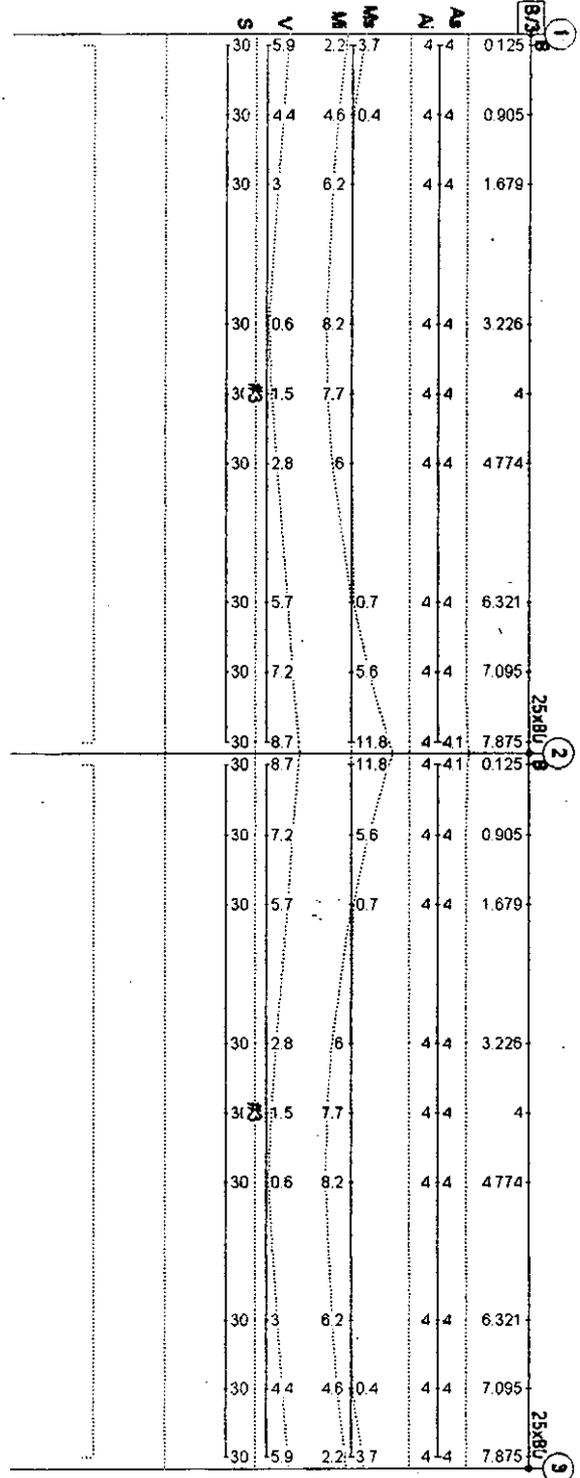
	S	V	M ₁	M ₂	M	A ₁	A ₂	B/L
	30	6.7	5.2	7.4	4	4	0.125	
	30	5.1	7.4	3.4	4	4	0.905	
	30	3.5	8.7	0.3	4	4	1.679	
	30	1.2	9		4	4	3.226	
	30	2.2	8.4		4	4	4	
	30	3.3	6.6		4	4	4.774	
	30	6.5	0.2	1.5	4	4	6.321	
	30	8.2		6.6	4	4	7.095	
	30	9.8		13.6	4	4.8	7.875	
	30	8.8		13.6	4	4.8	0.125	
	30	8.2		6.6	4	4	0.905	
	30	6.5	0.2	1.5	4	4	1.679	
	30	3.3	6.6		4	4	3.226	
	30	2.2	8.4		4	4	4	
	30	1.2	9		4	4	4.774	
	30	3.5	8.7	0.3	4	4	6.321	
	30	5.1	7.4	3.4	4	4	7.095	
	30	6.7	5.2	7.4	4	4	7.875	

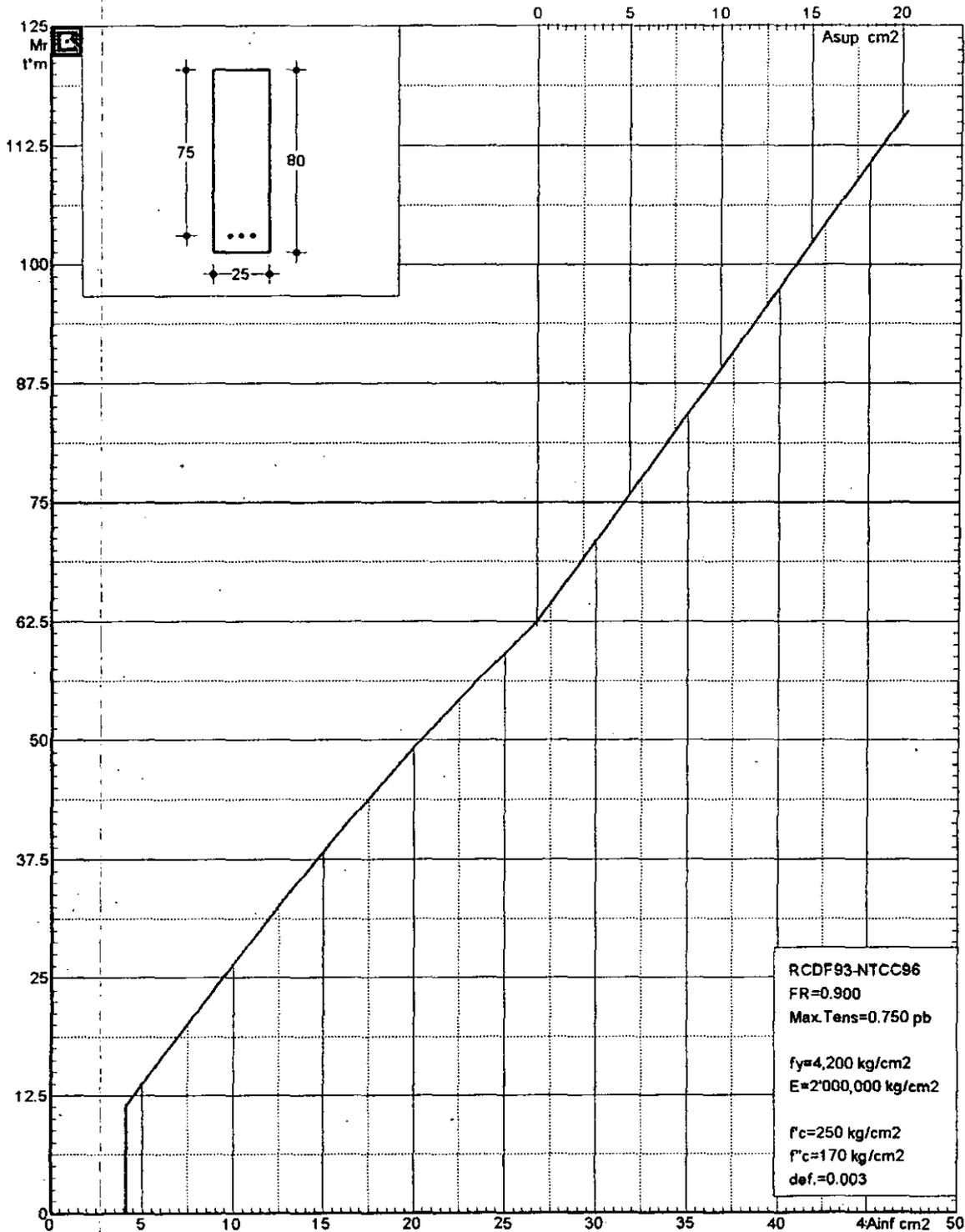
	S	V	M	M _s	A	A _s	
	11.5	39.3	49.7	57.2	19.2	22.7	0.25
12	38.5	31.1	26.9	12.2	10.2	1.03	
12	38.4	30.9	24.4	11.3	8.8	1.095	
12	37.5	13.5			4.7	4	1.875
12	37.5	13.5			4.7	4	0.125
12	38.4	30.9	24.4	11.3	8.8	0.905	
12	38.5	32.1	26.9	11.9	9.7	0.97	
12	38.5	33.1	28	12.2	10.2	1	
11.5	39.3	49.7	57.2	19.2	22.7	1.75	

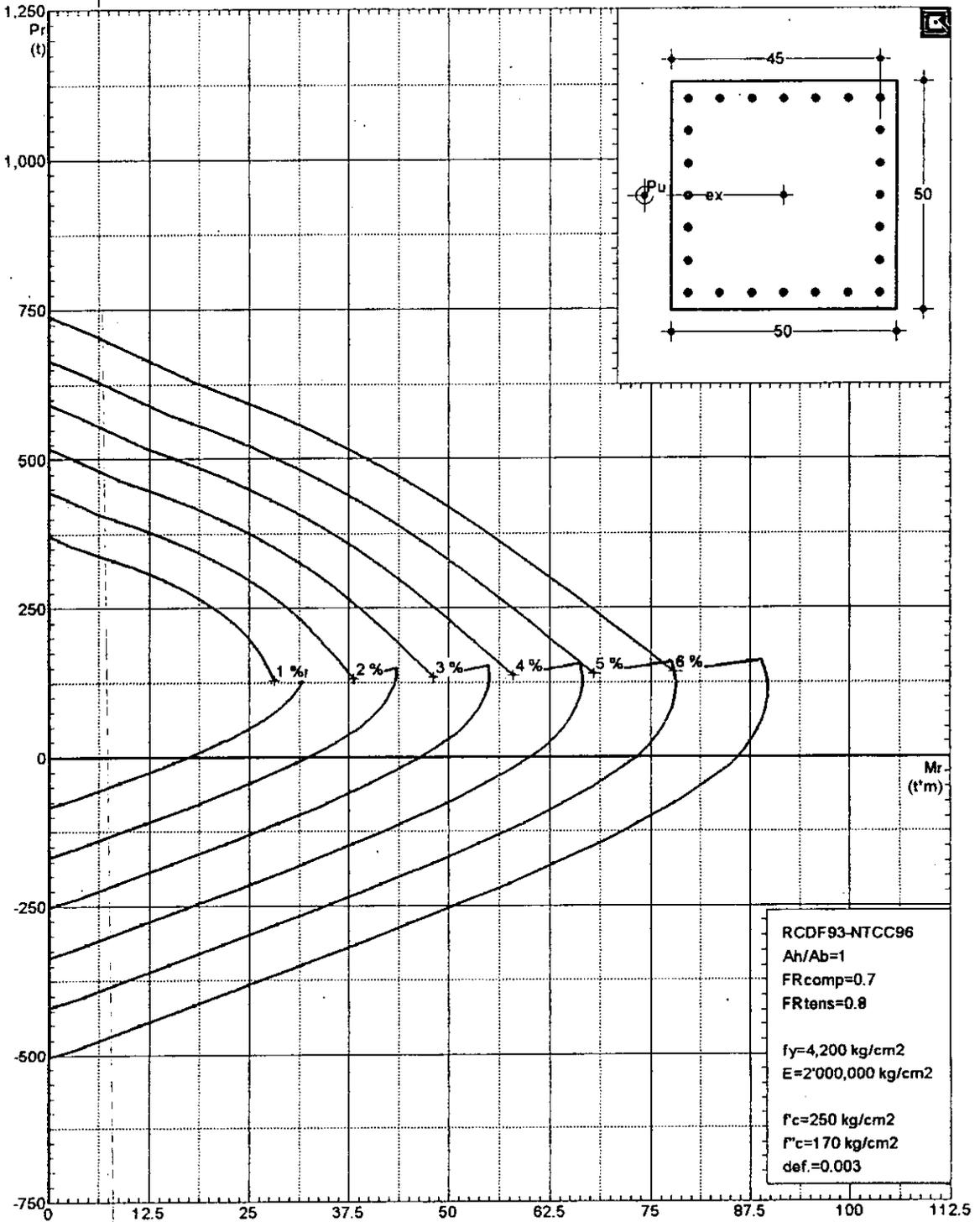
21.2 (A)
25.8 (B)
25.8 (C)

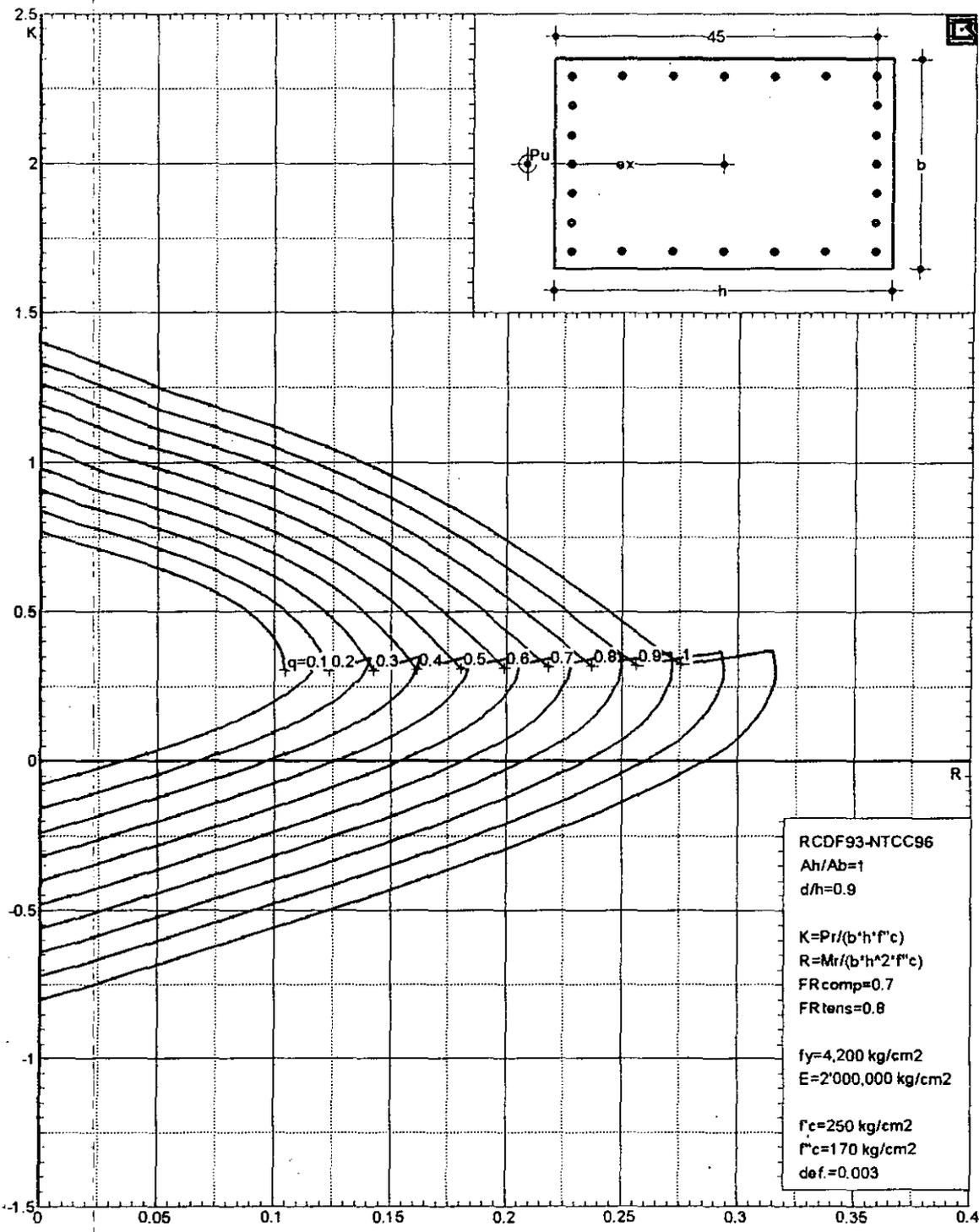


	S	V	M ₁	M ₂	A ₁	A ₂	ASB
30	7.6	15.3	19.7	5.4	7	0.25	1
30	6.8	14.3	14.1	5	4.9	1.03	
30	6.1	12.8	9.3	4.5	4	1.773	
30	4.6	8.2	1.4	4	4	3.257	
30	4.6	5.1		4	4	4	
30	5.3	4.4		4	4	4.742	
30	6.8	7.9	7.6	4	4	6.227	
30	7.5	8.9	12.9	4	4.5	6.97	
30	8.3	9.3	19	4	6.7	7.75	25x80
30	8.3	9.3	19	4	6.7	0.25	2
30	7.5	8.9	12.9	4	4.5	1.03	
30	6.8	7.9	7.6	4	4	1.773	
30	5.3	4.4		4	4	3.257	
30	4.6	5.1		4	4	4	
30	4.6	8.2	1.4	4	4	4.742	
30	6.1	12.8	9.3	4.5	4	6.227	
30	6.8	14.3	14.1	5	4.9	6.97	
30	7.6	15.3	19.7	5.4	7	7.75	25x80









RCDF93-NTCC96

$A_h/A_b=1$

$d/h=0.9$

$K=Pr/(b \cdot h \cdot f'_c)$

$R=Mr/(b \cdot h^2 \cdot f'_c)$

$FR_{comp}=0.7$

$FR_{tens}=0.8$

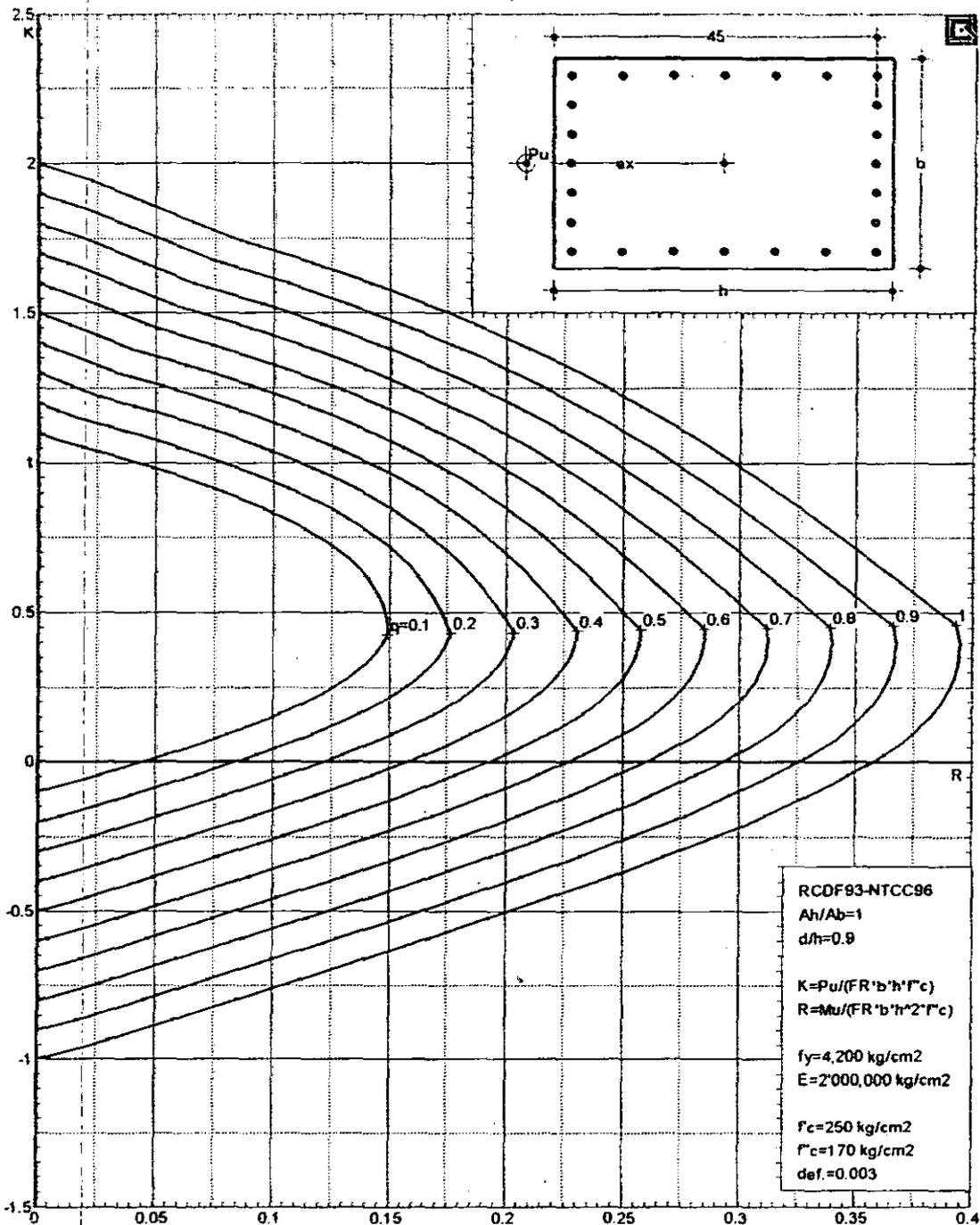
$f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$

$E=2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

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

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

$def.=0.003$



CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Peso de la estructura $W = 222.4 \text{ ton}$

Área $A = 64.0 \text{ m}^2$

$M = F \times d = 31.29 \times 11.07 = 346.38 \text{ t} \cdot \text{m}$

Por reglamento $P_v = (222.6/64) = 3.47 \text{ t/m}^2 < 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $= 40 \text{ m} < 120 \text{ m}$ y está ubicada en la zona III.

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$. Para construcciones de poca extensión y excavaciones someras.

Como la presión del suelo para zona III por reglamento es:

q_A : para zapatas $= 4 \text{ T/m}^2$.

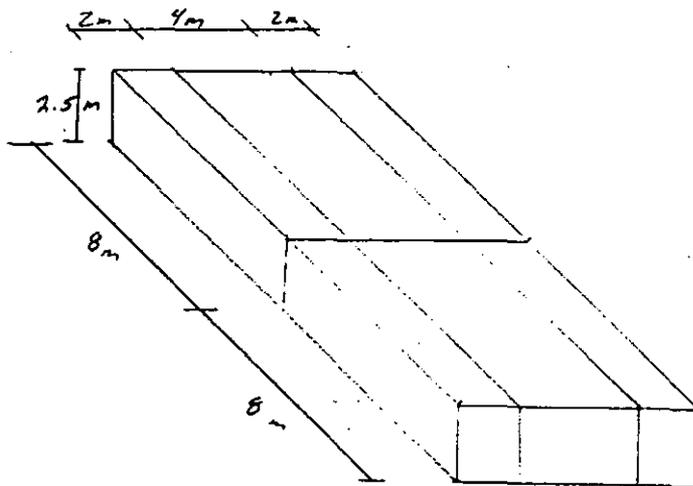
q_A : para losas de cimentación $= 1.5 \text{ T/m}^2$.

Y el peso de la estructura entre el área es de 3.47 t/m^2 . se debe compensar la estructura para cumplir con el reglamento y se hará una losa de cimentación :

$\gamma_{\text{Terreno}} = 1.6 \text{ T/m}^3$. a una profundidad de $2 \text{ m} < 2.5 \text{ m}$.
considerado

$\gamma_{\text{Ter}} \times \text{prof.} = 1.6 \times 2.5 = 3.5 \text{ T/m}^2$.

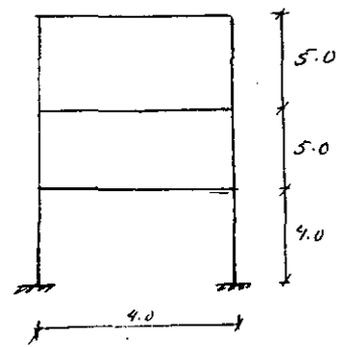
$3.47 - 3.5 \text{ T/m}^2 = -0.03 \text{ T/m}^2 < 1.5 \text{ T/m}^2$. que marca el reglamento para losas de cimentación



El cálculo del centro de las cargas por análisis estático se determinó el centro del edificio.

$$I_y = 16 \times (4)^3 / 12 = 85.33 \text{ m}^4.$$

La fuerza resultante por el análisis de sismo



Para obtener la resultante del sismo y su posición :

$$\sum Mo / \sum f = ((16.62 \times 14) + (11.04 \times 9) + (3.63 \times 4)) / (16.62 + 11.04 + 3.63) = 11.07 \text{ m}$$

Obtención de la excentricidad de la fuerza resultante:

$$R = ((31.29)^2 + (222.6)^2)^{1/2} = 224.79 \text{ ton.}$$

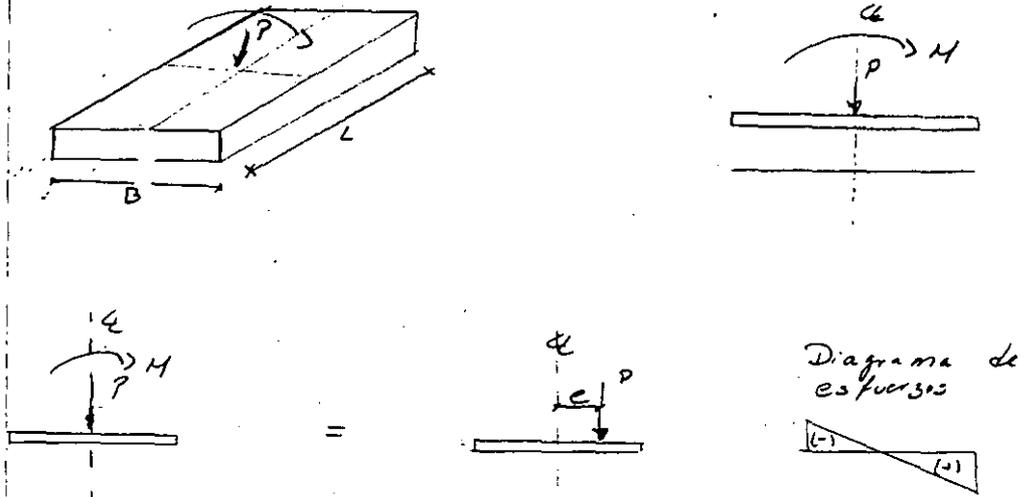
Obtención de la fuerza resultante por sismo y su posición

$$\text{Resultante } R = F_1 + F_2 + F_3 = 16.62 + 11.04 + 3.63 = 31.29 \text{ T}$$

$$\text{Posición } \sum Mo / \sum f = X$$

$$X = (16.62(14) + 11.04(9) + 3.63(4)) / 31.29 = 11.07 \text{ m.}$$

Determinar los esfuerzos en el suelo se hará en el lado corto



Como el suelo no resiste tensiones se encontrará la máxima "e" para que el esfuerzo de tensión sea igual a cero.

De la fórmula de la escuadría

$$= P / A \pm (M / I) \times y \quad \text{o} \quad = P / A \pm M / S$$

Donde $M = P e$

$$S = I / y$$

$$A = BL$$

$$S = L \times B^2 / 6$$

Para $= 0$ sustituyendo valores en la formula de la escuadría

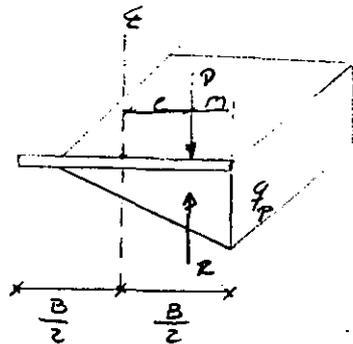
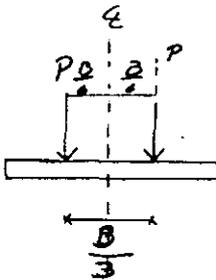
$$0 = (P / B \times L) \pm P \times e / (L \times B^2 / 6) = P / (B \times L) \pm (6 \times P \times e) / (B^2 \times L)$$

$$0 = P / B \times L \times (1 \pm 6 \times e / B) \text{ para que los esfuerzos sea } = 0$$

$$\text{Se despejará el valor e de la expresión siguiente } 0 = 1 \pm (1 + 6e/B) \quad 1 = \pm 6e/B$$

$$e = 1 \pm B / 6 = \pm B / 6$$

Que es el tercio medio por donde deberá pasar P para que no existan tensiones en el suelo.



Cuando $e > B/6$ se tienen tensiones en el suelo y como este no existen tensiones ya que solo tiene compresión se corrige el diagrama de esfuerzos

$$M = Pe$$

$$m = B/2 - e$$

$$R = ((q_p \times 3 \times m) / 2) \times L \text{ sustituyendo } m$$

$$R = (q_p \times 3((B/2) - e)L) / 2$$

Donde $q_{per} < q_{m\acute{a}x}$

$$q_{max} = (2P / (3Lm))$$

Con los datos del edificio se tiene al nivel de Terreno

$$P = 222.4 \text{ ton}$$

$$M = F_{Rsis} \times h = 31.29 \times 11.07 = 346.36 \text{ t-m}$$

$$B = 4$$

$$L = 16$$

$$M = Pe \quad e = M/P = 346.36/222.4 = 1.56$$

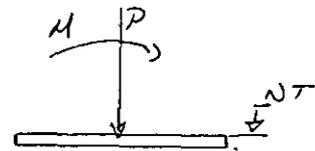
Sustituyendo en la fórmula de $q_{max} =$ se tiene

$$m = (B/2) - e = (4/2) - 1.56 = 0.44 \text{ m}$$

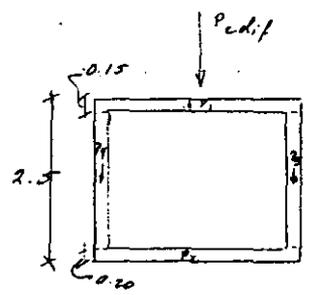
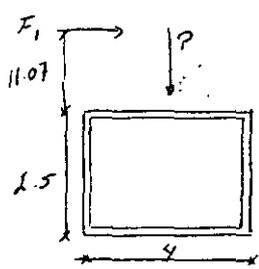
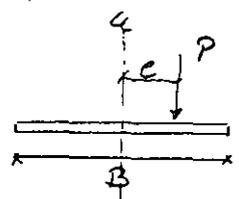
$$q_{max} = (2P) / (3Lm) = (2 \times 222.4) / (3 \times 16 \times 0.44) = 21.07 \text{ t/m}^2$$

$$21.07 \gg q_p = \text{t/m}^2$$

$$q_p = 1.5 \text{ t/m}^2 \text{ para losas de cimentación (N. T. C.)}$$



equivalente a



Como los esfuerzos son muy grandes se compensara la estructura a una profundidad de 2.5 m

$$\text{Vol. del material} = 4 \times 16 \times 2.5 \text{ m} = 160.0 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{mat}} = 1.6 \times 160 = 256 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{\text{suelo}} + q_{\text{per}} = 256/A + 1.5 = 4 + 1.5 = 5.5 \text{ t/m}^2$$

Por lo que se tendrá un cajón de cimentación

$$P = P_{\text{EDIF}} + P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$M = F_1 (h + 2.5) = 31.29 (11.07 + 2.5) = 424.61$$

$$M = 424.61 \text{ T} - \text{m}$$

$$P_1 = 2.4 (0.15 \times 4 \times 16) = 23.04$$

$$P_2 = 2.4 (0.2 \times 4 \times 16) = 30.72$$

$$P_3 = P_4 = 2.4 (0.25 \times 2.15 \times 16) = 20.64$$

$$P_T = 222.4 + 23.04 + 30.72 + 20.64 + 20.64 = 317.64 \text{ T}$$

Sustituyendo en la fórmula de q_{max}

$$m = B/2 - e = 4/2 - 1.34 = 0.66 \text{ m}$$

$$q_{\text{max}} = (2P)/(3Lm) = (2 \times 317.64) / (3 \times 16 \times 0.66) = 20.05 \text{ t/m} \gg 5.5 \text{ t/m}^2$$

se tendrá que ampliar el área de la cimentación o se podrá hacer con pilotes y se necesita estudio de mecánica de suelos.

Aumentando el área de la cimentación.

Se calculara partiendo de que $e = \pm B/6 \Rightarrow B = 6e$

$$\text{Si } e = 1.34 \text{ m } b = 6 \times e = 6 \times 1.34 = 8.04 \text{ m}$$

Se hará un intento con $b = 6 \text{ m} \Rightarrow A = 6 \times 16 = 96 \text{ m}^2$.

$$P_1 = 2.4 (0.15 \times 6 \times 16) = 34.56$$

$$P_2 = 2.4 (0.2 \times 6 \times 16) = 46.08$$

$$P_3 = P_4 = 2.4 (0.25 \times 2.15 \times 16) = 20.64$$

$$P_T = 222.4 + 34.56 + 46.08 + 20.64 + 20.64 = 344.32 \text{ t}$$

$$M = 31.29 (13.57) = 424.61 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$e = M / P = 424.61 / 344.32 = 1.23 \text{ m}$$

$$e_T = \pm B / 6 = 6 / 6 = 1 \quad e_T > e$$

$$m = B / 2 - e = 6 / 2 - 1.23 = 1.77 \text{ m}$$

sustituyendo en q_{\max}

$$q = (2P) / (3Lm) = (2 \times 344.32) / (3 \times 16 \times 1.77) = 8.11 \text{ t/m}^2 > 5 \text{ t/m}^2$$

se hará con $B = 8 \text{ m}$

$$\text{Área} = 8 \times 16 = 128 \text{ m}^2$$

$$e_T = \pm B / 6 = 8 / 6 = 1.33 \text{ m}$$

$$P_1 = 2.4 (0.15 \times 8 \times 16) = 46.08$$

$$P_2 = 2.4 (0.2 \times 8 \times 16) = 61.44$$

$$P_3 = P_4 = 2.4 (0.25 \times 2.15 \times 16) = 20.64$$

$$P_T = 222.4 + 46.08 + 61.44 + 20.64 + 20.64 = 371.2 \text{ t}$$

$$M = 31.29 (13.57) = 424.61 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$e_T = \pm B / 6 = 8 / 6 = 1.33$$

$$e = M / P = 424.61 / 371.2 = 1.14 \text{ m que es } < 1.33$$

$$q_{\max} = (2P) / (3Lm) = (2 \times 371.2) / (3 \times 16 \times 2.86) = 5.41 \text{ t/m} < 5.5 \text{ t/m}^2$$

$$m = B / 2 - e = 8 / 2 - 1.14 = 2.86 \text{ m}$$

Por lo tanto la cimentación será un cajón de $8 \times 16 \text{ m}$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusión:

El presente trabajo trato de explicar de forma general la evolución que ha tenido el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal e indicar en forma general algunos de los métodos que se marcan en él.

La ingeniería sísmica ha evolucionado muy aceleradamente de 1942 a la fecha, a través de esta evolución se han podido tener métodos de diseño más aproximados a las condiciones de funcionamiento de las construcciones, esto nos permite hacer obras de Ingeniería mejores y más optimas en cuanto a diseño y construcción, con una mayor seguridad a los usuarios de estas obras.

Anteriormente los métodos exactos no eran muy utilizados por ser muy laboriosos, por lo que se utilizaban métodos numéricos de análisis como el método de Cross, o el de Kani, actualmente con la ayuda de la computadora se han optimizado los métodos exactos facilitando su uso (Rigideces, elemento finito), debido a estas ventajas ahora las estructuras se pueden resolver con mayor grado de seguridad y rapidez.

Aunque esto no garantiza la seguridad en las estructuras que puedan presentar algunas acciones que exceden los límites de diseño marcados por el Reglamento y puedan ocasionar daños como en 1985 en la ciudad de México, o en diversas partes de la República Mexicana y del Mundo.

Existe la necesidad de mejorar procedimientos constructivos y una mejor comprensión de la importancia que tiene la unificación de el Proyecto Arquitectónico del Proyecto Estructural para que las estructuras tenga un mejor comportamiento en el uso que se tenga, debemos también de marcar en el diseño algunas de las formas de garantizar este concepto como se explica en el Capítulo VI de este trabajo.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Luis Armando Díaz Infante
Curso de Edificación.
1ª Edición Trillas.
- 2.- Fundación ICA.. a. c.
Experiencias Derivadas de los sismos de septiembre de 1985.
1ª Edición LIMUSA.
- 3.- Instituto de Ingeniería UNAM
Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D. D. F.
Series del Instituto de Ingeniería.
- 4.- Departamento del Distrito Federal.
Manual para Estructuración de Edificios
Grupo RIOBOO.
- 5.- Departamento del Distrito Federal.
Manual para Diseño Sísmico de Edificios
Grupo RIOBOO.
- 6.- Enrique Bazán Zurita, Roberto Meli Piralla
Manual de Diseño Sísmico de Edificios.
3ª Edición LIMUSA.
- 7.- Centro de Actualización Profesional.
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
CICM.
- 8.- Academia Mexicana de Ingeniería.
Alternativas Tecnológicas II.
Consejo Nacional de Ciencias y Tecnología, 1987