

29
20

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



REVISION ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES
DE CONCRETO.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
VICENTE AGUILAR SARABIA



FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

REVISION ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE CONCRETO.

INDICE

I. - INTRODUCCION.	1
I.1 Introducción.	1
I.2 Necesidad de Revisión Estructural.	6
I.3 Etapas a seguir en la Revisión Estructural.	9
I.4 Criterios que se deben seguir para la Revisión Estructural.	19
II. - INFORMACION NECESARIA.	22
II.1 Planos.	22
II.2 Memoria de Cálculo.	29
II.3 Bitácora de Construcción.	30
II.4 Estudio de Mecánica de Suelos.	31
II.5 Pruebas de Control de Calidad de los Materiales.	33
III. - LEVANTAMIENTO EN EL SITIO.	34
III.1 Medición de los Elementos Estructurales.	34
III.2 Muestra o de Elementos Estructurales.	36
III.3 Pruebas de Laboratorio de los Materiales.	37
III.4 Detección de Posibles Daños.	39

IV. - TIPIFICACION DE LA ESTRUCTURA PARA SU	
ANALISIS.	41
IV.1 Marcos.	43
IV.2 Muros Marco.	47
IV.3 Muros.	52
IV.4 Marcos Contraventeados.	61
V. - ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.	83
V.1 Carga Gravitacional.	63
V.2 Planos de Carga.	70
V.3 Pesos por Nivel para Sismo.	75
V.4 Obtención de Fuerzas Sísmicas.	77
V.5 Obtención de Rigidez.	79
V.6 Análisis Sísmico Global.	84
V.7 Análisis por Carga Vertical.	91
V.8 Análisis por Sismo.	94
V.9 Combinaciones de Carga.	97
VI. - REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	105
VI.1 Revisión de Trabes.	105
VI.2 Revisión de Columnas.	112
VI.3 Revisión de Losas.	115
VI.4 Revisión de Muros de Mampostería.	119
VI.5 Revisión de Cimentación.	128
VI.6 Otras Consideraciones.	130
VI. - CONCLUSIONES.	133
Bibliografía.	136

I INTRODUCCION

I.1 INTRODUCCION

El Presente trabajo tiene la finalidad de proporcionar los pasos y criterios que se deben seguir para la revisión estructural de una edificación de concreto y mampostería.

Podemos mencionar que no se incluyen casas habitación o edificaciones menores de tres niveles, esto es porque son mucho más sencillas en su cálculo, y, si se revisa con este criterio, se estarían tomando consideraciones que no son necesarias para este tipo de proyectos, por lo que el tiempo de trabajo no se justifica por su baja complejidad.

Este trabajo pretende ser una ayuda para la revisión de cualquier proyecto que se nos pueda presentar, esto sin tomar en cuenta el uso o tamaño de la edificación, solo puede tener las restricciones antes mencionadas, por lo que no se está desarrollando un proyecto en específico por considerar que puede

ser más útil un tipo de trabajo como el presente, que está abierto a cualquier tipo de estructura.

La que podríamos considerar como una desventaja de esta tesis es que carece de ejemplos que pudieran explicar métodos específicos y procedimientos de cálculo que podrían sacarnos de dudas más particulares, pero sí define todos los criterios y normas necesarias para una adecuada revisión, que podría compensar estas carencias ya que esto amplía de buena manera su aplicación.

La Revisión Estructural que se pretende hacer, es la comparación de los elementos mecánicos resistentes y actuantes en todos los elementos que contribuyen a la estabilidad de una estructura, aunque también se debe vigilar que el comportamiento de la estructura en condiciones normales de servicio sea el adecuado, con esto nos estamos refiriendo a que no se produzcan deformaciones excesivas, que las vibraciones que produzcan el paso de las personas o bien algún tipo de maquinaria o vehículos no produzca sensación de inseguridad a sus usuarios u ocupantes, también es importante tomar en cuenta los agrietamientos propios del concreto, con el fin de que la estructura esté bien protegida contra la corrosión que producen agentes externos.

Para garantizar el buen comportamiento de una estructura en condiciones de servicio, se deben de comparar las acciones que se estiman, con algunos límites que son los que establecen los

reglamentos, y que la experiencia nos dice que son los adecuados para los diferentes tipos de estructuras, para esto tendremos la necesidad de conocer todas las características de sus elementos, como son sus dimensiones y armado, por lo que es indispensable tener los planos que definen estas características, y otro tipo de información que definiremos en el Capitulo II de este trabajo.

Los planos que nos interesaría tener, para una buena revisión estructural son los siguientes:

Planos Arquitectónicos.

Planos de Instalaciones.

Planos Estructurales.

La Revisión Estructural debe ser capaz de definir el grado de seguridad de una edificación, y también cuales son los elementos específicos que no cumplen con las normas de seguridad, en que porcentaje y para que sollicitaciones de carga están carentes dichos elementos.

La Revisión Estructural no podrá usarse como una solución de reestructuración pero sí ser capaz de definir los elementos que necesitan ser sometidos a un refuerzo extra, y también definir en que proporción necesita de mayor sección y area de acero, La resistencia necesaria la definiremos en el análisis de la

estructura al obtener sus elementos mecánicos.

Es muy importante definir el reglamento a utilizar en la revisión y también tener en cuenta cual fué el utilizado en el diseño de la estructura en estudio, aunque esto no quiere decir que se utilizará un solo reglamento o criterio de revisión, pues esto es muy difícil ya que en la idealización de la estructura, se pueden tener diferentes tipos de modelos que no se contemplen en un solo reglamento, o bien que el diseñador haya utilizado varias reglamentaciones, pero en general el reglamento que tomaremos como base para la revisión será el del Distrito Federal.

Ya conociendo las diferencias entre los reglamentos podrá facilitar la detección de posibles elementos con escasa resistencia, y determinar si la estructura es suficientemente resistente, ya que esta será la finalidad que persigue una Revisión Estructural.

Para definir el grado de seguridad o inseguridad en una estructura es importante tomar en cuenta la relación Acción-Reacción ya que para una acción determinada la estructura reaccionará de una forma que determinará su comportamiento.

Se definirá la resistencia de un elemento estructural o de todo el conjunto que forma la estructura a una acción determinada, como el

valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Ya que se determina la resistencia a esta acción se compara este valor con el que le corresponda a las cargas de servicio que definen el uso de la estructura, el cociente de estos dos valores nos determinará de forma rudimentaria un factor de seguridad o inseguridad, según sea el caso.

Es también importante resaltar que es muy similar el trabajo de diseño y el de revisión ya que para la revisión se necesita forzosamente entrar en casi todas las etapas del diseño, desde las especificaciones de carga hasta el análisis para carga vertical y sismo; aunque después de esto ya varía de buena forma el procedimiento, pues en lugar de proponer dimensiones, en nuestro caso lo importante es revisar si la capacidad del miembro que ya conocemos, es mayor que los elementos mecánicos que actúan en él.

1.2 NECESIDAD DE REVISION ESTRUCTURAL

Debido a los daños causados por el sismo del 19 de Septiembre de 1985, hay un interés generalizado por conocer el estado de las estructuras, ya que causó gran desconfianza en toda la población, desconfianza en el comportamiento estructural.

Es por esto que surge la necesidad de conocer cual es el grado de seguridad de las estructuras, esta necesidad no solo la tienen los usuarios de las estructuras, sino también los propietarios y contratistas, aunque en nuestro país, diseñadores, propietarios y contratistas buscan metas diferentes que son las que determinan la necesidad de una revisión estructural.

El diseñador busca en primer lugar la seguridad de la estructura pero protegiéndose un poco respecto a factores de seguridad que van en contra de la economía de la obra y por ende, de las metas del propietario, que busca obtener los mayores beneficios a menores costos dentro de un rango razonable de seguridad. El contratista por su parte tiene como finalidad o meta la de terminar la obra en el tiempo que se ha establecido en el programa, ya que si no lo hiciera, también tendría problemas de cambio en el valor de la obra por incremento en los precios de materiales y la mano de obra, descuidando muchas veces detalles

constructivos que se especifican en el diseño y que muchas veces son los que definen la concepción del proyecto, como puede ser el desligue de muros en una estructura que tiene gran importancia y que en capítulos posteriores se verá más a fondo.

Es por este desacuerdo de los que participan en una obra, que surge la necesidad de una revisión estructural, y que sería en buena medida la que intervenga como mediador entre los diferentes fines que buscan los participantes que antes se mencionaron, esto es porque quienes hacen la revisión no tienen influencia de aspectos económicos como los que tienen diseñador, propietario y contratista.

Los tipos de revisión que se podrían solicitar son los siguientes:

Revisión a Proyectos Estructurales.

Revisión a Estructuras Nuevas.

Revisión a Estructuras Usadas o Deterioradas.

La necesidad de revisar un proyecto estructural la marcan los siguientes factores:

Buscar una opinión diferente en la revisión, que podría llevarnos a descubrir posibles fallas que pudiera cometer el diseñador.

Hacer una comparación con diferentes reglamentos y diferentes criterios de diseño que nos daría como resultado ver cual de ellos es el más adecuado para nuestro proyecto.

Como se mencionó anteriormente nos puede ayudar también a ver si el proyecto está dentro de un rango razonable de seguridad, o determinar si lo podemos hacer más económico sin detrimento de la seguridad.

Para estructuras nuevas, se necesita una revisión estructural cuando un contratista desea vender una edificación, y los compradores quieren ver si la estructura cumple con los requisitos mínimos de seguridad, o cuando el contratista hará la entrega definitiva de una construcción.

En estructuras usadas o que ya tienen un cierto deterioro es importante la revisión estructural para determinar en que condiciones está funcionando y si cumple con cierta seguridad, ya que esta obra fué diseñada con un reglamento y criterios diferentes que deben ser comparados con los actuales.

I.3 ETAPAS A SEGUIR EN LA REVISION ESTRUCTURAL

Para el desarrollo de este subtema nos abocaremos a las etapas del diseño tomando en cuenta también aspectos administrativos que son muy importantes para una empresa, y que de alguna manera nos definen la fluidez en los trabajos, como pueden ser el pago de anticipos que permiten una continuidad en la realización de la revisión.

Para hacer más entendible el flujo de estas etapas se hará una Lista de las actividades que intervienen en la revisión estructural, como si se tratara de una estructura ya terminada.

LISTA DE ACTIVIDADES DE UNA REVISION ESTRUCTURAL

(1) *Presentación de Propuesta Económica y Contratación:*

En esta actividad se define el tipo de revisión que se hará a la estructura, así como las dimensiones básicas y tipo de estructuración para poder determinar el costo de la revisión y tener una base para la contratación de los trabajos. puede tener una duración muy variable aunque esta no sería determinante en el programa de la revisión.

(2) *Coordinación con el Cliente. Recopilación de Información:*

Aquí es donde obtendremos todo lo necesario para hacer la revisión y que se define en el capítulo II de este trabajo, el cliente debe proveernos de toda la información necesaria que nosotros solicitemos, siempre y cuando exista esa información.

(3) *Inspección Ocular a la Edificación:*

Esta inspección nos definirá el estado de la estructura si esta en buenas condiciones o no, aunque esto no define su resistencia, Es muy importante definir aquí el tipo de estructuración que tenemos y definir el ligue o desligue de muros con marcos, para definir rigideces.

(4) *Obtención de Fianzas:*

Esta es una actividad meramente administrativa que no esta dentro del alcance de este trabajo.

(5) *Levantamiento Geométrico de la Estructura:*

Aquí se deberán tomar medidas de todos los elementos de la estructura (columnas, traves, losas, muros, zapatas, etc.) que después se compararán con los datos obtenidos en planos.

(6) *Cobro de Anticipo:*

Es importante el cobro de anticipos pues le dá a la empresa liquidez para seguir trabajando.

(7) *Calas en Algunos Elementos Estructurales:*

Es conveniente hacer una selección de los elementos más importantes de la estructura; ya que están definidos, se debe tomar al hazar un número de ellos en donde se harán las calas para comprobar si efectivamente tienen los armados que especifican los planos.

(8) *Estudio y Analisis de la Información Recopilada:*

Aquí es donde se compararán los datos obtenidos en el levantamiento y los que están en los planos estructurales también se tomará en cuenta el tipo de estructuración que tenemos, como pueden ser marcos: muros marcos, muros, marcos contraventeados, etc.

(9) *Lineamientos para el Analisis de Carga Vertical y Sismo:*

Estos lineamientos los definen los reglamentos que se utilicen, en nuestro caso las normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para el D.F. aunque nosotros podremos hacer otras consideraciones dependiendo de la estructuración que se tenga, del tipo de suelo y del tipo de estructura que se está revisando.

(10) *Especificaciones de Carga:*

Estas nos las definirá el uso que se le esté dando a la edificación y a instalaciones o elementos que estén contenidos en ella ya sea que estén especificados en planos o no.

(11) Planos de Carga:

Estos se elaborarán dependiendo de los datos obtenidos en el punto anterior y de la estructuración que tengamos.

(12) Dibujo de Marcos o Sistemas Estructurales:

Estos dibujos los definiremos por los planos de carga, y de la estructuración del edificio, deberán llevar claramente la numeración de nodos y de barras, y deberá tener suficiente espacio para los resultados de los análisis que se hagan.

(13) Informe Preliminar del Estado Actual de la Estructura:

Con todo lo anterior ya podemos definir el estado de la estructura, si tiene alguna falla en la estructuración o si están escasos los elementos estructurales con respecto a los mínimos permisibles que marca el reglamento o si tiene problemas de deflexiones o grietas excesivas; con esto podemos hacer un informe preliminar del estado de la estructura.

(14) Preparación de Datos para el Análisis de Carga Vertical:

Tomamos en cuenta las cargas muertas mas las cargas vivas (W_m), que serán las que se utilizan en el análisis de carga vertical, tomando en cuenta el factor de carga (es muy usual tomar el factor de carga cuando estamos revisando los elementos y no en el análisis).

(15) Preparación de Datos para el Análisis por Sismo:

Esto es similar a lo anterior pero tomamos en cuenta la carga viva para sismo (W_a), el factor de carga se aplicará en la revisión.

(16) Revisión de Datos para Análisis:

Esta etapa es muy importante para ahorrar tiempo, al evitar errores en el análisis, que nos obligaría a repetir el proceso de datos en computadora.

(17) Captura de Datos para Análisis de Cargas:

La captura de datos consiste en formar archivos de datos, dependiendo del paquete de análisis estructural que se esté utilizando será el tipo de archivo que se formará, existen paquetes pequeños de fácil manejo que no es necesario abrir un archivo de datos, que son muy útiles para marcos pequeños.

(18) Análisis por Carga Lateral (Obtención de Rigideces):

En esta etapa se obtienen las rigideces de entrepiso relativas de cada marco tomando en cuenta solamente las geometrías de sus elementos (Esto se hace por medio del análisis por computadora, aunque también existen las fórmulas de Wilbur que nos dan los valores de rigideces de entrepiso para los casos de marcos empotrados o articulados en la base, pero tiene la restricción de que se utiliza solo para marcos planos sin variación de sección en sus elementos).

(19) Análisis Sísmico (Obtención de Fuerzas Sísmicas):

Este análisis se hace para obtener las fuerzas sísmicas, el método más utilizado es el análisis sísmico estático aunque el uso de computadoras hace que el método dinámico sea muy utilizado, estos métodos consisten en simular el efecto sísmico, con unas fuerzas horizontales que sean teóricamente equivalentes.

(20) Análisis Sísmico Global (Distribución de fuerzas sísmicas) :

Para esta etapa es necesario tener las rigideces de entrepiso de todos los marcos, pues aquí se hará el análisis de las fuerzas torsionantes que dependen principalmente de las rigideces de los marcos, o sistemas estructurales, y también es donde se distribuirán las fuerzas sísmicas en los modelos estructurales.

(21) Obtención de Elementos Mecánicos de Sismo:

Estos elementos mecánicos serán los que nos dará el análisis sísmico, con su respectivo factor de carga.

(22) Revisión de Resultados Obtenidos del Análisis:

Esto es para poder detectar posibles errores, se debe buscar que todos los resultados están dentro de un rango lógico y que no haya valores disparados.

(23) *Pasar Resultados de Sismo y Carga Vertical en Plantas y Elevaciones:*

Esto consiste en pasar los datos obtenidos del análisis, en los marcos dibujados con anterioridad.

(24) *Lineamientos para Revisión y/o Diseño Estructural:*

Aquí se deberán de tomar decisiones con respecto a los reglamentos a utilizar dependiendo de los que se utilizaron en el diseño.

(25) *Cobro de Segundo Pago:*

Esto es necesario para poder seguir con los trabajos (poder pagar a los empleados).

(26) *Revisión de Cimentación:*

Se debe revisar la cimentación por cortante, por momento flexionante, por penetración, por capacidad de carga, etc. para las diferentes condiciones de carga (sismo mas carga vertical, y carga vertical).

(27) *Revisión de Columnas:*

Esta revisión se debe hacer por flexocompresión biaxial para para cargas verticales y para la combinación de las cargas verticales mas sismo.

(28) Revisión de Trabes:

Aquí lo más significativo es el momento flexionante negativo, el cortante en los extremos, y el momento positivo al centro de trabes, es también importante hacer una revisión de las deflexiones.

(29) Revisión de Losas:

Esta revisión es muy similar a la de trabes, hay que determinar los elementos mecánicos para carga vertical (existen tablas que expresan las soluciones para diferentes condiciones).

(30) Revisión de Muros:

Los muros se revisan principalmente por cortante, por momento flexionante y carga axial.

(31) Revisión de Varios:

Hay otro tipo de elementos que se deben de revisar como pueden ser cisterna, escaleras, alberca, muros de contención, etc.

(32) Conclusiones de Revisión la Estructural:

Aquí se determina si la estructura está bien diseñada y también que elementos están escasos y en que porcentaje lo están.

(33) Elaboración de Dictamen Definitivo:

Aquí solo se mencionan los elementos que están escasos y su porcentaje, pero no incluye la parte técnica de la revisión que está contenida en la memoria de cálculo, también se determina si la estructura está en condiciones aceptables de seguridad, o si necesita una reestructuración.

(34) Revisión de Dictamen para Entrega:

Esto es una revisión de la redacción y de ortografía del dictamen para su entrega.

(35) Arreglo de Expediente y Memoria de Cálculo:

Esto es, ordenar toda la información que se generó en la revisión en un expediente para su entrega, también se incluye la información que se necesitó para la revisión.

(36) Entrega de Dictamen y Memoria de Cálculo:

Esto lo hace el director de la empresa a los que contrataron la revisión, aquí se discute el fallo del dictamen y se aclaran las dudas que se pueda tener del mismo.

(37) Cobro de Saldo de Proyecto:

Esto lo hace el director de administración y siempre hay un intervalo de tiempo hasta que se analiza el trabajo hecho por la persona contratante. Todas estas etapas son las necesarias para la revisión estructural, o que nos dan un orden

indicativo de los pasos a seguir para hacer una revisión estructural en forma ordenada y eficiente; pero esto no quiere decir que no podamos adicionar alguna otra actividad que creamos conveniente tomar en cuenta para un problema diferente en específico, es por esto que no tomaremos como una ley inviolable el que no podamos hacer variar nuestra lista de actividades, o la propia ruta crítica que proponemos.

Esta lista de actividades nos sirven para todo tipo de proyectos, solo que se deber adecuar para proyectos en particular que deban de tener un número menor de actividades, también debemos de tener en cuenta las duraciones que varían en forma importante de un proyecto a otro.

I.4 CRITERIOS QUE SE DEBEN SEGUIR PARA LA REVISION ESTRUCTURAL.

Es muy importante definir los criterios, que se deben tomar en cuenta para la revisión estructural, para que ésta se haga de una forma consistente y de ser posible tengamos un solo criterio de revisión, aunque lo más recomendable y a lo que nos apegaremos nosotros es en utilizar las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal que será en lo que nos basaremos para la revisión.

También se debe determinar cuales fueron los reglamentos y criterios que se utilizaron en el diseño, ya que si utilizamos un reglamento diferente puede que no seamos consistentes en la obtención de las especificaciones de carga, pues de un reglamento a otro pueden tomarse diferentes especificaciones de cargas dependiendo de los métodos que se utilicen para el dimensionamiento.

Como comentario adicional podemos definir brevemente los distintos criterios que podríamos tener para la revisión estructural, estos criterios son usados en el diseño estructural pero los podemos aplicar facilmente en la revisión de una estructura, estos son:

Revisión por medio de modelos:

Esta se hace comparando estructuras existentes similares con elementos que queremos revisar, y es como en la antigüedad se diseñaba tomando lo mejor de una estructura ya existente aunque afinándola un poco hasta llegar a las estructuras de forma congruente que tenemos en la actualidad, esta podría ser una forma de revisión por modelos a escala natural, en la actualidad es muy utilizado esta forma de diseño pero utilizando modelos a una escala menor que son sometidos a unas cargas equivalentes que simulan el comportamiento de la estructura para solicitaciones de cargas verticales y sísmicas que nos ayudan a diseñar, aunque podríamos utilizar este método para la revisión estructural.

Revisión por medio de los esfuerzos de trabajo:

Este tipo de revisión se basa principalmente en la suposición de que el concreto reforzado se comporta elásticamente, lo que nos lleva a cometer errores, pues nosotros tendríamos unos esfuerzos permisibles que consideraremos aceptables que no deben ser sobrepasados por los esfuerzos calculados con hipótesis elásticas, pues sabemos que los materiales que se utilizan en la construcción no se comportan de esa manera.

Revisión por el método plástico o resistencia última:

Este método es muy similar al anterior y se basa en obtener las acciones internas del elemento por medio de un análisis elástico,

pero afectado por un factor de carga que lo definirá el grado de seguridad que necesitamos, el método plástico se utiliza propiamente en el dimensionamiento del elemento; los reglamentos actuales se basan en gran parte en métodos de este tipo, aunque tienen partes que aplican los métodos elásticos tradicionales. Este método nos da una idea muy clara del comportamiento a la falla de los elementos en forma individual y no necesita tomar en cuenta el módulo de elasticidad del material, que es un parámetro que tiene grandes incertidumbres en su obtención para el concreto reforzado, que no es un material totalmente homogéneo.

Existe otro método que se confunde mucho con el presente, que es el basado en el análisis a límite, que tiene la diferencia que aquí se aplica el método plástico en el análisis y en el dimensionamiento de los elementos.

II INFORMACION NECESARIA

II.1 PLANOS

Para llevar a cabo una buena revisión es muy importante contar con toda la información posible, en la que incluimos diferentes planos. los más necesarios son los planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones.

Los de mayor interés para nuestro trabajo son definitivamente los planos estructurales, pues son los que nos determinarán las dimensiones y armado de los elementos de la estructura, no obstante es necesario tener otros planos, que nos ayudarán a conocer todo lo referente al comportamiento de la estructura y detalles que nos puedan ayudar a conocer bien el proyecto.

También nos permiten definir las especificaciones de carga según el tipo de acabados y de elementos no definidos en los planos estructurales.

Planos Arquitectónicos:

Los planos arquitectónicos son los que definen la forma de la estructura, espacios, tipo de acabados y accesorios del tipo estético. También definen las cargas adicionales que actúan en nuestra estructura.

La información que podemos tomar de los diferentes planos arquitectónicos es la siguiente:

Fachadas:

Marca las dimensiones generales y formas que tiene nuestra estructura, tipos de acabados y elementos adicionales que nos pueden definir las cargas y su distribución.

Plantas:

Estos planos nos marcan el uso de cada planta que podamos tener en nuestra edificación y las dimensiones generales que nos ayudan a conocer el proyecto, así como la determinación de las cargas (muertas, vivas, sísmicas, etc.) que requerimos.

Escaleras y Elevadores:

Marcan la ubicación y las dimensiones de estos elementos; esto nos ayuda a tomar en cuenta su influencia en el comportamiento general

de la estructura.

Cisterna y Alberca:

Nos define la ubicación y dimensiones de estos elementos dentro de la estructura; esto nos permite hacer las distribuciones de carga en los marcos que contribuyen a su soporte.

Estacionamiento en Sótanos:

Estos planos nos definen las elevaciones de cada sotano, así como el desarrollo de las rampas, el sentido de las mismas y la existencia de otros elementos como pueden ser los muros de contención. Esto nos ayuda a realizar la idealización de nuestra estructura con sus respectivas solicitaciones.

Planos de Instalaciones:

Los planos de instalaciones nos ayudarán a detectar posibles anomalías que podamos tener en la estructura, provocadas por la colocación de instalaciones especiales; estas instalaciones pueden ser las eléctricas, hidráulicas y sanitarias. También nos pueden ser útiles para determinar las cargas de elementos especiales como pueden ser calderas, tinacos, subestaciones eléctricas, etc.

Los planos más necesarios de instalaciones son:

Instalaciones Hidráulicas:

Es importante conocer estos planos para determinar las zonas en donde posiblemente tengamos algún tipo de interferencia entre estas instalaciones y la estructura. Pueden ser por ejemplo, perforaciones en elementos estructurales que puedan deteriorar a la estructura, y también para detectar posibles instalaciones especiales.

Instalaciones Sanitarias:

En estos planos debemos poner mayor atención, ya que por el tamaño de estas instalaciones, puede ser mayor el daño de nuestros elementos en caso de que exista alguna interferencia, también nos puede ser útil el detectar instalaciones especiales como pueden ser plantas de tratamiento o purificación de agua, etc.

Instalaciones Eléctricas:

Las instalaciones eléctricas afectan poco a la seguridad estructural, ya que éstas se colocan por lo general en conductos antes de hacer el colado de los elementos, por lo que no hay necesidad de perforar ninguno de ellos; nos ayudan a conocer la colocación de instalaciones especiales, como puede ser una subestación eléctrica, transformadores, etc.

Existen otros planos de instalaciones como pueden ser los de aire acondicionado y de gas en las que podemos hacer consideraciones

similares a los anteriores.

Todo este tipo de información es muy útil, pero si no se tuviera disponible; una adecuada inspección de la estructura nos revelaría posibles zonas críticas que deberemos revisar con mayor cuidado.

Los Planos Estructurales son los más importantes en nuestro trabajo, ya que de ellos obtendremos la mayor información necesaria para una revisión estructural, sin estos planos, se dificultaría la revisión y para las conclusiones que se obtendrían no serían muy confiables. Pero sí darían una idea general del estado de la estructura.

Planos estructurales:

Los planos estructurales más importantes son:

Cimentación, Plantas tipo, Columnas, Muros de Contención, Elevadores y Escaleras.

De estos planos la información que podemos obtener es la que a continuación se muestra:

Cimentación:

En estos planos debemos ver el tipo de cimentación que tenemos en nuestra estructura, ver la localización y dimensiones de sus

elementos, su armado, etc., para poder determinar su resistencia.

Plantas Tipo:

De las diferentes plantas tipo la información que podemos obtener de los planos es, el tipo de estructuración que tenemos, tipo de losa, (losa reticular, losa maciza, vigueta y bovedilla, joist losa etc.); tipo de trabes, (tipo T, Doble TT, Rectangular, etc.); De estos planos también debemos ver las dimensiones y el armado de los elementos estructurales.

Columnas:

Es muy frecuente tener esta información en una sola planta que nos muestre las columnas tipo; por lo general es una planta de cimentación y una tabla que nos de las diferentes secciones y armados de las columnas en todos sus niveles; de esta tabla podemos obtener la resistencia de todos los elementos. Es muy importante ver la localización de las columnas tipo para determinar las cargas que actúan en ellas.

Muros de Contención:

En estos planos obtendremos el espesor de los muros de contención, así como su armado y la altura de los mismos, es importante saber en donde se encuentra el nivel de aguas freáticas así como hasta que altura actúa el empuje de tierras, ya que en ocasiones el muro no está completamente bajo tierra. Con estos planos podemos

conocer las condiciones de apoyos que tengamos. En edificación es muy común idealizarlos como tableros de losa, o como vigas de ancho unitario.

Elevadores y Escaleras:

La información más importante que obtendremos de aquí es la geometría y la sección de rampas y descansos en escaleras, el tipo de estructuración, apoyos, y si existe continuidad con la estructura, esto último es importante, ya que un cubo de escaleras es demasiado rígido en comparación con el resto de la estructura.

Del cubo de elevadores lo que debemos tomar en cuenta es el tipo de muros que tengamos, su geometría, es importante ver la distribución de castillos en caso de que tengamos muros de mampostería; también debemos de tomar en cuenta su rigidez, etc.

II.2 MEMORIA DE CALCULO

La memoria de cálculo contiene toda la información que se generó en el diseño de la estructura; para todos los elementos que intervienen en una estructura, sus dimensiones deben estar avaladas en la memoria de cálculo. Con su desarrollo matemático y citando los criterios y reglamentos que lo justifican.

Después de los planos la información más importante puede ser la memoria de cálculo, ya que es ésta la que nos indicará los criterios que se tomaron para el diseño de la estructura, y podremos detectar en ella, posibles errores en los modelos estructurales, o en el diseño de los elementos.

Si no se cuenta con la memoria de cálculo, la revisión será un poco más complicada ya que es un material de apoyo primordial, y permite detectar errores. El tenerla nos permite obtener información rápidamente.

II.3 BITACORA DE CONSTRUCCION

La bitácora de construcción la utilizaremos en el caso de la revisión de una edificación. Esta se realiza para tener una constancia de la forma en que se llevó la obra, problemas que se tuvieron, etc.

En todo tipo de edificación, existen problemas constructivos en los cuales muchas veces se deben hacer modificaciones a los proyectos, para poder avanzar en la obra con la fluidez adecuada. Para poder darnos cuenta de las diferencias en los planos con la estructura, debemos revisar la bitácora de construcción ya que aquí es en donde podemos encontrar esta información.

Algunos de los datos que nos sirven para la revisión pueden ser los siguientes:

- El uso de varillas de diferente diámetro que el especificado en los planos.
- El uso de concretos con características diferentes a las especificadas.
- Localización de juntas de concreto viejo con nuevo.
- Dobleses y anclajes de varilla diferente a los especificados.
- Cambios de sección y armado de elementos estructurales, Etc.

II.4 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

Para una adecuada revisión, debemos contar con información que nos defina el tipo de suelo; su estratigrafía, y sus diferentes características como son: Contenido natural de agua, peso volumétrico, resistencia a la compresión, etc.

Para obtener esta información debemos obtener el estudio de mecánica de suelos que se utilizó en el diseño de la estructura.

Hay diferentes tipos de estudios de mecánica de suelos en los cuales su diferencia está en su exactitud y en la forma en que se presentan los resultados; en algunos casos se deben interpretar los datos del estudio para obtener los parámetros que nos serán de utilidad en la revisión como son: capacidad de carga, profundidad del nivel freático, etc.; En otras ocasiones estos parámetros ya estarán definidos por el estudio de mecánica de suelos y no será necesario interpretarlos.

Estos estudios combinados con el tipo de cimentación, también nos darán los hundimientos diferenciales, que deberemos comparar con los permisibles.

Si no se contara con estudio de mecánica de suelos, existen

valores ya establecidos para diferentes tipos de suelo que podríamos utilizar, pero que son valores muy conservadores que posiblemente no fueron los que se utilizaron en el diseño y podríamos diferir bastante en nuestros resultados, con los del diseñador.

II.5 PRUEBAS DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES

En toda edificación es muy importante llevar un control en la calidad de los materiales a utilizar, así como las características que se especifican en el proyecto. Como puede ser el revenimiento, resistencia a la compresión, etc.

Este control de calidad se debe llevar en un registro que contenga el resultado de las pruebas, así como la fecha en que se utilizó el material para compararlo con la bitácora. Que nos indicará en que elementos se utilizó este material, con lo que nos daremos cuenta de las características de los elementos estructurales.

En el caso del acero, debe existir también un registro de las pruebas que se le hicieron, con las cuales comprobaremos sus características que deben ser las que se especifican en el proyecto estructural.

III LEVANTAMIENTO EN EL SITIO

III.1 MEDICION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Es muy importante darnos cuenta de las dimensiones reales de la estructura, para esto, debemos hacer un levantamiento de las dimensiones de todos los elementos que la componen. Estos datos los anexaremos a las figuras de los elementos estructurales en una tabla de secciones Fig. 3.1, que será comparada con la tabla de secciones que hayamos obtenido de los planos estructurales para detectar posibles diferencias.

Estas diferencias nos marcarán lugares en donde probablemente esté escasa nuestra estructura y tendremos que revisar con mayor cuidado. Las diferencias a las que nos referimos, las podemos tener; porque el diseñador en ocasiones propone secciones que no son de fácil construcción, como pueden ser secciones T ó doble T o secciones especiales compuestas. Estas secciones muchas veces son modificadas por alguna sección supuestamente equivalente, que el constructor propone para su fácil construcción; La diferencia

entre secciones puede ocasionar diferencias en las rigideces de los elementos estructurales que podrían dar resultados erróneos en el análisis que hagamos.

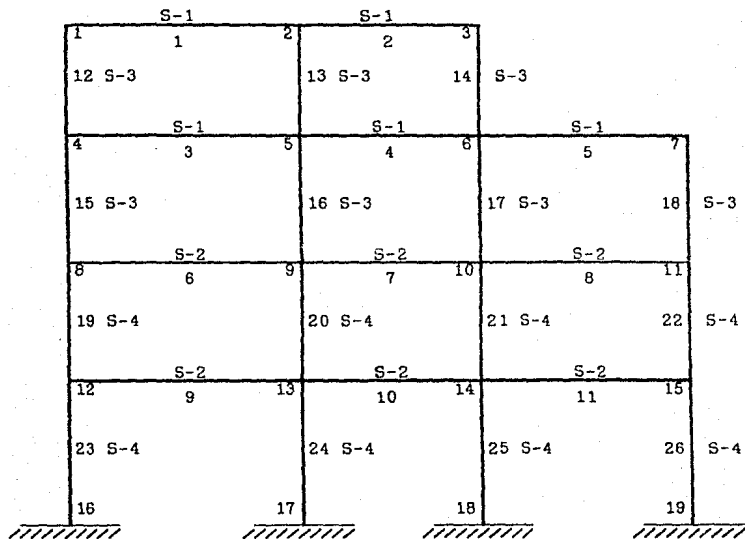


Figura 3.1. Las secciones de cada barra deberán quedar en una figura de este tipo para mejor identificación, esto es para todos los marcos o elementos estructurales.

- * S-1 Sección 1
- S-2 Sección 2, Etc.

III.2 MUESTREO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La prueba de los elementos estructurales se realizará por medio de una muestréo aleatorio de los elementos que nosotros determinemos que sean de mayor importancia. Pueden ser las columnas y trabes centrales de la planta baja ó en los niveles donde tengamos un cambio de sección. De estos elementos obtendremos una muestra aleatoria. Una forma fácil de obtener esta muestra es numerar los elementos y por medio de números aleatorios obtener la muestra.

Esta prueba consistirá en ranurar el recubrimiento de los elementos con la forma de franjas verticales y horizontales que nos ayudarán a visualizar el armado principal y la separación de estribos. Las franjas deberán ser pequeñas para que no dé la impresión de deterioro al elemento y para que el resane se haga de una forma sencilla y rápida.

Es recomendable que el muestreo se haga en la sección crítica del elemento. En caso de que no cumplierse con el armado especificado se tomará en cuenta en el dictamen. Otro tipo de pruebas que podemos realizar, es el de tomar radiografías de los elementos estructurales para así determinar la posición y cantidad de acero que contiene el elemento. Este tipo de pruebas no es de uso común, ya que se necesita de equipos más especializados que no se consiguen fácilmente.

III.3 PRUEBAS DE LABORATORIO DE LOS MATERIALES

Otra etapa en la revisión de una estructura que nos determinará su seguridad puede ser obtener muestras de los materiales que conforman la edificación que posteriormente serán probadas; este muestreo se hará en forma similar al anterior por medio de una muestra aleatoria. Existen dos tipos de pruebas que a continuación se mencionan y la elección del tipo de prueba, dependerá de la edificación que estemos revisando; tenemos las pruebas destructivas, este método consiste en obtener corazones de concreto de los elementos estructurales, para posteriormente ser probados en el laboratorio y así obtener su resistencia y compararla con la de diseño.

Hay otro tipo de pruebas no destructivas que consiste en usar aparatos de ultrasonido que determinarán la resistencia del elemento, este método se basa en hacer pasar una onda sónica por el elemento y determinar la onda de choque o rebote; esto nos dará un valor arbitrario que se comparará con el valor obtenido en la calibración del aparato con una muestra de resistencia conocida.

Esta etapa puede ser omitida cuando se tiene un registro de las pruebas que se hicieron a los materiales que se utilizaron en la construcción de la estructura, siempre y cuando ésta no presente

daños importantes.

Cuando el concreto fué fabricado en el sitio, es muy importante tener en cuenta esta etapa de la revisión, ya que no se tiene un adecuado control de calidad en su elaboración que nos puede llevar a tener resistencias menores a las especificadas.

III.4 DETECCION DE POSIBLES DAÑOS ANTERIORES

Como este trabajo esta hecho para estructuras nuevas o usadas es muy importante determinar en que condiciones está trabajando la estructura, si tiene posibles daños causados por diferentes agentes que pueden ser: Sismos, Corrosión, Flujos de Agua, Etc. Estos daños se localizarán dependiendo de su origen en diferentes partes de nuestra estructura, por ejemplo:

Para sismo es importante revisar grietas en muros de carga de mampostería, posibles grietas en traveses y columnas; se pueden detectar posibles daños cuando se desprenden los acabados ya que esto puede ser ocasionado por la falla de algún elemento estructural; para una mejor cuantificación de los daños que ocasiona un sismo, existe el método de ultrasonido que nos determinan la profundidad de las fisuras, que son detectadas a simple vista en elementos de la superestructura y en la cimentación, estas grietas nos darán un indicio del estado de nuestra edificación.

Es también importante ver el criterio de diseño que se haya usado, ya que en ocasiones la estructura se calcula tomando en cuenta la falla de muros divisorios que absorben la energía sísmica, dejando intacta la estructura, este tipo de protecciones se pueden hacer

de una forma escalonada para diferentes intensidades de sismo, los daños producidos de esta manera se deberán de tomar en cuenta solo para hacer reparaciones de estos elementos de defensa, pero no se deben tomar en cuenta en la determinación de la seguridad de la estructura.

En algunos lugares la corrosión por el ambiente puede ser muy importante, esto es muy frecuente en estructuras que se encuentran en las costas y que tienen mucho tiempo en uso, la humedad se detecta fácilmente en una revisión ocular de la estructura, esta humedad puede llegar a afectar al concreto oxidando el acero de refuerzo, esto ocurre en los elementos que están a la intemperie y tienen poco recubrimiento.

El flujo de agua ocasiona muchas veces fallas en el terreno, pues se presentan tubificaciones que arrastran el material de apoyo, por lo que es necesario revisar la cimentación y grietas en las losas de piso, que pueden ser producidas por fallas en el suelo que soporta a la estructura, para detectar flujos de agua bastará también una inspección ocular del terreno en donde se encuentra la edificación, se deben buscar posibles huellas que haya dejado un flujo de agua y si es posible observar la estructura en la época de lluvias para determinar estos flujos.

IV TIPIFICACION DE LA ESTRUCTURA PARA SU ANALISIS

Para que una edificación cumpla con ciertos requisitos de funcionalidad y de seguridad, es muy común encontrar que su estructuración sea muy variada, ya que las estructuras tienen que cumplir con diferentes necesidades; como las de interponer un elemento en una colindancia, muros que dividen ciertas zonas del edificio, muros para cubo de elevadores, librar claros de diferentes magnitudes, Etc. Es por eso que nos podemos encontrar, en una sola estructura, con todo tipo de modelos estructurales, como lo muestra la figura No.4.1 en donde vemos una estructuración muy variada, que debemos saber interpretar su comportamiento ante diversas sollicitaciones de carga para poder llegar a una adecuada revisión.

Para poder comprender el comportamiento de los diversos modelos estructurales se verán a continuación algunas características importantes de los mismos, que serán de gran ayuda en la revisión de estructuras.

También se verán algunos criterios sobre estructuración que pueden ser muy útiles en el diseño de diferentes estructuras.

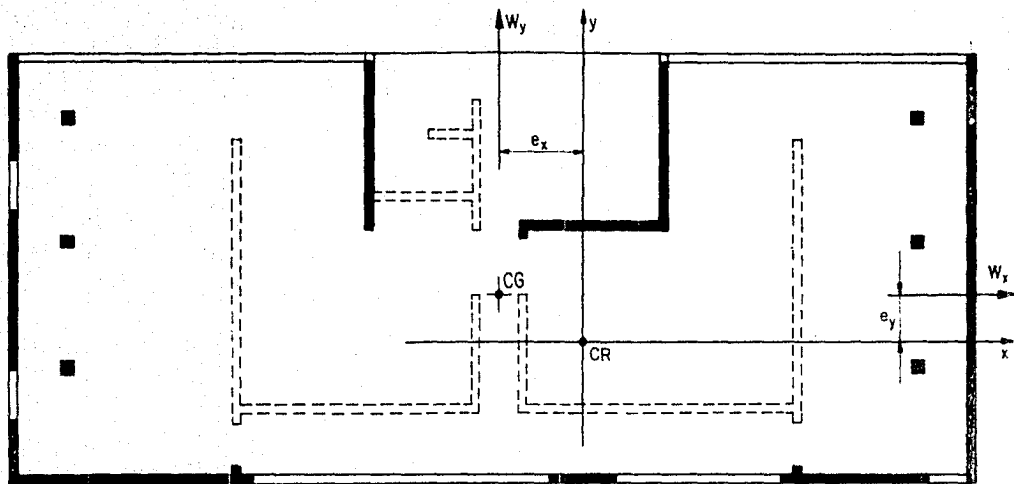


FIG. 4.1 Estructuración utilizando varios tipos de modelos estructurales.

IV.1 MARCOS

Uno de los modelos estructurales más comunes en la edificación son los marcos estructurales, este tipo de elementos son los formados por trabes y columnas ligadas entre si, que son los que le darán apoyo a los sistemas de piso; estos elementos son los que presentan mayor facilidad en su análisis, ya que existen muchos paquetes de computadora que los puede analizar, también tiene la característica de dar un mejor funcionamiento en cuestiones de torsiones producidas por sismos, pues hace que una estructura, que esté diseñada solo con estos elementos, tenga una rigidez muy uniforme que no producirá grandes problemas de este tipo.

Para la revisión de estos elementos es muy importante revisar la ductilidad del elemento, ya que puede estar diseñada para que absorba la energía de un sismo con su capacidad de deformación, esto se puede determinar revisando que sus elementos en las secciones críticas estén diseñados para una falla dúctil; esto es, que el porcentaje de acero de refuerzo a tensión sea suficientemente grande como para asegurar el agrietamiento del concreto a tensión ante cargas menores que las que provocan la fluencia del acero, también debemos ver que el porcentaje neto de acero, el de tensión menos el de compresión sea suficientemente bajo como para asegurar una amplia deformación del acero en el

intervalo plástico antes de que pueda fallar el concreto que esta sujeto a compresión.

Estas estructuras, aunque los reglamentos actuales no lo permiten para zonas que se consideran sísmicas, también pueden estar diseñadas tan rígidas que sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas o de viento que se presenten sin grandes deformaciones, pero tienen el peligro de que si se presentara un sismo extraordinario para el cual no fué diseñado, se podría colapsar la estructura repentinamente sin previo aviso de deformaciones excesivas, la mayor rigidez de un elemento estructural traerá consigo mayores problemas en la cimentación ya que la estructura no absorberá nada de energía del sismo y la tomará la cimentación casi en su totalidad.

Para determinar la resistencia de un edificio debemos de tener muy en cuenta el tipo de diseño que se hizo, si será falla dúctil o si fallará fragilmente la estructura en sus secciones críticas por cuestiones que ya hemos visto.

Es muy importante darnos cuenta de algún posible sobrediseño, pues esto nos puede provocar problemas de falla de algún entrepiso; por ejemplo, podemos tener una estructura en el que todos los entrepisos menos uno estén sobrados en su diseño y sean capaces de resistir fuerzas cortantes varias veces mayores que las que marca

el reglamento, y ocurra algún sismo de intensidad considerable, resultará que las fuerzas cortantes de los entresijos sobrediseñados se verán limitados, por lo que harán fluir al entresijo que no lo está, ya que casi la totalidad de energía de deformación deberá tomarlo esta planta, por lo que debe tener un coeficiente de ductilidad muy superior al que necesitaría en el caso de que todo el edificio absorba proporcionalmente las deformaciones que se puedan producir.

La ductilidad tiene problemas que se deben considerar, esto es, que puede acumular daños a raíz de diferentes sismos que hagan trabajar la estructura en el rango inelástico, y cuando estos ocurren en forma sucesiva, puede no dar tiempo a reparaciones; en cambio cuando un edificio trabaja en el rango elástico, los daños causados por los mismos sismos serán menores que los que hayan trabajado en el rango inelástico.

Esto lo podemos ver en las curvas que relacionan la carga y la deformación en los diferentes rangos, Fig. 4.2 en la que nos muestra las mayores deformaciones que existen en el rango inelástico, estas deformaciones, por ser mayores deberán causar daños mayores que los que se producen en una estructura que trabaja en el rango elástico.

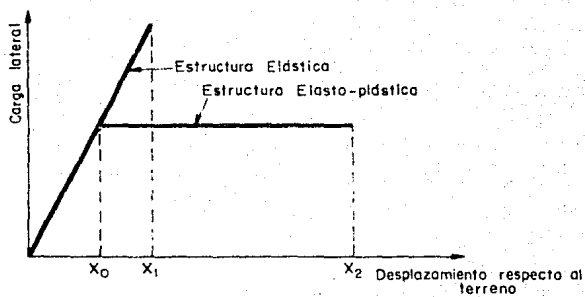


FIG. 4.2 Relaciones carga-deformación.

IV.2 MUROS MARCO

Existen varios tipos de muros marco, esto es debido a los requerimientos que hacen necesaria la utilización de estos elementos, por ejemplo; podemos tener un muro marco en el que un muro de carga de mampostería lo haya formado, por la necesidad de tener este elemento en una colindancia o separando diferentes áreas en una edificación o para resistir fuerzas cortantes no muy fuertes en edificaciones no muy altas, a este tipo de muros los llamaremos muros diafragma; también tenemos otro tipo de muro marco formado por un marco que necesite rigidizarse con un muro de cortante de concreto cuando actúan en el cargas sísmicas considerables.

En general la diferencia en el comportamiento de estos elementos es la ubicación del muro, así como, el material del que esté formado, ya que dependiendo de estos parámetros será la distribución de rigideces en nuestras plantas, que definirán el centro de torsión de la estructura.

Para tener una idea clara del comportamiento global de este tipo de estructuración, se debe tener en cuenta la interacción de sus elementos (marcos y muros). Existen varios métodos de análisis de estructuras compuestas de estos elementos, en estos métodos el

modelo analítico está formado por un muro equivalente y un marco equivalente en los que se incluyen elementos de liga.

A continuación se dará una breve explicación de los problemas de los distintos comportamientos de sus elementos; para el caso de un muro en voladizo de cortante, y un marco plano los cuales transmiten la misma carga a determinada altura, lo que nos lleva a que el muro de cortante sufra distorsiones flexionantes y que tome una pendiente constante por arriba del nivel en donde se aplica la carga, las secciones que originalmente se encontraban en forma horizontal en cada piso, sufrirán una cierta inclinación.

El marco, por su parte experimenta un desplazamiento de traslación y tiende a hacerse vertical por arriba de su nivel de carga, cuando se desprecian los acortamientos en columnas, los pisos permanecerán horizontales, como se puede ver en la figura No. 4.3

Debido a la incompatibilidad de las deformaciones, un muro de cortante puede oponerse a un marco rígido en los niveles superiores y solo en los niveles inferiores las dos estructuras se asisten mutuamente para transmitir las cargas externas. a continuación se muestra como interactúan las fuerzas en un muro marco Fig. 4.4

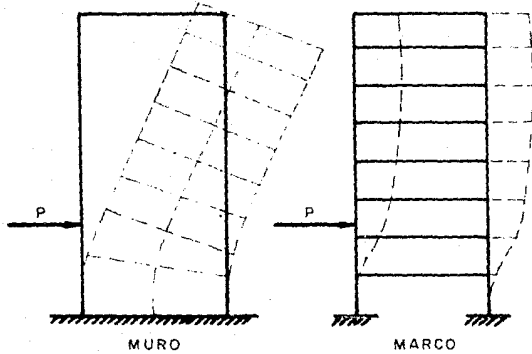


FIG. 4.3 Comportamiento de muros y marco ante fuerzas horizontales.

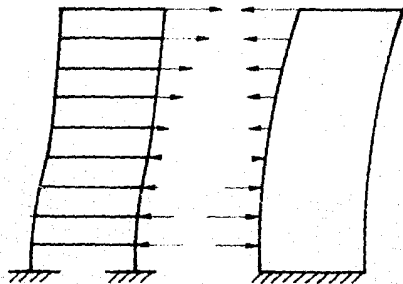


FIG. 4.4 Interacción de fuerzas entre un muro y un marco ante cargas laterales.

Es por estas deformaciones diferentes en cada tipo de sistema, que influyen en el comportamiento de los muros y los marcos, que se deberá revisar tomando en cuenta el diferente comportamiento de ambos elementos, además de esto la interacción entre el muro y el marco puede originar articulaciones plásticas en el marco, cuando apenas se ha entrado en el rango inelástico, esto ocasiona una reducción en la rigidez de la estructura, que se deberá tomar en cuenta en el análisis estructural.

Los efectos que se han señalado con anterioridad, pueden ocasionar una reducción importante en la capacidad de carga de la estructura y por ello se debe considerar en el análisis.

En la Figura No. 4.5. se presenta la distribución típica de carga lateral en un muro de cortante alto y relativamente esbelto y un marco, en terminos de la fuerza cortante.

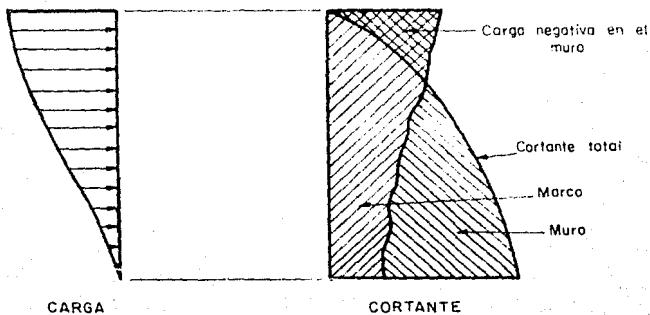


FIG. 4.5 Carga lateral por sismo y distribución del cortante en un muro-marco.

Para el análisis de estos elementos existen paquetes de computadora que se basan en el método del elemento finito, o se pueden ver métodos de aplicación manual para estructuras de cierta simplicidad en la Nota bibliográfica No. 5. Estos métodos pueden ser por ejemplo: El de Khan y Sbarounis o el de Mac Gregor et al, que se basan en estructuras equivalentes, como se mencionó con anterioridad.

En este capítulo nos estamos refiriendo unicamente a la interacción de marcos y muros de cortante de concreto, sin tomar en cuenta los muros de mampostería (Muros Diafragma), ya que estos no presentan grandes problemas como los que se vieron anteriormente referidos a los muros de cortante, solo se hace el comentario de el efecto que puede ocasionar la mayor rigidez con respecto a un marco que no contenga a un muro de mampostería para tomarlo en cuenta en el análisis por torsión.

IV.3 MUROS

Al igual que en el capítulo anterior se pueden diferenciar los muros dependiendo de su servicio y de su material de construcción, también se verá un poco más a fondo lo referente a muros de cortante, que son los que consideraremos de mayor importancia, ya que puede originarnos mayores problemas en su comportamiento.

Es muy común encontrarnos en la revisión estructural de edificios, con algunos muros que ayudan a tener un mejor comportamiento estructural, cuando estos se colocan en posiciones ventajosas, ya que de estar colocados sin una distribución racional puede ser un elemento que ocasione un comportamiento deficiente y en ocasiones hasta peligroso de nuestra estructura; Estos muros los podemos denominar de cortante ya que se diseñan para que la estructura pueda resistir las cargas laterales producidas por el sismo o viento, estos elementos son los que tomarán gran parte de la carga lateral de un edificio, ya que la fuerza horizontal se transfiere a los muros de cortante por tener una mayor rigidez; El nombre puede que no sea el apropiado ya que en raras ocasiones el modo crítico de resistencia es la fuerza cortante pues en la mayoría de los casos su modo crítico de resistencia es la de flexo-compresión, sobre todo en muros bajos.

Es muy importante revisar el comportamiento sísmico de estas estructuras, pues son estos los elementos que se diseñan para tomar los efectos de un sismo, dándole rigidez a una estructura esbelta y de niveles múltiples que cada vez se construyen de mayor altura.

El modelo estructural que podemos aplicar para ver el comportamiento de un muro, puede ser la de una viga de concreto reforzado en voladizo; en general estos muros serán de sección estrecha, por lo que puede plantearse el problema de inestabilidad del borde a compresión que por lo general este se encuentra en la unión de la losa de piso (cimentación) que le da apoyo y el muro, por lo que puede considerarse como longitud crítica al pandeo a toda la altura de los pisos.

Cuando el muro actúa como un gran voladizo, estará sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originan por las cargas laterales y compresión axial que provoca la gravedad, que como se mencionó anteriormente, son el modo crítico de resistencia de estos elementos.

Donde podemos ver si será un comportamiento dúctil el del muro es en la colocación del acero que se debe encontrar distribuido a todo su largo pero en mayor cantidad en los extremos del muro, ya que pruebas hechas en muros con refuerzo colocado en forma

uniforme presenta menores curvaturas máximas para iguales momentos resistentes, con el mismo porcentaje de acero, que muros con refuerzo mayor en los extremos. Fig.4.6

Además, colocarlo uniformemente no es económico pues para la flexión, el acero que se encuentra al centro trabaja con un pequeño brazo de palanca que lo hace ineficiente.

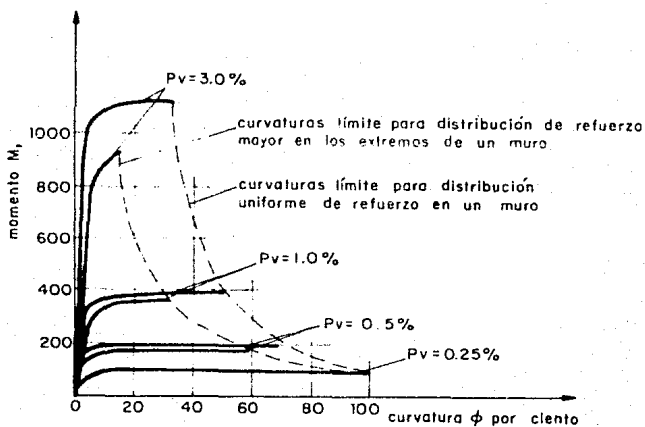


FIG.4.6 Efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última.

Es importante tener estribos transversales alrededor de las varillas a flexión que puedan también estar sujetas a cedencia a compresión, al menos de la misma manera que en columnas cargadas axialmente, para evitar el pandeo de estas varillas, pues si trabaja como una articulación plástica será insuficiente este acero al espaciado máximo que se especifica en muros; Solo los estribos estrechamente espaciados pueden retener el núcleo de concreto agrietado en las varillas verticales a flexión e impedir el pandeo de las varillas longitudinales.

Otro aspecto que debemos considerar en la revisión de estos elementos, es la posible inestabilidad de muros de cortante delgados en los que en forma conservadora podremos tratar a las fibras extremas del muro como si fueran columnas aisladas sujetas a compresión axial, pero en las que puede presentarse el pandeo en el eje débil de la sección, es por esto que en gran número de muros podemos encontrar retornos que ayudan a aumentar la estabilidad del muro en su dirección transversal, como lo muestra la Fig. 4.7

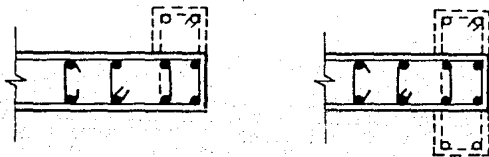


FIG. 4.7 Retornos típicos para aumentar estabilidad en muros.

Otro efecto que puede disminuir la resistencia de muros de cortante es en las uniones de estos con el sistema de piso, que en ocasiones puede originar una falla deslizante durante un sismo, esto es que el sistema de piso se desliza produciendo la falla del elemento a lo largo de toda la unión de estos elementos, por lo que es importante revisar que se suministre suficiente acero de refuerzo en el alma del muro para que pueda resistir estos efectos.

También podemos encontrar muros de cortante que se utilicen para formar el cajón de elevadores, en los que por su forma, estos muros los podemos considerar como muros de cortante en voladizo con patines, Fig.4.8. Estos muros se comportarán de la misma manera que los de forma rectangular; cuando la fuerza axial es relativamente pequeña, podemos decir que aquí también podrá trabajar el par de acero interno de la sección en el intervalo inelástico por lo que podremos tener aquí suficiente ductilidad para sismos catastróficos, pero teniendo un adecuado comportamiento del acero contra el pandeo.

En el caso de que la carga axial sea grande, vemos que todo el patín y parte del alma trabajan a compresión, en estos casos podemos considerar que los patines son columnas con estribos, cargados axialmente. Los patines aumentan considerablemente el momento de inercia del muro, por lo que su rigidez aumentará.

creciendo así la fuerza cortante que se debe resistir en el alma del muro, que por lo general es mayor que en muros de cortante de forma rectangular.

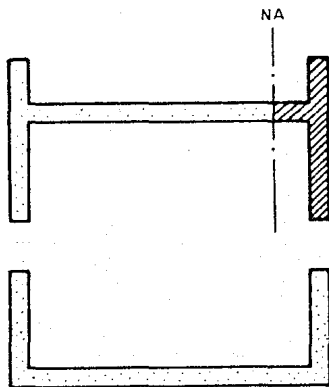


FIG. 4.8 Muros de cortante con patines.

En gran número de muros de cortante, debido a que su colocación persigue distintos tipos de necesidades, es muy común encontrarnos con aberturas en estos elementos; como puede ser el caso de cubo de instalaciones, de escaleras, o de elevadores; este tipo de muros los podremos denominar como acoplados, en los que su análisis puede presentar dificultades para realizarse con los métodos manuales convencionales por no definirse bien su comportamiento, ya que se puede considerar como muro con aberturas

o como marco estructural con elementos muy apertados. Fig.4.9

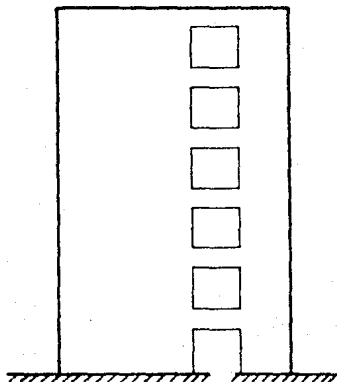


FIG. 4.9 Aberturas en muros acoplados.

El sistema de acople de estos muros por lo general consiste en un conjunto de vigas cortas; estas vigas transmiten fuerzas horizontales de un muro a otro, lo que las somete a flexión y cortante; debido a que la relación entre el claro y su peralte es muy pequeña, las deformaciones que tendremos a cortante pueden ser de importancia; debido a que tendremos mayor rigidez en estas vigas de acoplamiento, serán sensibles a los movimientos relativos de sus apoyos empotrados, por lo que su comportamiento global nos puede ocasionar problemas, es por esto que es importante definir el comportamiento del acople de estos muros; En la figura No.4.10,

nos podemos dar cuenta de los problemas que puede ocasionar este tipo de muros.

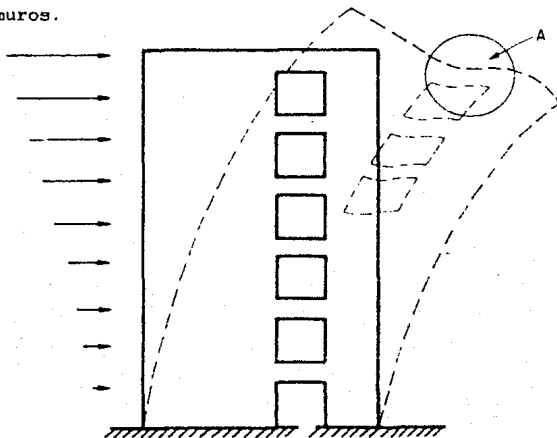


FIG. 4.10 Area crítica en muros de cortante acoplados.

En el detalle A de esta figura vemos que para un determinado coeficiente de ductilidad del muro, el de las vigas se debe incrementar de forma considerable, lo que en ocasiones no es posible obtener, y debemos ver experimentalmente este problema para ver si se puede satisfacer dicha demanda de mayor de ductilidad de estos miembros.

En la Figura No.4.11 a. se puede ver un modelo de viga reforzada diagonalmente; Experimentos de este tipo de vigas revelan que

podemos mejorar el comportamiento de ductilidad y resistencia de vigas de acoplamiento; podemos basar el diseño de este tipo de vigas en que la fuerza cortante se descompone en fuerzas diagonal de tensión y compresión intersectándose a mitad del claro, donde no se debe resistir ningún momento. Fig 4.11 b.

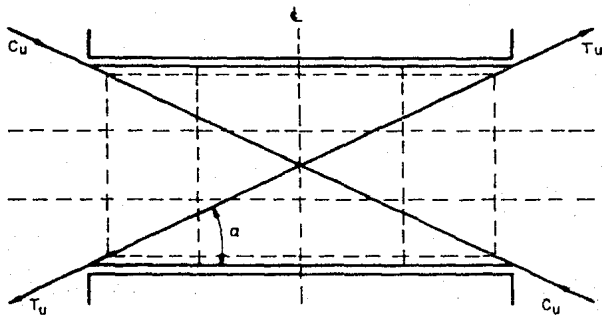


FIG. 4.11 a) Modelo de viga de acoplamiento reforzada diagonalmente.

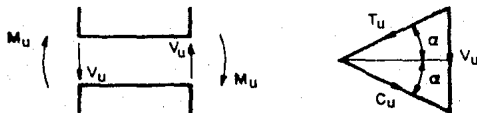


FIG. 4.11 b) Acciones externas e internas en una viga de acoplamiento.

IV.4 MARCOS CON CONTRAVIENTOS

Otros elementos que es muy común encontrarnos en una edificación son los marcos con contravientos, que son elementos de una rigidez mayor que las de marcos o muros de mampostería por lo que es importante citarlos. Dependiendo de su colocación, los contravientos serán más o menos dúctiles Fig.4.12. En esta figura se puede ver que el primero tendrá un coeficiente de ductilidad mayor que el marco con contravientos cruzados.

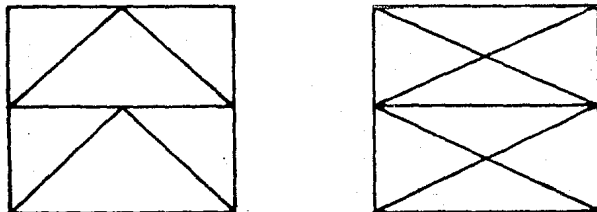


FIG. 4.12 Marcos con contravientos inclinados.

El primer marco es de mejor utilización no solo por su comportamiento más dúctil, sino también por su más fácil ejecución y menor posibilidad de error en su construcción, pero como en todo

proyecto, las necesidades de estructuración pueden inclinarse por unos o por otros sistemas estructurales, por ejemplo es más común encontrar el primer tipo de contravientos para edificios de hasta unos 10 niveles; del segundo tipo en edificios mas bajos hasta unos 6 niveles; En estructuras de 15 a 20 niveles es común encontrarnos ya con muros y marcos de concreto.

El uso de este tipo de estructuración, se debe también, a dar un mejor comportamiento ante cargas laterales, ya que dan una mayor rigidez a la estructura impidiendo deformaciones excesivas que puedan ocasionar sensación de inseguridad en las estructuras.

En este tipo de estructuras es muy importante ver la unión entre el marco estructural y los contravientos que también se denominan diagonales de rigidización, ya que como en esos sitios existirá mayor porcentaje de acero, hará más difícil que funcione el nudo como una articulación plástica.

Se deben revisar estos elementos para que resistan iguales fuerzas de tensión y de compresión buscando que el armado de los contravientos sea el mismo en las dos diagonales ya que las fuerzas que deberán resistir son del tipo dinámico y puede actuar en cualquier dirección.

V ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

V.1 CARGAS GRAVITACIONALES.

Para empezar a analizar una edificación, es muy importante definir cuales serán las cargas que actuarán sobre la estructura, para esto nosotros debemos saber el uso que se le dará a la edificación, esto nos permitirá determinar las acciones que obran en la estructura estas acciones las podemos dividir en dos grupos; que son cargas vivas y muertas.

Las cargas muertas serán los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos, y tienen un peso que no cambia con el tiempo; para evaluar estas cargas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales, que deberán ser los mayores pesos probables, y solo en el caso, de que la condición más desfavorable sea tomar el menor peso probable se tomará este último, por ejemplo en el caso de efectos de volteo, flotación, lastre, Etc.

Por reglamento, el peso muerto deberá incrementarse en 40 kg/m^2 , para losas de concreto de peso normal coladas en el lugar, cuando se coloque sobre ella una capa de mortero de peso normal; pero teniendo en cuenta que estos aumentos no se considerarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

Por ejemplo, la carga muerta para losa de azotea y de entrepisos de un edificio de oficinas se calculará como sigue:

LOSA DE AZOTEA (CARGA MUERTA)

Impermeabilizante.....	20	kg/m^2
Enladrillado y Mortero.....	140	
Relleno de Tezontle.....	200	
Losa de Concreto Armado.....	300	
Plafond de Yeso.....	70	
Reglamento.....	40	
	<u>770</u>	kg/m^2

LOSA DE ENTREPISOS (CARGA MUERTA)

Mosaico de Pasta.....	40	kg/m^2
Mortero.....	100	
Losa de concreto Armado.....	240	
Plafond de Yeso.....	60	
Reglamento.....	40	
	<u>480</u>	kg/m^2

Las cargas vivas serán las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente.

A continuación se presentan cinco disposiciones que se deberán de tomar en cuenta para la aplicación de las cargas vivas unitarias de la tabla contenida en el reglamento de construcciones para el distrito federal que posteriormente se presenta.

I.- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en el suelo, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

II.- La carga viva inmediata W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

III.- La carga viva media W se deberá emplear en el cálculo de los asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

IV.- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, voltéo, y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 del reglamento.

V.- Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m^2

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
a).- Habitación (casa-habitación, departamentos, vivienda, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
b).- Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c).- Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
d).- Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450
e).- Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas aulas, salas de juego y similares)	40	250	350
f).- Comercios fábricas y bodegas	0.8W	0.9W	W
g).- Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
h).- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40
i).- Volados en vía pública (marquesinas balcones y similares)	15	70	300
j).- Garages y Estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, Etc., cuando se prevéan tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en forma independiente.

Para la revisión estructural es muy importante definir las cargas que actúan en la estructura, y revisar si es el uso de la edificación el especificado en el proyecto, ya que en la mayoría de los casos, el cambio del uso del edificio es lo que produce el mal funcionamiento de las estructuras.

Las especificaciones de carga se deberán hacer para cada tipo de losa, y para los diferentes usos que le demos a la estructura, se deberán hacer también las combinaciones de carga muerta con los tres diferentes tipos de carga viva; las utilizaremos respetando las disposiciones para el uso de la tabla de cargas vivas unitarias.

Por ejemplo, tenemos las cargas muertas calculadas anteriormente, y de la tabla de cargas vivas unitarias definiremos nuestras especificaciones de carga y quedarán como sigue:

LOSA DE AZOTEA

$$C.H. = 770$$

$$C.H. = 770$$

$$C.H. = 770$$

$$C.V. MAX = \underline{100}$$

$$C.V. INST = \underline{70}$$

$$C.V. MEDIA = \underline{15}$$

$$W_{MAX} = 870 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{INST} = 840 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{MEDIA} = 785 \text{ kg/m}^2$$

LOSA DE ENTREPISOS

C. M. = 480

C. M. = 480

C. M. = 480

C. V. MAX = 250

C. V. INST = 180

C. V. MEDIA = 100

$W_{MAX} = 730 \text{ kg/m}^2$

$W_{INST} = 660 \text{ kg/m}^2$

$W_{MEDIA} = 580 \text{ kg/m}^2$

Muro de tabique $W = 1.70 \text{ T/m}^3$

$W_{muro} = (3\text{m})(1.70 \text{ T/m}^3)(0.15\text{m}) = 0.77 \text{ T/ml}$

$W_{trabe} = (.30)(.60)(2.4) = 0.43 \text{ T/ml}$

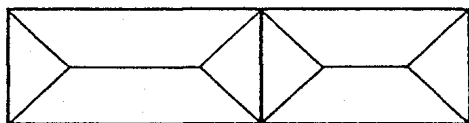
$W_{trabe} = (.25)(.60)(2.4) = 0.36 \text{ T/ml}$

$W_{trabe} = (.25)(.50)(2.4) = 0.30 \text{ T/ml}$

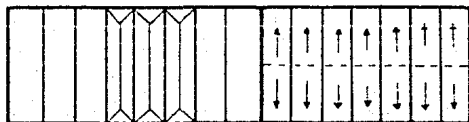
V.2 PLANOS DE CARGA.

Después de obtenidas las especificaciones de carga, el siguiente paso será distribuir las cargas que tenemos en nuestras losas, en los elementos estructurales que les darán apoyo a las mismas; a este procedimiento lo conocemos como "bajada de cargas"; con esto podremos definir nuestros planos de carga que nos permitirán cargar los marcos ó modelos estructurales para obtener así los elementos mecánicos que en ellos estén actuando.

Dependiendo del tipo de losa que tengamos (losa perimetral maciza, losa perimetral reticular, vigueta y bovedilla, joist losa) será la forma de distribución de la carga en los elementos que la apoyan, Fig. 5.1.



Areas Tributarias para:
Losa Perimetralmente Apoyadas.



Areas Tributarias para:
vigueta-bovedilla y Joist losa.

Figura 5.1 Distribución de las cargas en los elementos estructurales dependiendo el tipo de losa.

EJEMPLO DE REVISION:

A continuación veremos un ejemplo típico de una revisión de un edificio de oficinas el cual está situado en suelo de zona 3 y es una estructura del grupo B, con lo que tenemos un coeficiente sísmico $c = 0.4$; las características del edificio son las que tenemos en la figura 5.2. Los planos de cargas, los formaremos tomando las especificaciones de carga del punto V.1, adicionando pesos de muros de mampostería y serán los presentados en la figura 5.2 b). en ellos estamos tomando los pesos de trabes, losas y muros de mampostería los cuales se supondrán desligados de la estructura para el cálculo de rigideces.

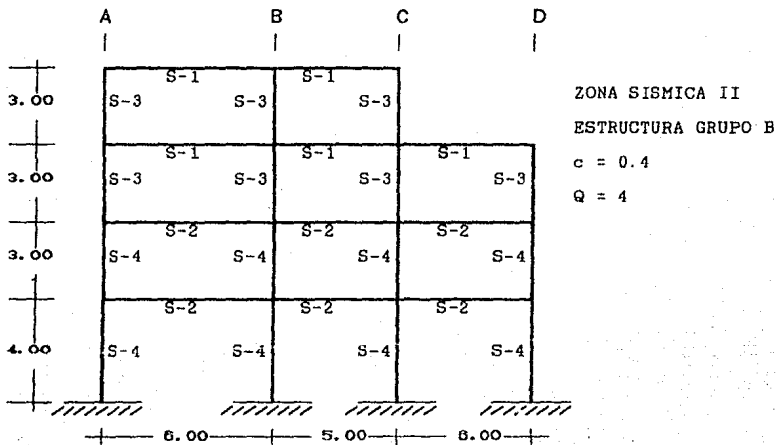


Fig 5.2 a) Estructuración del ejemplo de revisión

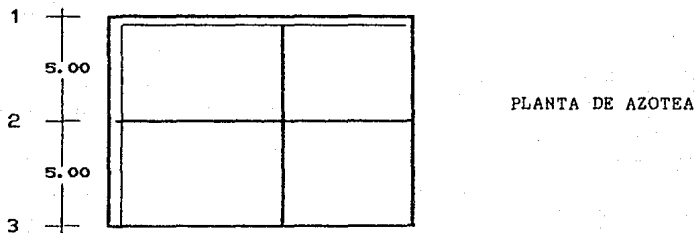
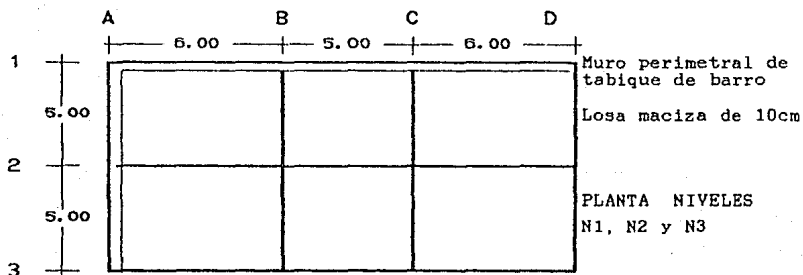
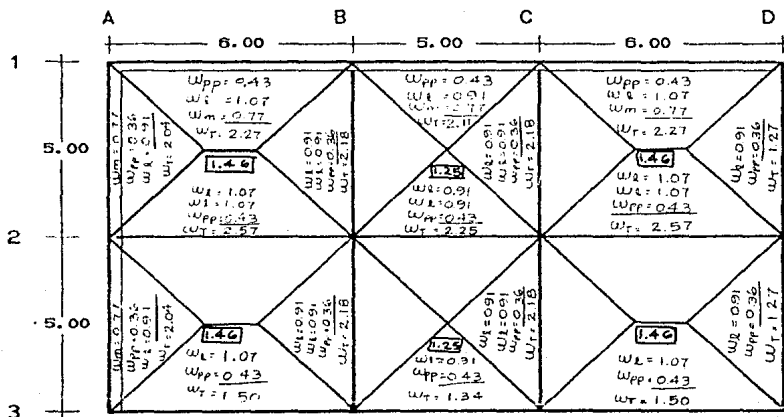


TABLA DE SECCIONES

SECCION	b X h (m)	Area (m ²)	MOM. INERCIA (m ⁴)
S-1	0.25 X 0.60	0.15	0.0045
S-2	0.30 X 0.60	0.18	0.0054
S-3	0.30 X 0.30	0.09	0.000675
S-4	0.40 X 0.40	0.16	0.00213
S-5	0.25 X 0.50	0.125	0.0026

Fig. 5.2 b) Estructuración del ejemplo de revisión

Para ejemplificar la elaboración del plano de cargas se tomará como ejemplo la planta del nivel 1 para lo cual vemos en la figura 5.3. la forma en la que se puede construir este tipo de planos; los números que se encierran en el cuadro son los coeficientes para pasar las cargas de losas a las vigas, esto se hace tomando el área tributaria de la viga dividiendola entre su longitud; este coeficiente multiplicado por el peso de losa, nos dará la carga por metro lineal el las vigas; los planos que aparecen no se encuentran a escala.



Nota: W_{pp} = Peso propio de viga
 W_l = Peso de Losa
 W_m = Peso de Muro

Fig 5.3. Ejemplificación de la forma en que se debe elaborar un plano de cargas

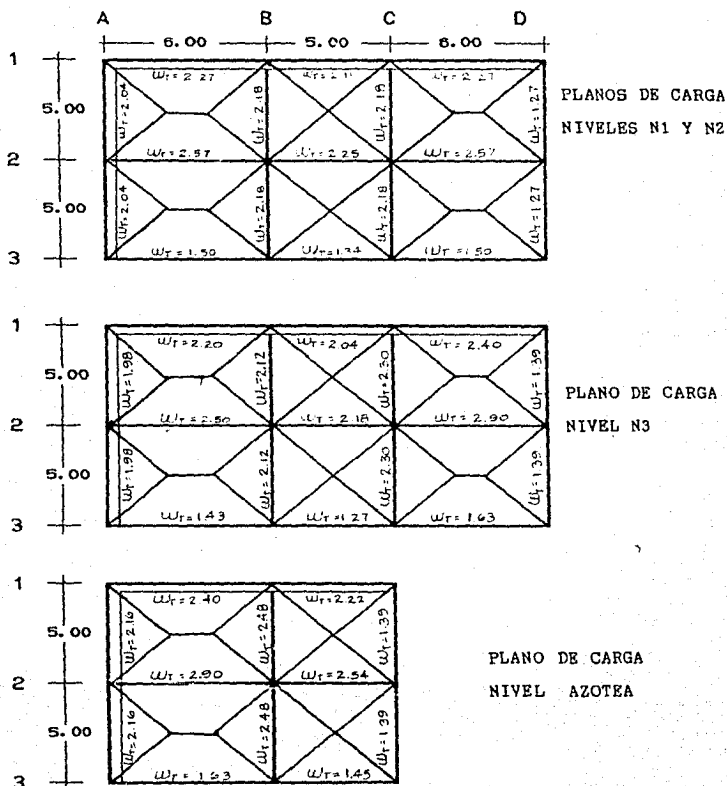


Fig. 5.3 Planos de carga del ejemplo de revisión, únicamente se tienen los resultados.

V. 3 PESOS POR NIVEL PARA SISMO

En esta etapa del análisis estructural lo que nosotros buscamos, es obtener los pesos por nivel de la estructura, pero utilizando la carga viva W_e (Carga Inmediata) que es la que se especifica para el diseño por sismo. Estas cargas deberán contener el peso de todos los elementos estructurales, pero tomando en cuenta los pesos a medios niveles, aunque podemos utilizar el peso tomando en cuenta el estrepiso completo, que nos dará un valor muy similar y siendo un poco conservadores; las cargas obtenidas en este paso las utilizaremos para obtener las fuerzas que simularán un sismo; que obtendremos de alguno de los diferentes métodos que existen, como son: El método estático, que es el de mayor utilización; Los métodos dinámicos, que han tomado auge por el uso de las computadoras; ó por el método simplificado; pero tomando en cuenta las limitaciones que marcan las normas técnicas complementarias.

A continuación veremos la forma de obtener los pesos por nivel para sismo de nuestro ejemplo anterior : los pesos los obtendremos a medios entrepisos.

PESOS POR NIVEL PARA SISMO

NIVEL 1

Losa = (17) (10) (0.66)	112.20	TON
Trabes= (17) (3) (0.3) (0.6) (2.4)	22.03	
Trabes= (10) (4) (0.25) (0.6) (2.4)	14.40	
Columnas= (0.4) (0.4) (3.5) (2.4) (12)	16.13	
Muros = (17+10) (3.5) (0.15) (1.7)	24.10	
	<u>188.86</u>	TON

NIVEL 2

Losa= (17) (10) (0.66)	112.20	TON
Trabes= (17) (3) (0.3) (0.6) (2.4)	22.03	
Trabes= (10) (4) (0.25) (0.6) (2.4)	14.40	
Columnas= (0.4) (0.4) (3.0) (2.4) (12)	13.82	
Muros = (17+10) (3.0) (0.15) (1.7)	20.66	
	<u>183.11</u>	TON

NIVEL 3

Losa= (11) (10) (0.66)	72.60	TON
Losa= (6) (10) (0.84)	50.40	
Trabes= (17) (3) (0.25) (0.6) (2.4)	18.36	
Trabes= (10) (4) (0.25) (0.5) (2.4)	12.00	
Columnas= (0.3) (0.3) (3.0) (2.4) (9)	5.83	
Columnas= (0.3) (0.3) (1.5) (2.4) (3)	0.97	
Muros = (11+10) (3.0) (0.15) (1.7)	16.07	
Muros = (6) (1.5) (0.15) (1.7)	2.30	
	<u>177.66</u>	TON

NIVEL AZOTEA

Losa= (11) (10) (0.84)	92.40	TON
Trabes= (11) (0.25) (0.6) (2.4)	3.96	
Trabes= (10) (0.25) (0.5) (2.4)	3.00	
Columnas= (0.4) (0.4) (1.5) (2.4) (9)	5.18	
Muros = (11+10) (1.5) (0.15) (1.7)	8.03	
	<u>112.57</u>	TON

V. 4 OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS

Para reproducir el efecto de un sismo, se deben obtener fuerzas horizontales que asemejen la acción de este fenómeno, tenemos varios métodos que nos proporcionan estas fuerzas; se define el procedimiento de calculo en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, y la utilización de uno u otro dependerá de las características de la estructura; y serán el método simplificado, el método estático ó alguno de los métodos dinámicos.

Todas las estructuras se podrán analizar mediante algún método dinámico de los que marcan las normas técnicas complementarias; las estructuras que no pasen de 60 metros de alto se podrán analizar con el método estático que se describe en las mismas normas técnicas complementarias.

A continuación se verá un ejemplo de aplicación del método estático para el cálculo de las fuerzas sismicas tomando en cuenta los pesos por nivel para sismo obtenidos en el punto V.3 . y con los datos del tipo de suelo y estructura que a continuación se presentan:

Tipo de Suelo.....zona II
Construcción..... tipo B

Factor de Comportamiento sísmico...Q=4 Por cumplir los requisitos que marcan las normas técnicas complementarias para diseño por sismo.

Para obtener las fuerzas sísmicas por el método estático debemos aplicar la siguiente expresión:

$$F_i = \left(\frac{C}{Q} \right) \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \left(\sum W_i \right)$$

Para facilitar el uso de esta expresión es recomendable construir una tabla como la que se muestra a continuación:

NIVEL	W_i	H_i	$W_i H_i$	F_i
1	188.86	4.0	755.44	9.48
2	183.11	7.0	1281.77	16.08
3	177.66	10.0	1776.60	22.29
AZOTEA	112.57	13.0	1463.41	18.36
Σ	662.2		5277.22	

En la expresión anterior sustituyendo valores se puede simplificar, con lo que podemos llegar a:

$$F_i = 0.1 \left(\frac{662.20}{5277.22} \right) W_i H_i$$

$$F_i = 0.012548 W_i H_i$$

Que es la expresión con la que completaremos la tabla.

Las fuerzas cortantes que actúan en cada entrepiso serán la suma de las fuerzas arriba del entrepiso considerado.

V.5 OBTENCION DE RIGIDECES

Las rigideces relativas son muy importantes en el análisis de una estructura, ya que nos definirán el comportamiento global de la misma ante la acción de un sismo.

La rigidez de entrepiso la podemos definir como la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario del entrepiso considerado, y a partir de esta definición podremos obtener las rigideces por medio de los desplazamientos relativos de la estructura.

Existen varias maneras de obtener las rigideces de entrepiso de los marcos, una forma puede ser utilizando las fórmulas de Wilbur que a continuación se muestran:

Suponiendo columnas empotradas en la cimentación:

Para el primer entrepiso

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

Para el segundo entrepiso

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{L1} + \frac{\Sigma K_{C1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{L2}} \right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación:

Para el primer entrepiso

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[\frac{8h_1}{\Sigma K_{C1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{L1}} \right]}$$

Para el segundo entrepiso

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{L2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{L1}} \right]}$$

Para entrepisos intermedios (articulada ó empotrada):

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{Cn}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{Lr}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{Ln}} \right]}$$

Para el último entrepiso (articulada ó empotrada)

$$R_o = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{cn}} + \frac{2h_m + h_n}{\Sigma K_{tn}} + \frac{h_n}{\Sigma K_{tn}} \right]}$$

En donde:

- R_n rigidez del entrepiso en cuestión
- K_{tn} rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n.
- K_{cn} rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n
- m, n, o índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.
- h_n altura del entrepiso n.

Otra manera de obtener las rigideces de entrepiso es la de aplicar fuerzas horizontales en los nudos, a los marcos y obteniendo las deformaciones podremos ver cual es la rigidez de estos entrepisos tomando en cuenta la definición de rigidez; a continuación veremos un ejemplo de esta forma de obtener las rigideces para el marco del eje 1; es recomendable utilizar las fuerzas que hayamos obtenido de los métodos estático o dinámico para obtener las rigideces, ya que los valores así obtenidos se apegarán mejor al comportamiento real de la estructura, en nuestro ejemplo no se hace esa consideración por considerarse una estructura de baja complejidad.

MARCO EJES 1 2 3 OBTENCION DE RIGIDECES.

de TON →

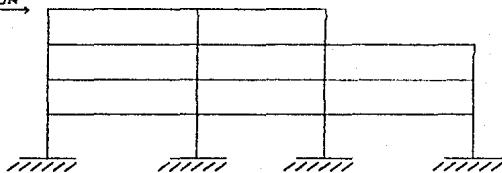
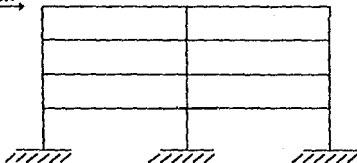


Tabla para obtención de rigideces en Ton/m.

EJE	ENTREPISO	desplazamiento del entrepiso	desplazamiento relativo	FUERZA	RIGIDEZ
1,2,3	AZOTEA	0.109	0.039	60	1538
	3	0.070	0.032	60	1875
	2	0.038	0.015	60	4000
	1	0.023 m	0.023 m	60 Ton	2608T/m

MARCO EJES A B C OBTENCION DE RIGIDECES.

60 TON →



EJE	ENTREPISO	desplazamiento del entrepiso	desplazamiento relativo	FUERZA	RIGIDEZ
A, B, C	AZOTEA	0.150	0.047	60	1277
	3	0.103	0.048	60	1250
	2	0.055	0.024	60	2500
	1	0.031 m	0.031 m	60 Ton	1935T/m

MARCO EJE D OBTENCION DE RIGIDECES.

60 TON →



EJE	ENTREPISO	desplazamiento del entrepiso	desplazamiento relativo	FUERZA	RIGIDEZ
D	3	0.097	0.042	60	1428
	2	0.055	0.023	60	2608
	1	0.032 m	0.032 m	60 Ton	1875T/m

V.6 ANALISIS SISMICO GLOBAL.

Este análisis tiene la importancia que ya se ha mencionado con anterioridad, y es, ver el comportamiento global de la estructura ante sollicitaciones de cargas producidas por sismos; Para un adecuado funcionamiento de la estructura por efectos de traslación y torsión, debemos considerar la geometría de la estructura, en especial en edificios de altura considerable.

Debemos de tener en cuenta que un edificio pueda estar diseñado considerando torsiones producidas por asimetría, por lo que podemos encontrarnos con estructuraciones sin uniformidad, pero aquí debemos revisar con mayor cuidado estos efectos.

También debemos tener presente que las rigideces relativas calculadas, son poco confiables por imprecisión en el modelo, cuando nivelamos o compensamos rigideces con muros de diferente material; aunque los análisis indiquen que se ha eliminado el efecto de torsión; esto es debido a que los materiales se comportarán dinámicamente diferente, debido a las diferentes amplitudes de oscilación, por lo que se podrán presentar torsiones de magnitud variable que no son predecibles con certeza.

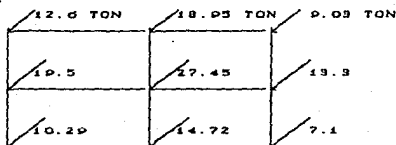
Los efectos de torsión son producidos por una excentricidad entre

el centro de gravedad de las masas de cada planta (que es en donde actuará la fuerza sísmica) y el centro de rigideces (que es donde se aplicará la fuerza resistente de la estructura), esto es aplicable cuando las plantas son del mismo tamaño en toda su altura; en caso de que varien con la altura se tendrá que determinar la posición de la fuerza cortante tomando momentos de las fuerzas con respecto a los ejes como se verá después.

Para una mejor comprensión de este efecto se verá un sencillo ejemplo explicativo tomando en cuenta el problema anterior.

Para el análisis sísmico global es necesario primeramente obtener los centroides de las cargas de cada entrepiso que bajan las columnas para lo que se ha hecho el siguiente cálculo:

AZOTEA



$$X = \frac{(12.6 + 19.5 + 10.29)(0) + (18.95 + 27.45 + 14.72)(6) + (9.03 + 13.3 + 7.1)(11)}{42.39 + 61.12 + 29.43}$$

$$X = 5.19 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(10.29 + 14.72 + 7.1)(0) + (19.5 + 27.45 + 13.3)(5) + (12.6 + 18.95 + 9.03)(10)}{32.11 + 80.25 + 40.58}$$

$$Y = 5.31 \text{ m}$$

De forma similar para los demás niveles.

NIVEL 3

11.55 TON	17.00 TON	18.05 TON	10.68 TON
17.4	23.55	25.65	15.65
9.24	12.77	13.02	6.37

$$X = 7.47$$

$$Y = 5.36$$

NIVELES 1 y 2

11.91 TON	17.54 TON	17.54 TON	9.99 TON
17.91	24.24	24.24	14.06
9.6	7.85	7.85	7.68

$$X = 8.10$$

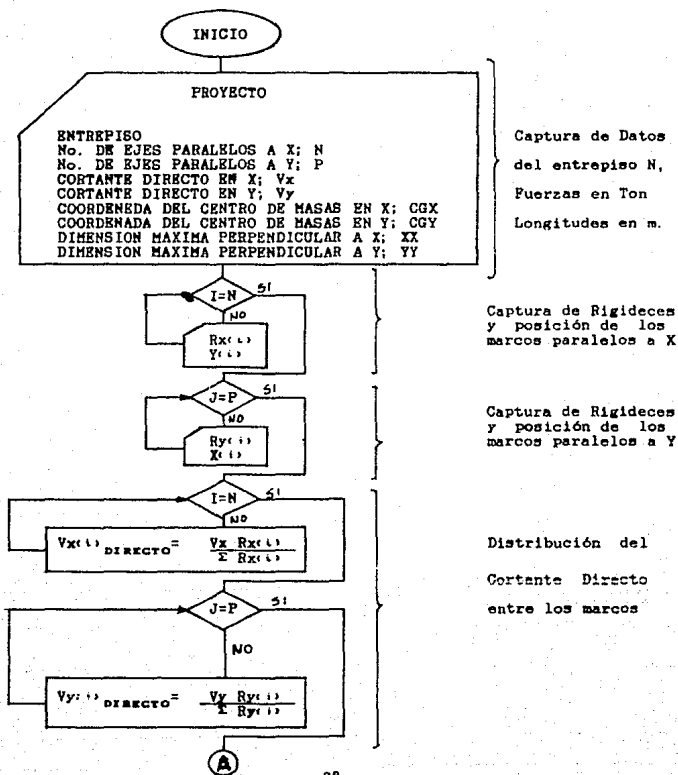
$$Y = 5.70$$

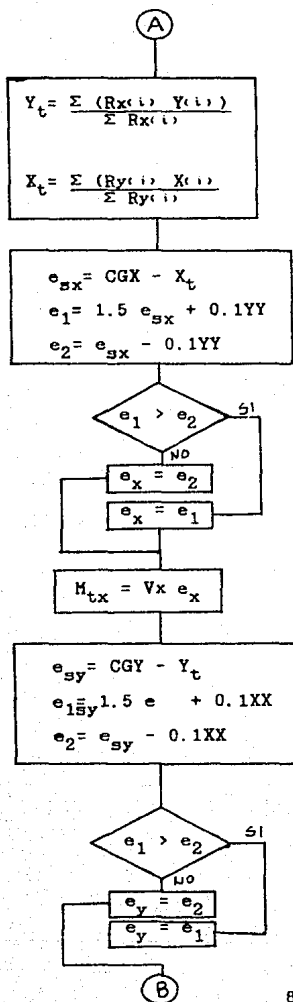
Para calcular la posición de la fuerza cortante se tomarán momentos de las fuerzas con respecto a los ejes, y a partir de este valor se obtendrá la posición de la resultante de la fuerza cortante; para este cálculo es conveniente construir una tabla en la que marca el procedimiento a seguir:

Nº- VEL.	EN- FRE- PTISO	F_{ix} F_{iy}	Posición de F_i		Fuerza Cortante	Posición de la Fza. cortante					
			\bar{x}	\bar{y}	$V_{x, y}$	$F_{ix}\bar{y}$	$F_{ix}\bar{y}$	$F_{iy}\bar{x}$	$F_{iy}\bar{x}$	\bar{X}	\bar{Y}
AZ.		18.36	5.19	5.31		97.5		95.3			
	AZ.				18.36		97.5		95.3	5.19	5.31
3		22.29	7.47	5.36		119.		166.			
	3				34.44		217.		262.	7.60	6.30
2		16.08	8.10	5.70		91.6		130.			
	2				56.73		309.		392.	6.91	5.44
1		9.84	8.10	5.70		54.0		76.8			
	1				66.21		363.		469.	7.08	5.48

Ya teniendo definida la magnitud y posición de la fuerza cortante en cada entpiso, se procede a distribuirlo en los sistemas estructurales, que deberán resistir estas fuerzas.

Para hacer esta distribución se utilizará un programa de computadora en lenguaje BASIC del cuál se muestra el diagrama de flujo del mismo y se anexa la hoja de resultados de dicho programa con los datos de nuestro ejemplo.

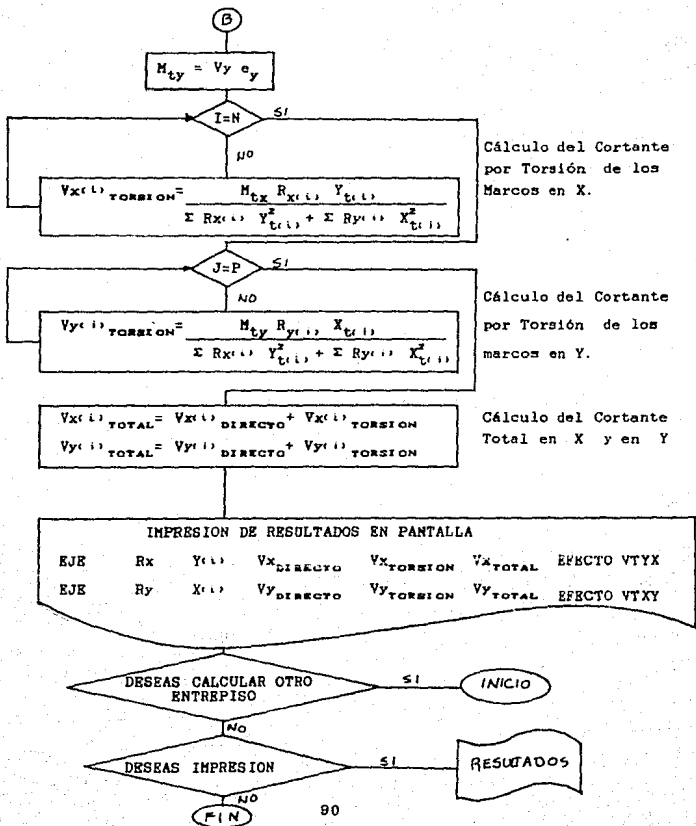




Obtención de las
Coordenadas del
Centro de rigideces
de la planta.

Cálculo de la
Excentricidad en
X y Momento pro-
ducido por la misma

Cálculo de la
Excentricidad en
Y y Momento pro-
ducido por la misma



ANALISIS POR TORSION

PROYECTO : EJEMPLO DE TESIS

ENTREPISO : AZOTEA

DIREC No.	DE	EJES	FZA CORT. (ton)	CENTRO GRAV. (m)	CENTRO TORS. (m)	MOM. TORS1 (ton-m)	MOM. TORS2 (ton-m)	DIM. MAX (m)
EJE X	3		18.4	5.19	5.67	9.00	-12.70	10.00
EJE Y	3		18.4	5.31	5.00	-33.40	11.47	11.00

DIRECCION X							EFECTO
EJR	K	Y	VD	VT	VTOT	VTYX	
1	1538.00	0.00	6.13	0.63	6.77	0.57	
2	1538.00	5.00	6.13	0.00	6.13	0.00	
3	1538.00	10.00	6.13	0.00	6.13	0.57	

DIRECCION Y							EFECTO
EJE	K	X	VD	VT	VTOT	VTYX	
1	1277.00	0.00	6.13	1.57	7.70	0.60	
2	1277.00	6.00	6.13	0.03	6.16	0.04	
3	1277.00	11.00	6.13	0.51	6.64	0.56	

ENTREPISO : 3

DIREC No.	DE	EJES	FZA CORT. (ton)	CENTRO GRAV. (m)	CENTRO TORS. (m)	MOM. TORS1 (ton-m)	MOM. TORS2 (ton-m)	DIM. MAX (m)
EJE X	3		40.7	7.47	6.79	0.00	-26.02	10.00
EJE Y	4		40.7	5.38	5.00	-149.73	15.36	17.00

DIRECCION X							EFECTO
EJE	K	Y	VD	VT	VTOT	VTYX	
1	1875.00	0.00	13.55	0.61	14.36	0.48	
2	1875.00	5.00	13.55	0.00	13.55	0.00	
3	1875.00	10.00	13.55	0.00	13.55	0.48	

DIRECCION Y							EFECTO
EJR	K	X	VD	VT	VTOT	VTYX	
1	1250.00	0.00	9.81	5.44	15.25	0.95	
2	1250.00	6.00	9.81	1.73	11.54	0.30	
3	1250.00	11.00	9.81	0.14	9.95	0.24	
4	1420.00	17.00	11.21	0.60	11.81	1.01	

ANALISIS POR TORSION

PROYECTO : EJEMPLO DE TESIS (CONTINUACION)

ENTREPISO : 2

DIREC	No. DE EJES	FZA CORT. (ton)	CENTRO GRAV. (m)	CENTRO TORS. (m)	MOM. TORS1 (ton-m)	MOM. TORS2 (ton-m)	DIM. MAX (m)
EJE X	3	56.7	8.10	8.59	0.00	-17.01	10.00
EJE Y	4	56.7	5.70	-5.00	-138.13	68.56	17.00

=====
D I R E C C I O N X
=====

EJE	K	Y	VD	VT	VTOT	EFFECTO VTYX
1	4000.00	0.00	18.90	0.57	19.47	2.28
2	4000.00	5.00	18.90	0.00	18.90	0.00
3	4000.00	10.00	18.90	0.00	18.90	2.28

=====
D I R E C C I O N Y
=====

EJE	K	X	VD	VT	VTOT	EFFECTO VTYX
1	2500.00	0.00	14.02	4.94	18.97	0.61
2	2500.00	6.00	14.02	1.49	15.51	0.18
3	2500.00	11.00	14.02	0.69	14.71	0.17
4	2808.00	17.00	14.63	2.51	17.13	0.62

ENTREPISO : 1

DIREC	No. DE EJES	FZA CORT. (ton)	CENTRO GRAV. (m)	CENTRO TORS. (m)	MOM. TORS1 (ton-m)	MOM. TORS2 (ton-m)	DIM. MAX (m)
EJE X	3	66.2	8.10	8.43	0.00	-19.86	10.00
EJE Y	4	66.2	5.70	5.00	-145.67	90.46	17.00

=====
D I R E C C I O N X
=====

EJE	K	Y	VD	VT	VTOT	EFFECTO VTYX
1	2608.00	0.00	22.07	0.60	22.67	2.74
2	2608.00	5.00	22.07	0.00	22.07	0.00
3	2608.00	10.00	22.07	0.00	22.07	2.74

=====
D I R E C C I O N Y
=====

EJE	K	X	VD	VT	VTOT	EFFECTO VTYX
1	1935.00	0.00	18.68	5.53	22.21	0.75
2	1935.00	6.00	18.68	1.80	18.28	0.22
3	1935.00	11.00	18.68	1.05	17.72	0.23
4	1875.00	17.00	18.16	3.38	19.54	0.74

V.7 ANALISIS POR CARGA VERTICAL

Este análisis consiste en cargar los marcos o modelos estructurales que tengamos tomando en cuenta los planos de carga que obtuvimos utilizando las especificaciones de carga máxima W_{MAX} del punto V.1 , que corresponden a la carga vertical que obrará en la estructura.

A continuación veremos la forma en que quedará cargado el marco del eje I de la estructura para carga vertical Fig. 5.4 a). y también tenemos otra figura con los elementos mecánicos que se obtuvieron del análisis por el método de las rigideces, Fig.5.4 b).

Las cargas que obran en la estructura están aplicadas uniformemente distribuidas por metro lineal, pero es muy común utilizar también cargas puntuales o cargas que no lleven una distribución uniforme.

La obtención de los elementos mecánicos por el método de las rigideces se realizó con un programa de computadora, el cual no tenemos contemplada su utilización en este trabajo, por considerarse que no entra en el tema de revisión estructural, aunque para poder revisar una estructura es imprescindible tener conocimiento del uso de este tipo de herramientas.

MARCO EJE 1

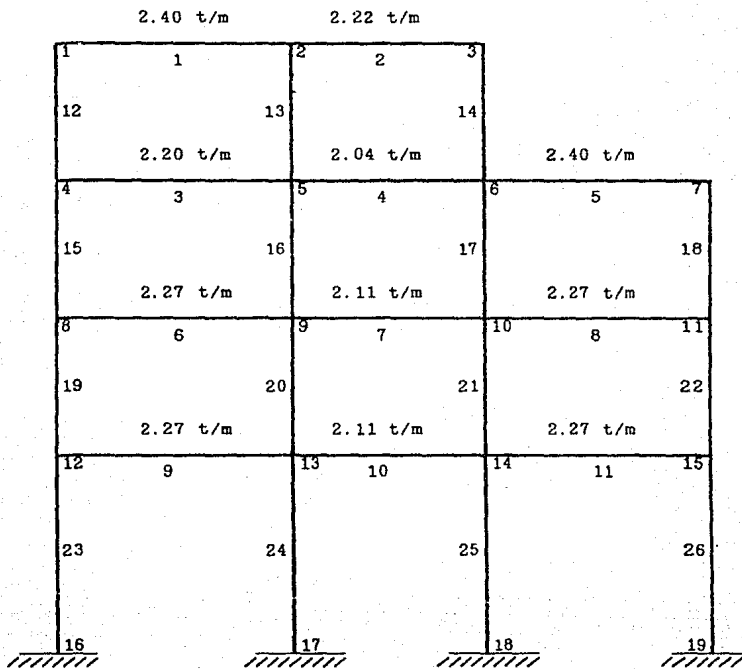


FIG. 5.4 a) Marco del ejemplo, con los datos de carga vertical.

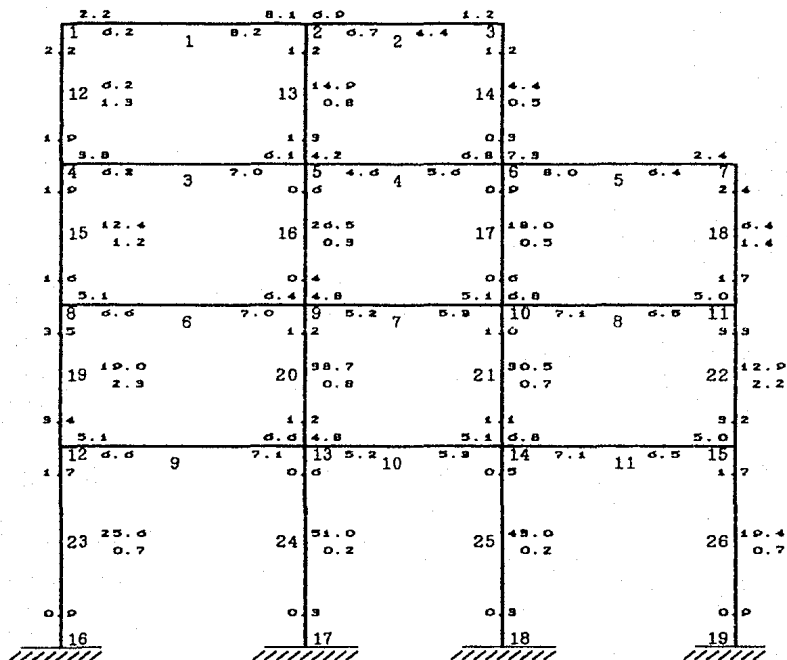


FIG. 5.4 b) Marco del ejemplo con los elementos mecánicos por carga vertical.

V.8 ANALISIS POR SISMO

Este es otro tipo de análisis que se debe realizar para la revisión de una estructura la cual debe de soportar cargas horizontales que asemejan el efecto de un sismo; para este análisis debemos de cargar el marco o modelo estructural con las fuerzas obtenidas del punto V.4, aplicándolas en los nudos. A continuación veremos la forma de cargar estos marcos y cuales son los elementos mecánicos que tenemos con estas cargas, para el marco del eje 1 del ejemplo, Fig. 5.5 a)., las fuerzas que se indican al lado izquierdo del marco las dividiremos entre el número de nudos que tengamos en el entrepiso considerado, ya que esto es lo que asemeja más la acción de un sismo, pues este se distribuye en toda la planta.

Los elementos mecánicos para sismo los podemos ver en el marco de la figura 5.5 b). en donde observamos que el valor del cortante en traves es constante a todo lo largo del elemento.

Las fuerzas que se aplican aquí, serán el efecto total del cortante (directo más torsional) + 0.3 veces el efecto torsionante en la otra dirección obtenidos en el punto V.6.

MARCO EJE 1

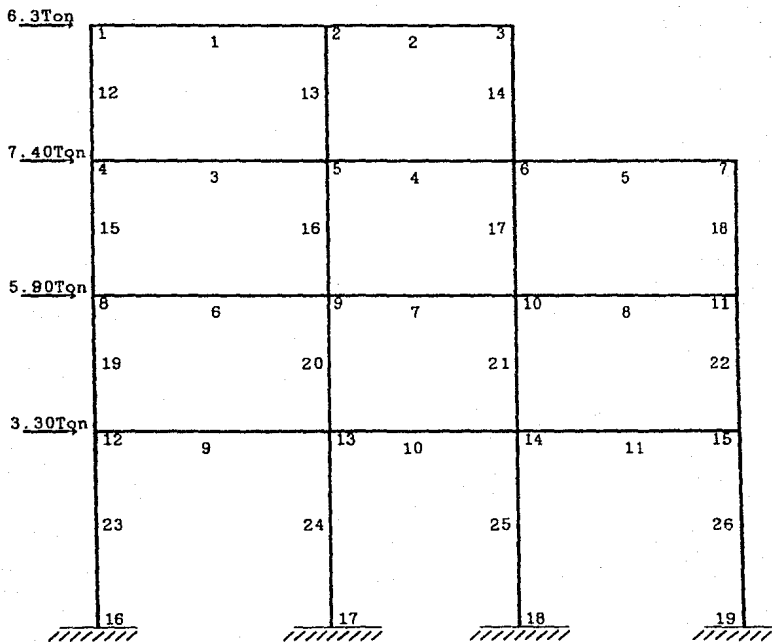


Fig. S.5 a) Marco del ejemplo con los datos de carga sísmica.

MARCO EJE 1

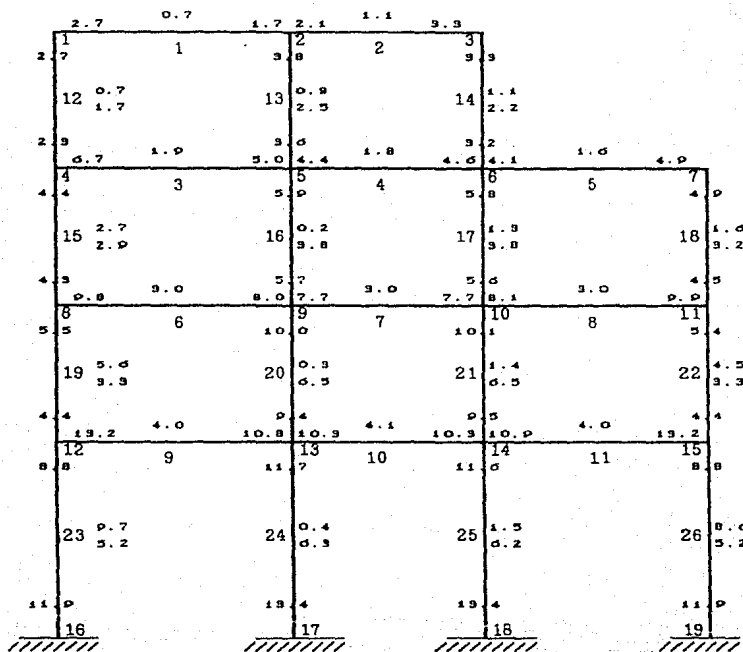


Fig 5.5 b) Marco del ejemplo, con los elementos mecánicos por carga sísmica

V.9 COMBINACIONES DE CARGA

Para zonas en las que los sismos son de consideración, o para las edificaciones en las que su comportamiento sísmico no es adecuado, es muy importante ver cual será el efecto producido por las cargas horizontales que produce un sismo en el comportamiento de la estructura, combinandolo con las cargas verticales; es por esto que se debe hacer una combinación de los elementos mecánicos que se obtuvieron en el análisis por sismo y carga vertical del punto V.7 y V.8., para tener una correcta visión del comportamiento real de la estructura y llegar así a una revisión racional por estos efectos.

En la figura 5.6. Se muestra como la combinación de carga por los dos efectos considerados producen momentos positivos de importancia en los apoyos de las trabes y vemos también como se incrementan los momentos negativos en estos mismos elementos.

En la figura 5.7. Vemos como se incrementan los momentos en las columnas por efectos sísmicos, en este diagrama se están tomando en cuenta los máximos elementos mecánicos del análisis, por lo que no actúan simultáneamente con los signos que en la figura se muestran.

En la figura 5.8 vemos que el cortante producido por sismo es mucho mayor que el que se produce por carga vertical; en este caso rige la combinación de carga vertical más sismo en todos los elementos.

En la figura 5.9 el diagrama de cortante en columnas se incrementará con un valor constante en cada trabe producido por el efecto sísmico.

En la figura 5.10 vemos que el efecto de la carga axial en columnas producido por sismo no es de gran importancia, pero debemos revisar cual será el más desfavorable, sobre todo en las columnas extremas que es donde tenemos valores mayores por este efecto.

Para tomar los valores más desfavorables de la combinación de carga que tenemos, debemos multiplicar cada uno de los valores encontrados por su respectivo factor de carga, para la tomar en cuenta únicamente la carga vertical, el valor obtenido por este efecto su factor de carga será 1.4; Para tomar en cuenta la combinación de carga vertical más sismo el factor de carga que utilizaremos será 1.1. El valor que resulte mayor de estos dos, será el que nosotros tomaremos como el más desfavorable.

Es muy importante la combinación de cargas para el diseño o

revisión de columnas, pues se debe tomar consideraciones adicionales con respecto a los datos del análisis, esto es:

En la dirección que se esté considerando se tomará el cien por ciento del efecto sísmico más el treinta por ciento del efecto que tengamos en el otro sentido esto adicionado a los datos por carga gravitacional; todo esto multiplicado por el factor de carga por sismo de 1.1.

Esto es:

Carga Vertical en X + 100% Sismo en X + 30% Sismo en Y

Carga Vertical en Y + 30% Sismo en X + 100% Sismo en Y

MARCO EJE 1

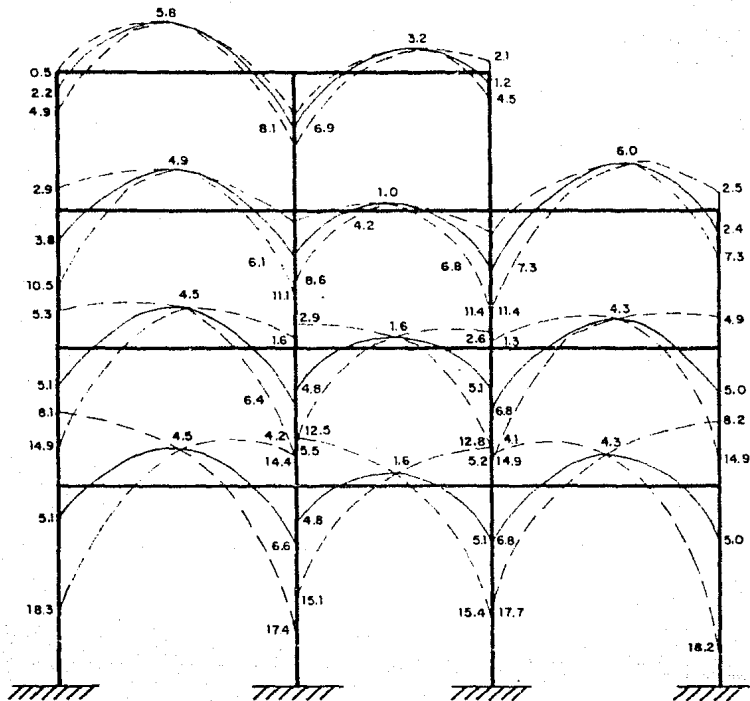


FIG. 5.6 Diagrama de momentos en traves CV y CV+sismo (Ton-m).

MARCO EJE 1

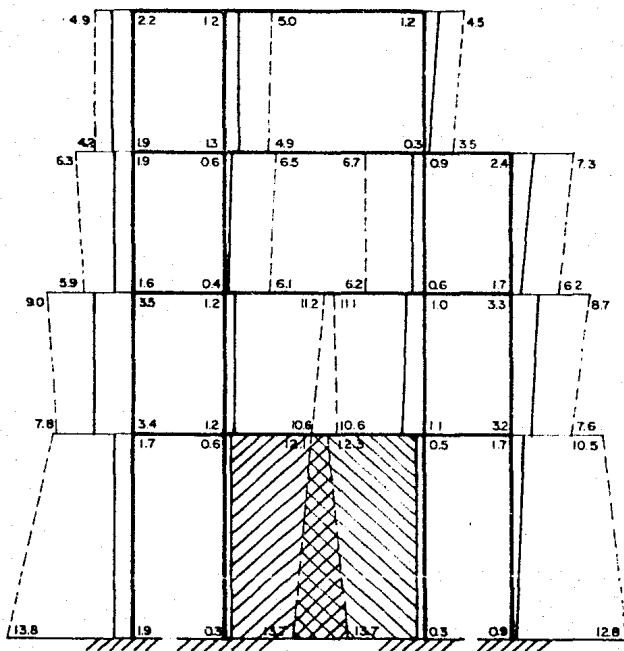


FIG. 5.7 Diagrama de momentos en columnas CV y CV+Sismo (Ton-m).

MARCO EJE 1

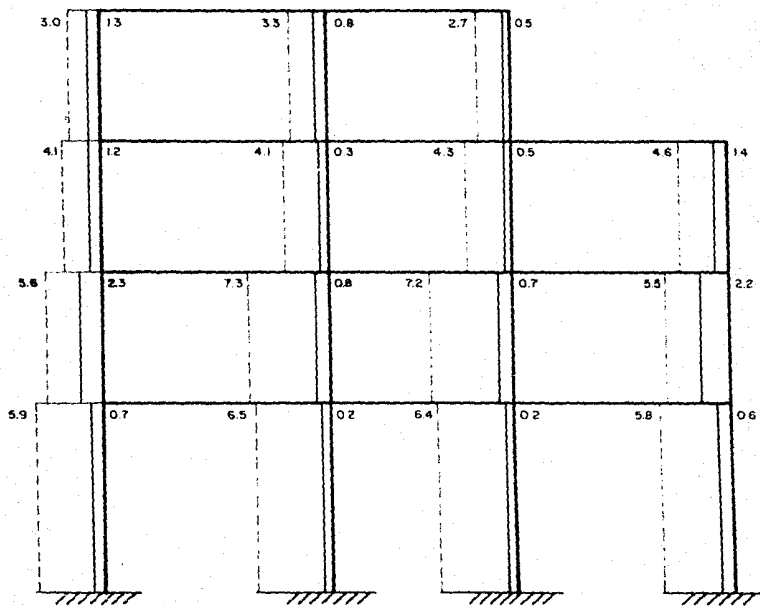


FIG. 5.8 Diagrama de cortante en columnas CV y CV+Sismo (Ton).

MARCO EJE 1

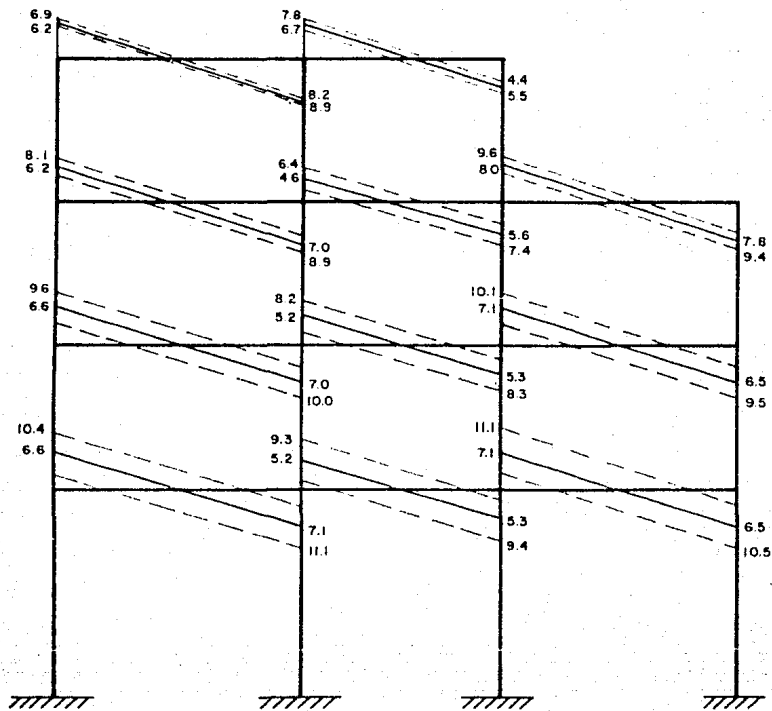


FIG. 5.9 Diagrama de cortante en traves CV y CV+Sismo (Ton).

MARCO EJE 1

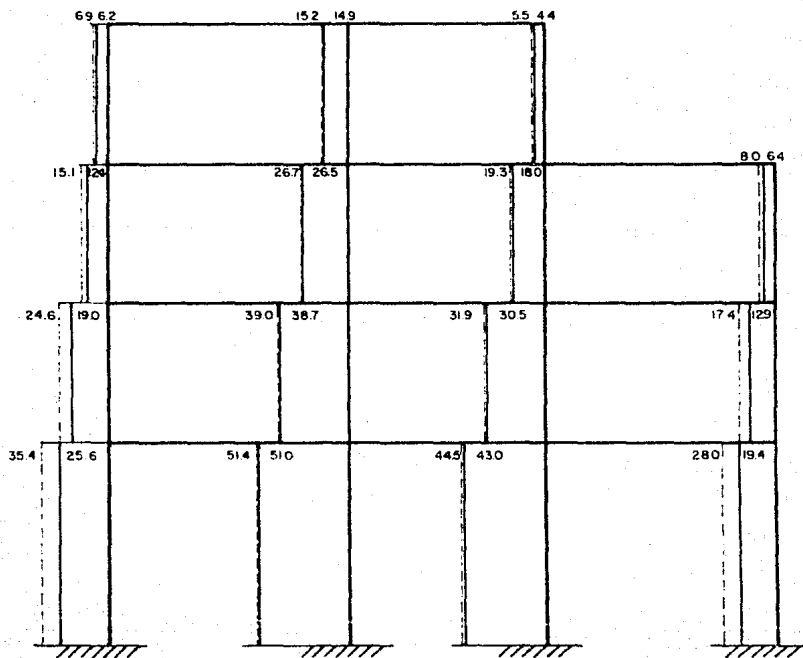


FIG. 5.10 Diagrama de carga axial en columnas CV y CV+Sismo (Ton).

VI REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VI.1 REVISION DE TRABES

Revisión de Trabes por Flexión

El procedimiento para determinar los momentos resistentes de las secciones será el que marcan las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto; que a continuación se presenta.

Refuerzo mínimo; no deberá tener menor acero de refuerzo a flexión ninguna sección al especificado por:

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7}{f_y} \frac{f_c}{f_y} b d \dots\dots\dots (1)$$

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor de 1.33 veces el requerido por el análisis.

El refuerzo máximo para que se cumpla la condición de falla balanceada se calculará con la siguiente expresión:

$$A_s \text{ máx} = \frac{4800}{f_y + 6000} b d \dots\dots\dots (2)$$

Para calcular las resistencias de secciones rectangulares sin acero a compresión se calculará con la siguiente expresión:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \dots\dots\dots (3)$$

En donde $q = \frac{P f_y}{f_c}$ y $p = \frac{A_s}{b d}$

Para secciones rectangulares con acero a compresión (doblemente armada) la resistencia se calculará como sigue:

$$M_R = F_R [(A_s - A_s') f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d')] \dots (4)$$

donde $a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c b}$

La ec. 4 será válida solo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d}{d} \frac{f_c''}{f_y}$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio ó bien se calculará aproximadamente con la ec. (3) despreciando el acero de compresión.

Para facilitar la revisión, se propone la tabla que a continuación tenemos en la que se debe utilizar la combinación de carga más desfavorable que tengamos tomando el factor de carga respectivo.

TABLA DE REVISION DE TRABES POR FLEXION									
			SECCION		ACERO		MOMENTOS		COMENTARIOS
NIVEL	EJE	TRAMO	b	d	A _s	A _s '	M _{RESIST}	M _{ACTUANTE}	

Revisión de trabes por cortante.

Para la revisión de este tipo de acciones, primeramente obtendremos la fuerza que puede resistir el concreto V_{c*} y para esto utilizaremos las siguientes expresiones:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{c*} = F_m b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{c*} = 0.5 F_m b d \sqrt{f_c^*}$$

Estas expresiones se utilizarán para distintos elementos que tendrán las siguientes restricciones:

La dimensión transversal h , del elemento paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y además la relación h/b no exceda de 6 y para cada una de las condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{ca} en un 30 por ciento. para valuar h/b en vigas T ó I se usará el ancho del alma b y deberá tener una relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5d del paño de apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño de apoyo se deberá revisar además por cortante por fricción; estas disposiciones también se aplican en donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal como en el caso de ménsulas cortas, para estos casos si necesitamos refuerzo este deberá estar perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que se pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante por fricción se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_v = \mu (A_{vf} f_y + N_u)$$

$$F_v = [14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)]$$

$$0.25 F_c^* A$$

En donde:

A_{vf} es el área de refuerzo por cortante por fricción en cm^2 .

A es el área de la sección en el plano crítico en cm^2 .

N_u Es la fuerza de diseño de compresión normal al plano en kg.

μ Es el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido e igual a 0.7 entre concreto y acero laminado.

Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

El refuerzo necesario por tensión diagonal deberá estar formado por estribos cerrados perpendiculares y oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos.

Para estribos en columnas o vigas principales no se usará acero de grado mayor a 4200 kg/cm^2 y no se tomarán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor a 45 grados ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30 grados.

En vigas se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea menor que V_{CR} . este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm, No.2, espaciados a cada medio peralte efectivo

y se colocará a partir de cada unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando V_u es mayor que V_{CR} para determinar la separación de estribos se usará la siguiente fórmula con las limitaciones que a continuación se mencionan:

$$Sep = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

La separación no deberá ser menor de 5 cm en ningún caso.

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

la separación de estribos no deberá ser mayor que 0.5d

Si V_u es mayor, la separación de estribos verticales deberá ser mayor que 0.25d.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a $2F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Para la revisión de vigas para fuerza cortante se recomienda seguir la siguiente tabla:

TABLA DE REVISION DE TRABES POR CORTANTE								
			SECCION		SEP. DE EST. (cm ²)	A _v (cm ²)	V _{CR} (TON)	COMENTARIOS
NIVEL	EJE	TRAMO	b	d				

VI.2 REVISION DE COLUMNAS

Revisión de Columnas por Flexocompresión Biaxial:

Para revisar una columna por éste efecto, existen diferentes métodos para hacerlo, pero nosotros lo que utilizaremos son las normas técnicas complementarias y los diagramas de interacción para columnas que edita el instituto de ingeniería de la UNAM.

Las normas nos marcan una serie de restricciones que a continuación tenemos:

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm.

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_y$, ni mayor que 0.08. El número de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

Para facilitar la revisión o el diseño de columnas es recomendable construir una tabla como la que tenemos a continuación.

TABLA DE ELEMENTOS MECANICOS RECOMENDABLE PARA REVISAR O DISEÑAR COLUMNAS.

COLUMNA ()		CARGA VERTICAL			C.V. + SISMO			P. Prop.	
nivel	alt.	Secc.	Px+Py	Mx	My	Px+Py	Mx		My
1	2	3	4	5	6	7	8	9	

En la columna 4 de esta tabla se llenará con los datos de los diagramas de carga axial por carga vertical para cada nivel sumando el peso propio acumulado de la columna 10. De los diagramas de momentos llenaremos las columnas 5 y 6 tomando el sentido correspondiente.

Para las columnas 7, 8 y 9 será el mismo procedimiento anterior pero utilizando los valores de C.V.+ Sismo que se encuentran con línea punteada en las mismas figuras del punto VI.9 de combinaciones de carga.

Se deberá tomar el mayor de los resultados obtenidos despues de ser multiplicados por su factor de carga respectivo 1.4 para carga vertical y 1.1 para C.V.+ Sismo. Con los datos ordenados en esta tabla se facilita la revisión o diseño de columnas por tener los datos de una manera ordenada.

Refuerzo transversal:

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra más delgada, 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha sección.

VI.3 REVISION DE LOSAS

Revisión de Losas a flexión.

Existen varios tipos de losa que se pueden utilizar en la estructuración de un edificio, y son las que se vieron con anterioridad en las especificaciones de carga.

Las losas se pueden revisar dependiendo de su tipo como si fueran vigas, cuando trabajan en una sola dirección y también cuando se utilice el sistema de vigueta y bovedilla ó losa reticular, en la cual debemos revisar las nervaduras como si fueran vigas, con su respectiva distribución de carga, pero con la restricción de que la distancia entre nervaduras no debe ser mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación entre nervaduras.

Para losa maciza, la cual está apoyada perimetralmente utilizaremos la tabla 4.1 para calcular los momentos flexionantes tomando los coeficientes que aparecen en la misma, pero, pero tomando en cuenta las siguientes restricciones.

- 1.-Los tableros deben ser aproximadamente rectangulares.
- 2.-La distribución de la carga es aproximadamente uniforme en cada tablero.

- 3.- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que el cincuenta por ciento del menor de ellos.
- 4.- La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor que 2.5 para losas coladas monolíticamente, ni mayor que 1.5 en otros casos.

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si estos son monolíticos con sus apoyos, ó la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

Para el cálculo del peralte efectivo, podremos omitir el cálculo de deflexiones si este es mayor que el perímetro entre 300, Para este cálculo la longitud de los lados discontinuos se incrementará en un cincuenta por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y veinticinco por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que le corresponde a un tablero con $a_2=2a_1$.

Esto es aplicable a losas en que:

$$f_s = 0.6 f_y \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{esfuerzo del acero en condiciones de servicio}$$

$$W = 380 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{carga en condiciones de servicio}$$

Para otras combinaciones de f_s y W , el peralte efectivo se obtendrá multiplicando el valor anterior por:

$$0.034 \sqrt[4]{f_s W}$$

Revisión de losas a cortante.

Supondremos que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño, y obtendremos la fuerza que actúa en un ancho unitario utilizando la siguiente expresión:

$$V = (a_1/2-d) W / \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6 \right]$$

Cuando haya bordes continuos y discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$0.5 F_R = b d \sqrt{f_c^*}$$

Cuando tenemos cargas lineales debidas a muros que se apoyan en losas las podemos tomar en cuenta con cargas uniformemente repartida equivalentes.

Para dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el

área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la siguiente tabla; La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en este tablero.

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Y para valores intermedios en la relación de claros; se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

VI.4 REVISION DE MUROS DE MAMPOSTERIA

El primer paso en la revisión de un muro de mampostería es, clasificar el tipo de muro y el tipo de piezas de mampostería que se está utilizando; para poder definir el comportamiento del muro y resistencia de las piezas. Los muros los podemos clasificar en una de las siguientes modalidades; y deben de cumplir con los requisitos que marcan las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Muros Diafragma: Son los que se encuentran rodeados con vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez lateral.

Muros Confinados: Son los que están reforzados con castillos y dalas.

Muros Reforzados Interiormente: Estos son muros con mallas o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales colocadas en los huecos, en ductos o en las juntas.

Muros no reforzados: Estos son los muros que no tienen el refuerzo necesario para ser incluido en alguna de las tres categorías anteriores.

Resistencia a Carga Vertical.

La carga vertical resistente se calculará con la fórmula:

$$P_R = P_D F_E f_m^* A_T$$

Donde:

P_D es la carga vertical total resistente de diseño.

F_E se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente, y como 0.3 para muros no reforzados.

f_m^* es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

F_E es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

A_T es el área de la sección transversal del muro.

Es importante definir el factor F_E y será como sigue, tomando en cuenta los siguientes casos.

Caso I

Cuando cumpla con :

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano está restringido por el sistema de piso o por otros elementos.
- b) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúen en dirección normal al plano del muro.
- c) La relación altura-espesor del muro no excede de 20.

Podrá tomarse F_x igual a 0.7 para muros interiores que soportan claros que no difieran en más del 50 por ciento, y como 0.6 para muros extremos con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y muertas excede de 1.

Caso II

Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_x = (1 - 2c'/t) \left[1 - \frac{H'^2}{30t} \right]$$

Donde:

t es el espesor del muro.

e' es la excentricidad calculada para la carga vertical e_c .

H' la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según el criterio siguiente:

H' = 2H, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

H' = 0.8H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

H' = H para muros extremos en que se apoyan losas.

La excentricidad para carga vertical e_c se determinará con la ecuación siguiente:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

Es importante tomar en cuenta las restricciones a las deformaciones laterales y para esto veremos que en casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_k calculado con la ecuación anterior se incrementará sumando la cantidad $(1-F_k)B$ pero el resultado no será mayor que 0.9 en donde B es el coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes L' , y se obtiene de la tabla siguiente:

L /H	1.5	1.75	2.00	2.50	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

La contribución del refuerzo a carga vertical de dadas y castillos o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el refuerzo resistente en compresión de la mampostería f_m^* como sigue:

El valor f_m^* en 25% pero no en más de 7 kg/cm²: para mampostería que cumpla con los requisitos de reforzada interiormente.

El valor de f_m^* podrá incrementarse en 4 kg/cm² para muros que cumplan con los requisitos de confinamiento.

Resistencia a cargas laterales.

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante y del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño, la revisión podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

Revisión por cortante en muros de mampostería.

Lo primero que debemos conocer, es la fuerza cortante que puede resistir la mampostería y para ello podemos utilizar las siguientes expresiones:

a) para muros diafragma.

$$V_R = F_v (0.85 v^* A_T)$$

b) para otros muros.

$$V_R = F_v (0.5 v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_v v^* A_T$$

En donde:

P es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determinará por medio de la tabla siguiente.

P I E Z A	TIPO DE MORTERO	v^* en kg/cm^2
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3.0
Tabique de concreto ($f'_c > 80 \text{ kg/cm}^2$)	I	3
	II y III	2
Tabique hueco de barro	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

El factor de reducción de resistencia, F_a , se tomará como:

0.7 Para muros con diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, que cumplan con los requisitos que marcan las normas.

0.4 Para muros no confinados ni reforzados.

Solo se podrá incrementar la fuerza resistente de diseño cuando cumpla con las dos condiciones siguientes: que haya refuerzo horizontal en las juntas con las características que se definen en las normas, para muros confinados; y cuando se tenga refuerzo interior en el muro. Este incremento será del 25% de la fuerza cortante resistente calculada con la ecuación del inciso b siempre y cuando la cuantía del refuerzo horizontal, P_h , no sea inferior a .0005 ni el valor que resulte de:

$$P_h = 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{f_y}{4200}$$

Revisión por flexocompresión en el plano del muro.

Para muros reforzados con castillos el momento resistente se calculará con:

$$M_o = F A_D f_y d'$$

Donde:

- A_D es el área de acero colocada en el extremo del muro.
 d' la distancia entre los centroides del acero colocado en los extremos del muro.

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento resistente de la sección se calculará con:

$$M_m = M_o + 0.30 P_u d', \text{ si } P_u \leq P_n/3$$

$$M_m = (1.5 M_o + 0.15 P_n d') \left(1 - \frac{P_u}{P_n}\right), \text{ si } P_u > P_n/3$$

Donde:

- P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considera positiva si es de compresión.
 d' el peralte efectivo del refuerzo de tensión.
 P_n la resistencia a compresión axial.
 F_n se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq P_n/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

VI.5 REVISION DE LA CIMENTACION.

Los factores más importantes que intervienen en el comportamiento de una cimentación los encontramos en el tipo de suelo en el que está quedará apoyada.

Los parametros más importantes que se deben definir en los suelos para ver el comportamiento de la cimentación son; la capacidad de carga y los hundimientos diferenciales.

Los subsuelos difíciles se encuentran en aquellos sedimentos que se extienden a grán profundidad con media a muy alta compresibilidad y de medio a bajo esfuerzo cortante resistente y en donde las condiciones hidráulicas juegan un factor importante.

Existen varias teorías de capacidad de carga en suelos, y se basan en hipótesis simplificatorias del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos de los mismos pero a su vez tomando en cuenta observaciones y empirismo.

Las teorías que tenemos dependen del tipo de suelo; si es cohesivo o friccionante, pero existen algunas teorías que son las más utilizadas y tratan a suelos con cohesión y fricción, que sería el caso más general, es recomendable utilizar varias teorías y ver cual es la que se apega más a nuestro tipo de suelo.

Para cualquier tipo de cimentación se deben revisar los estados límite de falla que corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la cimentación o de cualquiera de sus miembros, o al hecho de que sin que se agote la capacidad de carga; se puedan presentar daños irreversibles que afecten su resistencia ante acciones futuras; se revisará que no puedan alcanzar estados de este tipo como son: falla local o colapso general, extracción, movimiento lateral, flotación, desequilibrio estático, etc.

Cada uno de estos estados límite de falla deberán evaluarse para las condiciones más críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura y para tiempos del orden de la vida útil de la misma.

Los estados límite de servicio deberán ser revisados también y estos serán los que tenemos cuando la cimentación llega a estados que afecten el correcto funcionamiento, pero no su capacidad de carga; Debemos revisar aquí el movimiento vertical medio (*hundimiento o emersión*), la inclinación media y la deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos se deberá considerar el componente inmediato bajo carga estática, el accidental principalmente por sismo y el diferido por consolidación y la combinación de los tres. El valor esperado deberá ajustarse a lo

dispuesto por las normas técnicas complementarias., y estos deberán ser lo suficientemente pequeños para no causar daños a la propia cimentación, a la superestructura, a sus instalaciones, elementos no estructurales, acabados, a construcciones vecinas y a los servicios públicos.

Cimentaciones Desplantadas en Zapatas.

Estas se deberán revisar en general por:

Estados límite de falla:

- Falla local o general del suelo por cortante bajo la zapata.
- Falla por voltéo.
- Falla por extracción.
- Falla por desplazamiento horizontal.
- Existencia de oquedades o grietas en suelos muy heterogéneos.
- Falla por licuación.

Estados límite de servicio:

- Asentamientos inmediatos.
- Asentamientos diferidos.
- Movimientos de cimentaciones superficiales desplantadas en suelos expansivos.
- Asentamientos por compactación bajo carga dinámica.
- Asentamiento por colapso del suelo de cimentación.

Deberá ser capaz de resistir también las acciones internas que resulten en las zapatas (Flexión, Cortante, Penetración)

Cimentaciones Desplazadas en Losas:

Estados límite de falla:

- Falla por cortante.
- Falla por flotación.
- Falla de muros de contención perimetrales.
- y cualquiera de los vistos para zapatas.

Para los estados límite de servicio, serán los presentados para zapatas.

Este subtema no contiene procedimientos de revisión por ser demasiado extenso ver cada uno de los tipos de cimentación y forma de revisión, solo se definen los tipos de falla para zapatas y losas de cimentación.

VI.6 OTRAS CONSIDERACIONES.

Marcos dúctiles:

Las normas, nos marcan una serie de restricciones para el caso de *marcos dúctiles* y en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_s f'_c/10$.

Con respecto a su geometría, la relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 2.5. La dimensión transversal menor será de por lo menos 30 cm. para miembros sujetos a flexocompresión; el área A_s no será menor que $P_u/0.5 f'_c$ para toda combinación de carga; la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

Con respecto a la resistencia que deben tener los elementos tenemos las siguientes restricciones; se debe satisfacer que:

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g$$

En donde ΣM_e es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llagan a un nudo.

ΣM_g es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a ese nudo; estos momentos resistentes son referidos al centro del nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de manera que los momentos

de las columnas se opongan a los de las vigas; la condición debe cumplirse para los dos sentidos en los que puede actuar un sismo.

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente, M_e , de una columna, la fracción de dicha carga debida a sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor. En tal caso, la columna se dimensionará tomando en cuenta el incremento de carga mencionado. El factor de resistencia por flexocompresión se tomará igual a 0.8.

Como opción, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si el factor de resistencia por flexocompresión se le asigna el valor de 0.8.

El refuerzo longitudinal deberá ser mayor que el 1% pero menor que el 4%; solo se permitirá formar paquetes de dos barras.

Requisitos de anclaje:

El traslape de barras longitudinales solo se permite en la mitad central del elemento; y deben de cumplir que cuando se traslapan más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales consistentes por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

La longitud de traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada multiplicando la longitud básica. L_{db} , calculada con:

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

d_b es el diámetro de la barra en cm. y a_s su área transversal en cm^2

por el factor o los factores indicados en la siguiente tabla, pero no es aplicable este procedimiento para barras mayores que el No. 12. (En ningún caso L_d será menor de 30 cm.)

Condición del refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de una manera que bajo de ellas se cuelen más de 30 cm de concreto.	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con f_y mayor que 4200 kg/cm^2	2- $\frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1mm ó No.6	1.2
Todos los otros casos	1.0

VII CONCLUSIONES

Del presente trabajo se pueden resumir varios puntos de los cuales destacan:

La importancia que tiene una revisión estructural, como una medida de seguridad necesaria para edificaciones construidas con reglamentos diferentes a los actuales, sobre todo en construcciones que presenten algún tipo de daño. Aunque no debemos limitar el trabajo de revisión a estructuras que se encuentren de alguna manera deterioradas, ya que el aparente buen estado de estructuras diseñadas con reglamentos anteriores, no garantizan un buen funcionamiento en su vida útil, pues los daños ocasionados por los sismos de 1985 son una muestra clara de esto.

No es justo culpar tampoco a los reglamentos anteriores por estos daños; ya que en muchos casos, fué una mala aplicación o interpretación, la que pudo ocasionar los daños, y no los lineamientos teóricos que en el reglamento y las normas técnicas complementarias se encuentran. Es por esto que se debe enfatizar

la buena interpretación del reglamento, por todos los ingenieros civiles para que no se hagan omisiones que pueden ser de gran importancia en el diseño de una estructura.

Se ha hecho hincapié en el uso del reglamento, pero debemos tomar en cuenta que las teorías y expresiones matemáticas que en el reglamento y sus normas técnicas complementarias aparecen, no son las únicas; y el uso de otras teorías es permitido, siempre y cuando tengan una fundamentación teórica adecuada, ya que el mismo reglamento así lo menciona.

Se debe considerar que la Ingeniería Civil no se tiene que sentir limitada por los reglamentos existentes, ya que esto cortaría la creatividad y la labor científica que pudieran tener los ingenieros civiles, y con esto truncaría el constante avance que debe tener la ingeniería civil.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, D.D.F. 1987.
- 2.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Mampostería, D.D.F. 1987.
- 3.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, D.D.F. 1987.
- 4.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.D.F. 1987.
- 5.- Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E. Análisis de Estructuras, C.2.1, 1980.
- 6.- Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E. Cimentaciones en Suelos, B.2.4, 1981.
- 7.- Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Enrique Bazan Zurita y Roberto Meli Piralla, 1987.
- 8.- Estructuras de Concreto Reforzado, R.Park y T. Paulay.
- 9.- Apuntes de Mecánica de Materiales, Segundo Curso, F.I., U.N.A.M., 1985.
- 10.- Apuntes de Mecánica de Materiales III, Estabilidad de Elementos Estructurales, Manuel Díaz Canales, F.I. U.N.A.M., 1987.