



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO

RICARDO EDMUNDO BONILLA MAZARIEGOS

Asesorado por Ingeniero Rolando Chaluleu

Guatemala, septiembre de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

RICARDO EDMUNDO BONILLA MAZARIEGOS
ASESORADO POR ING. ROLANDO CHALULEU

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA , SEPTIEMBRE DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II: Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III: Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV: Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V: Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO: Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO: Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR: Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
EXAMINADORA: Ing. Edgar Enrique Gramajo Barrios
EXAMINADOR: Inga. Carmen Marina Mérida Alva
SECRETARIO: Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 5 de Agosto de 2,004

Ricardo Edmundo Bonilla Mazariegos

AGRADECIMIENTOS

A los ingenieros:

Juan José Hermosilla Montano

Raúl Eduardo León Seis

Rolando Leonel Chaluleu Pacheco

Fernando Rafael Rivera Turcios

Nery Figueroa Guerra

Christa Classon Rehwoldt

René Rodas Marotta

Ana Esther Barrientos

Rainer Fleischacker

Luis Armando Sifontes

Carlos Salvador Gordillo

Por ser parte fundamental en la culminación de mis estudios. De ellos he aprendido innumerables lecciones en el transcurso de la vida.

ACTO QUE DEDICO A

JEHOVÁ DIOS

Quien es fuente de todo conocimiento y sabiduría, quien es merecedor de toda honra, gloria y honor.

MIS PADRES

José Edmundo y Mirta Consuelo
Con mucho amor y en reconocimiento a su apoyo y esfuerzos

MIS HERMANOS

Ramiro Edmundo (Q.E.P.D)
Mirta Rosa
Con amor, cariño y respeto

MI ESPOSA

Glenda Lorena
Con amor, gracias por compartir la vida

MIS HIJOS

Ricardo Jeffthé
Jeaneth Mirta Lorena
Quienes son las niñas de mis ojos

MI BISABUELA

Virginia Carranza (Q.E.P.D)

MIS ABUELOS

José David y Mirta Rosa (Q.E.P.D)
José Edmundo y Berta Alicia (Q.E.P.D)

A MI FAMILIA:

En especial a: David y Miriam, María Delia, Rolando y Ana María, Julieta Hernández, Jorge Antonio, Danilo (QEPD) Melecio y Alicia (Q.E.P.D), Esther, Abigail, Araceli, Marco Tulio, Jaime Amilcar, Hernán y Lila, Otto, Romeo y María Cristina, Edelmira, Alba, Flory, Francisca Vda de Ortiz, Tere Hernández (QEPD), Dagoberto (QEPD), Judith Dueñas, Juan Mario.

A MIS AMIGOS

Rodolfo Medrano, Jessica Castroconde, Samuel Adolfo, Irma Hernández, Julio e Irma, Fernando y Sucely, Rodolfo y Amparo, Rodolfo Aguilar, Julio Aguilar, familia Alburez Mendieta, Rubén y Odilia, José Luis, Evelyn Mena, Carlos Figueroa, Julio César Valdez (QEPD), Aurora de Valdez, William Gutiérrez, Oscar y Dolores, Adriana Ibarra.

A LA FACULTAD DE INGENIERÍA

A LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VIII
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	X
INTRODUCCIÓN	XI
1 ORIGEN DE LA CONFIGURACIÓN	
1.1 Un poco de historia	1
1.2 La naturaleza de la configuración	2
1.3 La importancia de la configuración	3
1.4 La configuración y los reglamentos	4
2 MOVIMIENTO DEL SUELO	
2.1 La naturaleza del suelo	5
2.1.1 Clasificación de los sismos según la distancia	7
2.1.2 Clasificación de los sismos según su origen	7
2.1.3 Clasificación de los sismos por el tipo de onda	8
2.2 Medida del movimiento del suelo	9
3 REACCIÓN AL MOVIMIENTO DEL SUELO	
3.1 Fuerzas de inercia	13
3.2 Período y resonancia	15
3.3 Amortiguamiento	16
3.4 Ductilidad	17

3.5	Torsión -----	18
3.6	Resistencia y rigidez -----	20
3.7	Sistemas resistentes -----	21
3.8	Diafragmas -----	25
3.9	Marcos resistentes a momentos -----	27
3.10	Elementos no estructurales -----	28
4	INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO	
4.1	Aspectos generales -----	29
4.2	Escala -----	29
4.3	Altura -----	32
4.4	Tamaño horizontal -----	33
4.5	Proporción -----	34
4.6	Simetría -----	34
4.7	Densidad en planta -----	35
4.8	Resistencia perimetral -----	36
5	IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS EN CONFIGURACIONES SENCILLAS	
5.1	Variaciones de resistencia y de rigidez perimetrales -----	39
5.2	Ubicación del núcleo -----	40
6	CONFIGURACIONES CON ESQUINAS INTERIORES	
6.1	Definición -----	43
7	DISCONTINUIDADES EN RESISTENCIA Y RIGIDEZ	
7.1	Problemas creados por discontinuidades en la rigidez -----	47
7.2	El piso débil -----	47

7.3	Soluciones -----	49
7.4	Muros de corte discontinuos -----	50
7.5	Variación de rigidez en las columnas -----	52
7.6	Columna débil, viga fuerte -----	54
8	ANÁLISIS Y CÁLCULO DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES	
8.1	Predimensionamiento -----	55
8.2	Determinación de vigas secundarias -----	61
8.3	Determinación de cargas -----	62
8.3.1	Cargas muertas -----	62
8.3.2	Cargas vivas -----	63
8.3.3	Integración de cargas -----	63
8.4	Análisis sísmico -----	64
8.4.1	Corte basal -----	64
8.4.2	Fuerza Ft -----	66
8.5	Cálculo de torsión -----	67
8.5.1	Centroide de rigidez niveles 1,2 y 3 -----	68
8.5.2	Distribución de cargas por torsión y rigidez -----	73
8.6	Análisis de resultado de los marcos y diseño de elementos estructurales -----	79
8.6.1	Análisis de los marcos estructurales y combinaciones -----	79
8.6.2	Análisis de viga por tramos -----	82
8.6.3	Análisis y diseño de una columna -----	84
8.6.3.1	Combinación de esfuerzos -----	84
8.6.3.2	Cálculo de magnificador de momentos -----	87
8.6.3.3	Diseño del área de refuerzo -----	89
8.6.4	Diseño del cimientto de la columna en ejes C-3 -----	92
8.6.4.1	Diseño del área de cimentación -----	92
8.6.4.2	Diseño del cimientto por flexión -----	95

8.6.4.3	Diseño del cimientto por punzonamiento -----	97
8.6.4.4	Diseño del cimientto por acción de viga -----	98
CONCLUSIONES -----		101
RECOMENDACIONES -----		103
BIBLIOGRAFÍA -----		104

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Tamaño, forma y ubicación de los elementos estructurales -----	3
2	Definiciones para describir un sismo -----	6
3	Efecto fuerza – excentricidad -----	14
4	Períodos fundamentales de algunas estructuras -----	15
5	Centros de rigidez -----	18
6	Torsión por tipos diferentes de rigidez -----	19
7	Rigidez relativa de muros idénticos excepto en su longitud -----	20
8	Sistemas resistentes a sismos -----	21
9	Analogía de comportamiento de un diafragma -----	25
10	Analogía de comportamiento de un diafragma con un boquete -----	26
11	Esquema de un marco rígido -----	27
12	Detalle típico de muro tabique -----	28
13	Comparación de marcos en proporción de 1 a 2 -----	30
14	Resistencia perimetral con diferentes brazos de palanca -----	37
15	Variaciones de rigidez -----	40
16	Torsión producida por ubicación del núcleo -----	41
17	Formas que contienen esquinas interiores -----	43
18	Diferencia de deformaciones -----	44
19	Piso débil, por cambio de altura de piso -----	48
20	Piso débil por discontinuidad -----	49
21	Solución arquitectónica para evitar el piso débil -----	50
22	Elevación de muro de corte discontinuo en la base -----	51
23	Marco estructural del edificio Macuto-Sheraton de Venezuela -----	52

24	Variación de centro de rigidez por columnas cortas-----	53
25	Planta de estructura del nivel 1 -----	56
26	Planta estructura con indicación de secciones de vigas -----	59
27	Planta de cotas más dimensiones de columnas -----	60
28	Planta de ubicación de vigas secundarias nivel 1 -----	61
29	Planta centroide geométrico de nivel 1 -----	68
30	Planta ubicación de centroide de rigidez, nivel 1 -----	72
31	Planta ubicación centroide geométrico niveles 2 y 3 -----	73
32	Planta ubicación brazos para cálculo de torsión niveles 1, 2 y 3 -----	74
33	Fuerzas finales horizontales en marcos -----	77
34	Resultados del análisis de cargas en marco eje "C" -----	80
35	Resultados del análisis por tramos en una viga -----	83
36	Planta de refuerzo de columna en ejes C-3 -----	91
37	Áreas que influyen en los esfuerzos flexionantes en las zapatas -----	95
38	Área de zapata que absorbe el momento -----	96
39	Planta de refuerzo de zapata -----	97
40	Secciones críticas en un cimiento -----	98

TABLAS

I	Factor k de fuerzas horizontales para edificios y otras estructuras -----	23
II	Factor c para fuerzas horizontales para fracciones o segmentos de construcciones y otras estructuras -----	24
III	Cálculo de peso de estructura -----	66
IV	Cálculo de Fuerzas de piso -----	66
V	Centro geométrico nivel 1 -----	67
Vi	Centro geométrico niveles 2 y 3 -----	67
VII	Propiedades de los elementos estructurales verticales, nivel 1-----	69
VIII	Propiedades de los elementos estructurales verticales, niveles 2 y 3 ---	69

IX	Centro de rigidez sentido letra nivel 1 -----	71
X	Centro de rigidez sentido letra niveles 2 y 3 -----	71
XI	Centro de rigidez sentido número, nivel 1 -----	71
XII	Centro de rigidez sentido número, niveles 2 y 3 -----	72
XIII	Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido letra, nivel 1 -----	75
XIV	Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido número, nivel 1 -----	76
XV	Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido letra, nivel 2 -----	76
XVI	Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido número, nivel 2 -----	76
XVII	Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido letra, nivel 3 -----	76
XVIII	Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido número, nivel 3 -----	77

GLOSARIO

- Capacidad de reserva** Es la aptitud de una estructura completa para resistir sobrecarga, y depende de la ductilidad de sus miembros.
- Densidad en planta** Es el área total de los elementos estructurales verticales dividida entre el área bruta del piso.
- Diafragma** Se usa para identificar elementos resistentes horizontales (generalmente entrepisos y techos) que actúan transfiriendo fuerzas laterales entre elementos resistentes verticales.
- Encimamiento** Se llama así al colapso de la estructura y los diafragmas se apilan, separados únicamente por escombros; se debe a la destrucción de los elementos verticales de la estructura.
- Simetría estructural** Existe simetría estructural en un plano cuando el centro de rigidez y el centroide geométrico están ubicados en el mismo punto.

RESUMEN

El conjunto de elementos estructurales de una edificación soporta el peso de todos los elementos que la constituyen y para la cual fue construida, así mismo los esfuerzos producidos por los movimientos sísmicos. Cada elemento estructural contribuye a la respuesta de la estructura en dos formas, la primera por sus características propias y la segunda en función de la ubicación y dirección dentro del conjunto de elementos, refiriéndose ésta última a que si los elementos no están bien adecuados y/o ubicados pueden producir efectos no deseables.

Por ello es importante conocer cómo se comportan los elementos estructurales individualmente así como los efectos que provocan al interactuar en conjunto. Se realiza un breve exposición de los elementos básicos que componen una configuración estructural, efectos no deseables y algunas configuraciones defectuosas, y se proponen algunas soluciones propias a la configuración.

OBJETIVOS

General

Presentar los elementos básicos que forman la configuración estructural y la forma en que estos afectan la respuesta de la estructura cuando está sometida a fuerzas sísmicas. Para determinar la importancia de la configuración y ser tomada en cuenta durante la etapa del anteproyecto.

Específicos

1. Presentar la importancia de tener clara la diferencia de los conceptos configuración estructural, análisis estructural y diseño estructural.
2. Determinar los elementos que forman parte de la configuración estructural.
3. Determinar cómo interactúan los elementos según sus características propias.
4. Exponer efectos no deseados producidos por configuraciones no adecuadas que se encuentran con frecuencia.

INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista estructural la planificación de un edificio debe partir de una configuración estructural adecuada para que posteriormente se desarrolle el cálculo estructural necesario y se diseñen los elementos adecuadamente.

El concepto de configuración estructural no está normado en código alguno en una forma estricta, esto es debido a que no es posible, sin embargo existen conceptos básicos que orientan al diseñador.

Con el presente trabajo se pretende auxiliar y fortalecer en alguna medida el concepto de configuración estructural partiendo de sus orígenes; los elementos que la constituyen; la forma en qué afecta un sismo a una estructura; tipos de sistemas resistentes, efectos no deseables de algunos tipos de configuraciones; configuraciones defectuosas y algunas soluciones a dichos problemas.

1. ORIGEN DE LA CONFIGURACIÓN

1.1 Un poco de historia

En la antigüedad los movimientos sísmicos eran considerados actos divinos, y las medidas de precaución consistían en ofrecer plegarias o sacrificios y no en soluciones arquitectónicas o de ingeniería. Posterior al terremoto de San Francisco de 1906, se empezó a establecer la idea de que el diseño del edificio influía en su comportamiento ante los movimientos sísmicos; en 1923, cuando ocurrió el terremoto de Tokio, se establecieron firmemente los principios del diseño sísmico basados en métodos empíricos.

Después del desastre provocado por el sismo en Tokio, el estudio de la ingeniería sísmica fue abordado por algunos de los ingenieros y geólogos más brillantes del mundo, y se desarrollaron ampliamente los métodos analíticos.

En la actualidad, el estudio de la ingeniería sísmica posee un interés primordial, con una mayor acentuación en países desarrollados, y a medida que continúa la investigación el nivel de la práctica del diseño sísmico se vuelve más complejo. Esto tiene el efecto de elevar el nivel de la responsabilidad profesional y amplía lo que se espera que el profesional conozca.

Con este cambio en el nivel de conocimiento ha surgido una concepción revisada de la responsabilidad y obligación profesional que está afectando todas las áreas del diseño.

1.2 La naturaleza de la configuración

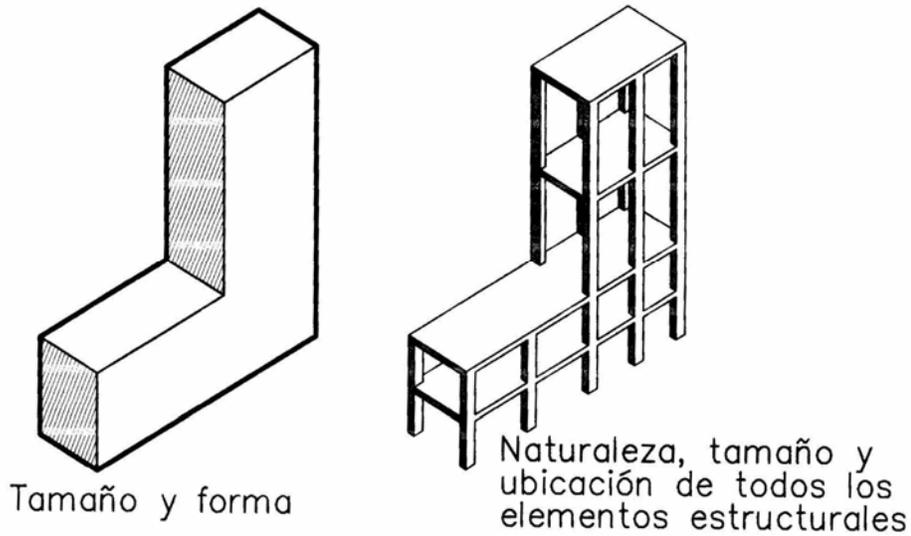
La configuración en general se define como el tamaño, la forma, y la ubicación de los elementos estructurales que puedan influir en el comportamiento estructural de la edificación. Esto comprende elementos como muros, columnas, diafragmas, núcleos de gradas, vigas y todos aquellos elementos estructurales y constructivos que interaccionan para soportar las fuerzas verticales y horizontales que actúan sobre una edificación.

La configuración y las características de elementos que forman parte de un edificio se originan en el anteproyecto y en el plan de trabajo propuesto, este último se puede resumir como una descripción de las actividades que han de desarrollarse durante la ejecución de un edificio enmarcadas en un tiempo determinado.

Las actividades demandan del establecimiento de ciertos ambientes y tipos de divisiones del espacio, conectados por medio de circulaciones y pasillos. Por las combinaciones de espacios de actividades y de circulación se llega a ciertas dimensiones y, finalmente, a la configuración arquitectónica en la cual; idealmente, debe ser considerada la configuración estructural.

Existen otros determinantes de configuración que a veces dominan, como la geometría, geología, clima del lugar de la construcción, requisitos de diseño urbano y aspectos arquitectónicos de estilo. La elección final de la configuración es el resultado de un proceso de decisión que considera de alguna manera estos requisitos variables, y que influye y resuelve los conflictos en la misma.

Figura 1. Tamaño, forma y ubicación de elementos estructurales



1.3 La importancia de la configuración

Los efectos provocados por un sismo son resistidos directamente por los elementos estructurales de una edificación; la respuesta en conjunto de dichos elementos puede ser eficiente o deficiente, esto dependerá de las características y ubicación de los elementos. Dado que esto es exactamente lo que encierra el término configuración es obvia la importancia de una buena configuración.

A través de la historia se encuentran casos en los cuales las estructuras han fallado, tales casos se hubieran evitado con una adecuada configuración, un ejemplo es mostrado y comentado en el capítulo 7.

1.4 La configuración y los reglamentos

La mayoría de países han instituido la solución de problemas vitales y de seguridad de la construcción en forma de reglamentos que especifican normas seguras para el diseño y la construcción, como el SEAOC, UBC, ACI, AGIES.

Pese a que la importancia de la configuración en el comportamiento de una edificación el tema no es normado muy drásticamente por los códigos debido a la gran variabilidad de formas e irregularidades que pueden existir, por lo cual es casi imposible establecer parámetros definidos y reglas razonables al respecto.

Según el código UBC en la sección 2303 titulada "Método de Diseño" *"cualquier sistema o método de construcción para ser utilizado podrá ser admitido o aceptado si éste es acorde a los principios de mecánica aceptados"*; con lo anterior se deja ver que los códigos son bastante abiertos en cuanto a la configuración estructural, ya que la aceptación de una estructuración específica será sustentable si se analiza correctamente mediante principios de mecánica.

2. MOVIMIENTO DEL SUELO

2.1 La naturaleza del suelo

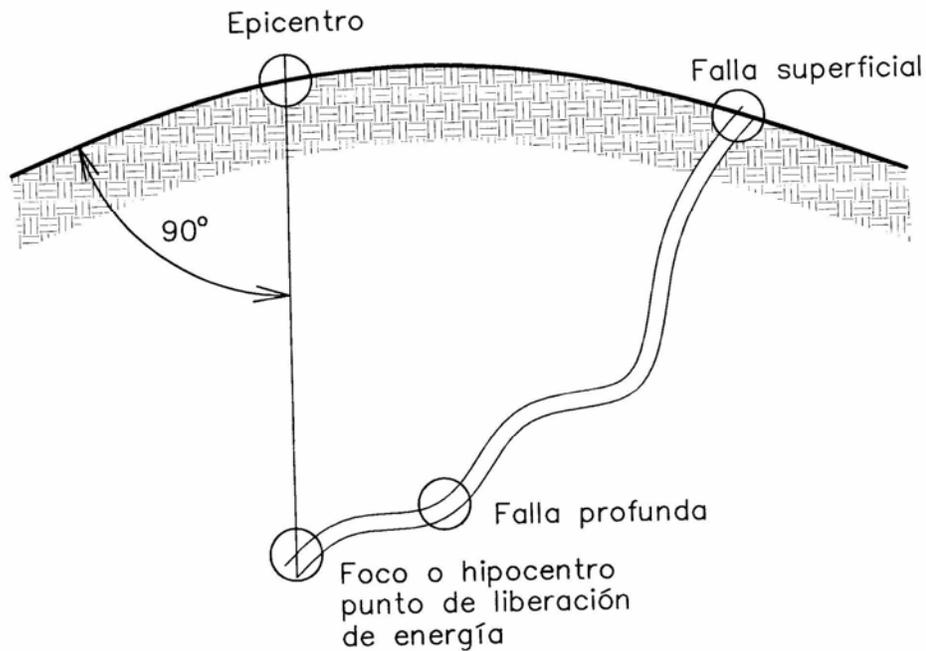
Si uno pudiera quedarse suspendido y sin moverse durante un sismo, sobre un punto marcado sobre la tierra, parecería que ésta se mueve erráticamente, describiendo un camino aleatorio parecido a los recorridos sin rumbo de un insecto. La expresión “movimiento del suelo” es una descripción literal. En ocasiones el movimiento del suelo predomina de un lado a otro en una dirección general o constituye una sola sacudida, pero esto no se puede predecir.

La mayoría de los sismos se deben a un deslizamiento en un plano de falla, a menudo muy abajo de la superficie de la tierra. Los geólogos tienen varios métodos para determinar la presencia de los planos de falla y sus características. La presencia de una falla indica la posibilidad de un sismo, aunque la determinación de su tamaño y probabilidad de ocurrencia constituyen aún un aspecto científico incierto. El deslizamiento a lo largo de un volumen de falla muy abajo de la superficie de la tierra, eventualmente puede producir una falla superficial, es decir una grieta o abertura en la superficie de la tierra. La falla superficial de la tierra puede causar grandes movimientos de tierra, quizá de varios metros, y un edificio situado en una falla superficial sufrirá un daño grave independientemente de lo bien diseñado que esté.

El epicentro es el punto sobre la superficie de la tierra que está directamente encima de donde se inicia la liberación de energía y el movimiento de la falla.

Puesto que el plano de falla no es necesariamente vertical, y como la falla se puede fracturar a una distancia considerable, la sacudida en el epicentro puede no ser la más intensa, aunque casi con certeza será una de las áreas más fuertemente sacudidas por los sismos.

Figura 2. Definiciones para describir un sismo



Al hablar de sismos y movimiento de suelo es bueno hacer la aclaración que se refiere a dos conceptos entrelazados pero distintos, ya que se puede clasificar los sismos según su origen y según la distancia a la que se hayan producido; también pueden clasificarse según el movimiento del suelo catalogándolos por tipos de ondas.

2.1.1 Clasificación de los sismos según la distancia

La clasificación de los sismos según la distancia a la que se producen respecto a la estación de observación, se ha nombrado de la siguiente forma:

Nombre	Distancia en kilómetros.
Local	Menor o igual a 100
Vecino	de 101 a 600
Cercano	de 601 a 1,200
Distante	de 1,201 a 6,000
Lejano	de 6,001 a 12,000
Remoto	de 12,001 a 20,000

2.1.2 Clasificación de los sismos según su origen

La clasificación de los sismos según su origen se pudo determinar hasta este siglo, agrupándolos en tres grupos:

- Sismos de origen volcánico. Entre las principales causas de sismos de origen volcánico se tiene la fractura del volcán, formación de nuevos cráteres y por movimientos o retumbos debidos a explosiones internas.
- Sismos de origen tectónico. Los sismos de este tipo se pueden presentar inesperadamente desde grados inapreciables hasta grandes catástrofes; abarcan una gran superficie en el interior de la tierra, sus principales causas son debidas a los movimientos de placas a grandes profundidades.

- Sismos perimétricos. Los aparatos que registran todos los sismos, a veces toman registros de vibraciones ajenas a la perturbación de la tierra tales como el oleaje del mar, la acción del viento, el tráfico, los motores industriales, los cuales causan movimiento a las masas de tierra.

2.1.3 Clasificación de los sismos por el tipo de onda

El movimiento del suelo que se transmite a través de la base de un edificio tiene una forma azarosa, pero a veces una dirección muy definida. El movimiento originado se clasifica en cuatro tipos de ondas claramente definidos. La primera es la primaria u onda P, que es la más rápida y se desplaza a aproximadamente 8 km/seg y es la que arriba primero a una estación de registro.

El segundo tipo es la onda secundaria u onda "S"; el tercer tipo de una onda superficial denominada onda de Love, es similar a una onda secundaria sin desplazamiento vertical; mueve al suelo de un lado a otro horizontalmente paralela a su superficie, en ángulos rectos respecto a la dirección de propagación y produce sacudidas horizontales. El cuarto tipo, también una onda superficial, se conoce como onda de Rayleigh; en ésta el material perturbado se mueve tanto vertical como horizontalmente en un plano alineado en la dirección en que viajan las ondas.

Los movimientos del suelo debidos al un sismo pueden aumentar o reducirse en amplitud o tamaño, y su rapidez de vibración o frecuencia puede variar cuando las ondas se desplazan a través de diversas capas de suelo o roca. Las amplificaciones relativas de un suelo aluvial o de fango en comparación con la de granito, son aproximadamente de cuatro a nueve veces mayores respectivamente.

El otro tipo de movimiento peligroso del suelo está asociado a riesgos geológicos. La licuación es una condición en la que el suelo cambia temporalmente su estado. Este efecto está relacionado con suelos granulares sueltos, arena y la presencia de agua; por ello tiende a presentarse en sitios cercanos a ríos lagos y bahías.

2.1.4 Medida del movimiento del suelo

El sismógrafo registra el movimiento del suelo; este instrumento apareció a fines del siglo XIX, y registra el movimiento respecto al tiempo de un péndulo que pende libremente dentro de un marco sujeto al suelo. En el sismógrafo moderno el movimiento del péndulo se convierte en señales electrónicas sobre una cinta magnética. Los instrumentos normales se colocan de tal modo que midan movimientos a lo largo de dos ejes horizontales y uno vertical. Las medidas más importantes en el registro de los sismos son: velocidad, aceleración y desplazamiento.

La aceleración indica el cambio de velocidad, cuando se multiplica por la masa produce la cantidad de fuerza de inercia que debe resistir el edificio. La velocidad se mide en pulgadas o centímetros por segundo, se refiere al cambio del movimiento del suelo. El desplazamiento, medido en pulgadas o centímetros por segundo se refiere al cambio del movimiento del suelo, este desplazamiento referido a la distancia de una partícula que se mueve de su posición de reposo.

Una aceleración del suelo cercana al 50% de la gravedad es muy alta. En los pisos superiores de los edificios, las aceleraciones máximas son más altas, según del grado en que la masa y la forma del edificio actúen para amortiguar los efectos vibratorios.

Se puede alcanzar una cifra del 100% de gravedad, en un sentido estático, esto es equivalente a tratar de diseñar un edificio en voladizo. La medida de aceleración se usa comúnmente para indicar el posible poder destructivo de un sismo en relación con un edificio.

Una medida más significativa es la aceleración combinada con la duración; es muy importante entender que cierto número de ciclos de aceleración moderada pueden ser mucho más difíciles de soportar que un solo ciclo de un valor mucho mayor; ya que debido a la repetición de una onda la estructura puede entrar en resonancia.

El término Magnitud del temblor a menudo se expresa como una medida de Richter basada en la escala establecida por el profesor Charles Richter del Instituto de Tecnología de California en 1935.

Richter eligió el término Magnitud por analogía con el empleo correspondiente para fines astronómicos de una escala absoluta de brillantez de estrellas, independiente de la localización de la estación registradora.

La energía real liberada por un sismo no es una medida significativa en relación con la reacción de un edificio. Sin embargo, tiene un interés adicional saber que en efecto la liberación de energía de los terremotos es muy grande. La escala de Richter no tiene un máximo fijo, pero cerca del nueve es el dato más alto registrado. Un sismo de magnitud dos de la escala es el más pequeño que normalmente sienten los seres humanos; un evento con una magnitud de siete o más se considera alarmante.

La segunda medida muy importante es la intensidad. En nuestro medio la escala de uso más común es la de “Mercalli Modificada” (MM) originalmente propuesta en Europa en 1902 y modificada en 1931 por Wood Neuman.

La escala MM está basada en la observación subjetiva de los efectos de los sismos sobre los edificios, suelos y personas. Debido a que estos efectos serán diferentes según sea la distancia del epicentro, la naturaleza del suelo, y otras variables, un sismo tendrá muchos valores de MM.

3. REACCIÓN AL MOVIMIENTO DEL SUELO

3.1 Fuerzas de inercia

El movimiento del suelo no daña al edificio por un impacto similar al de una bola de un demoledor, o por presión aplicada externamente como la del viento, sino por fuerzas de inercia generadas internamente causadas por la vibración de la masa del edificio.

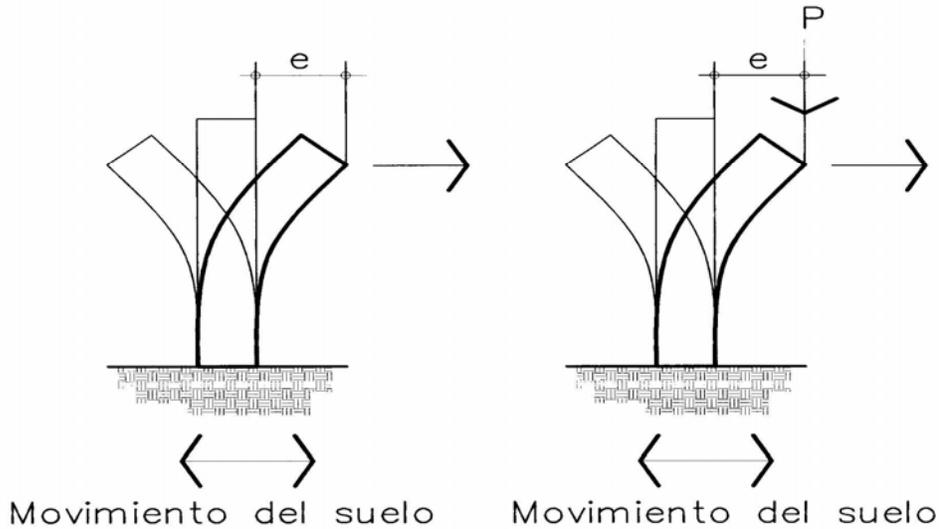
La masa, el tamaño y forma del edificio determinan parcialmente, tanto la naturaleza de estas fuerzas como la manera en que serán resistidas.

Otro aspecto intrínseco a la masa, además de su participación en el aumento de las cargas, es que la falla de elementos verticales como las columnas y los muros, puede presentarse por pandeo, cuando la masa, empujando hacia abajo debido a la gravedad ejerce su fuerza sobre un miembro flexionado o desplazado lateralmente por las fuerzas laterales. Este efecto se conoce como el efecto de “*P-e*” (fuerza y excentricidad).

Este efecto de la gravedad, es más aplicable a edificios altos, ya que estos por su altura pueden sufrir mayor pandeo bajo condiciones sísmicas, debe notarse que cuando una estructura se pandea mucho, el centro de masa en elevación queda excéntrico de su centro geométrico también en elevación, lo que da lugar a este efecto.

La esbeltez de un edificio, que es la relación que existe entre su base y su altura, es el mejor ejemplo para el efecto de fuerza – excentricidad, ya que entre más esbelto mayor es su susceptibilidad a este efecto.

Figura 3. Efecto fuerza - excentricidad.



Este efecto denominado *P-e* (fuerza – excentricidad) se da normalmente en edificaciones esbeltas, es decir que la relación base altura es grande.

El código UBC especifica la fuerza generada por este efecto según la fórmula:

$$F_t = 0.004V^*(H_s/D_s)^2$$

De donde

F_t es la fuerza resultante

V es el corte basal o fuerza sísmica

H_s la altura desde el cimiento hasta nivel analizado

D_s es la distancia horizontal mayor de la estructura

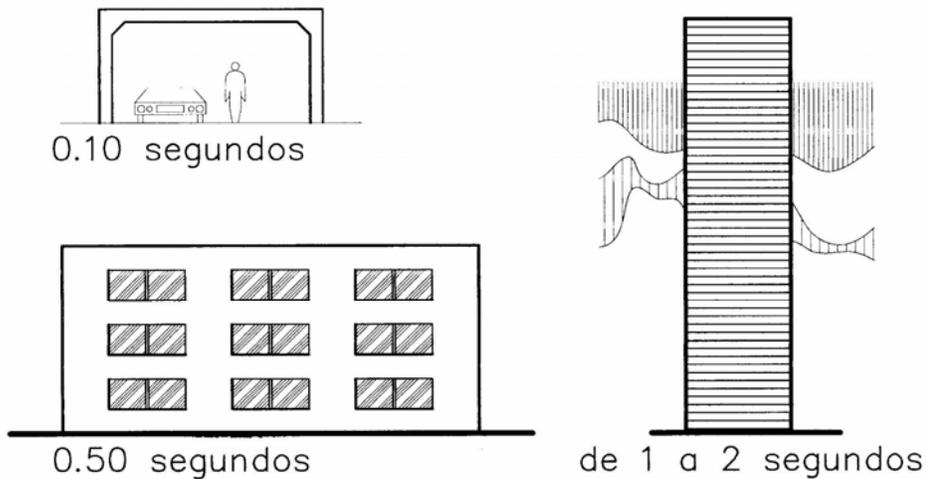
3.2 Período y resonancia

Se le llaman resonancia a la coincidencia de períodos de fuerza productora del movimiento con el período de respuesta de la estructura, por lo cual al entrar en resonancia las amplitudes de las ondas se suman produciéndose un efecto mayor.

El movimiento del suelo impartirá al edificio vibraciones similares a las que produciría al sacudir un asta de bandera, la cual tiene un objeto pesado en la parte superior.

Los períodos fundamentales de las estructuras pueden fluctuar desde aproximadamente 0.05 segundos para una pieza de equipo bien anclada, 0.1 para un marco sencillo de un piso, 0.5 para una estructura baja hasta de cuatro pisos y entre 1 y 2 segundos para un edificio alto de 10 a 18 niveles.

Figura 4. Períodos fundamentales de algunas estructuras.



El código UBC especifica el período como:

$$T = (0.05 \cdot H_n) / (D)^{1/2}$$

De donde

T es el período en segundos

H_n la altura desde el cimiento hasta el último nivel en pies

D la dimensión del edificio en pies, paralela a la aplicación de la fuerza

3.3 Amortiguamiento

Otro concepto importante es el de amortiguamiento, el cual afecta el comportamiento dinámico del edificio y modifica su respuesta al movimiento del suelo. Si un edificio resuena en respuesta al movimiento del suelo, su aceleración se amplifica del mismo modo en que la respuesta de ciertos tipos de suelos puede amplificar el movimiento del terreno. Estas amplificaciones pueden ser muy grandes; para un péndulo la amplificación se puede aumentar hasta 50 veces, un aumento que para un edificio, provocaría grandes fuerzas destructivas. Sin embargo, los edificios no pueden resonar con la libertad de un péndulo porque están amortiguados, es decir, son muy ineficientes para vibrar, y cuando se ponen en movimiento tienden a regresar rápidamente a su posición original. El amortiguamiento está ligado a la configuración estructural del edificio es decir, la distribución de sus elementos estructurales en conjunto con las características propias de los mismos.

Eliminado: ,

El amortiguamiento crítico se refiere al valor del amortiguamiento que evita la oscilación. Cuando se añade amortiguamiento, la forma general de la curva de respuesta sigue siendo la misma, pero las magnitudes se reducen en gran medida. Aunque el amortiguamiento está teóricamente sujeto a alteración, en la práctica por lo general no se contempla como una variable de diseño.

3.4 Ductilidad

Ésta es la propiedad de ciertos materiales para fallar sólo cuando se presente una considerable deformación inelástica, que consiste en que el material no regresa a su forma original después de la deformación. Los materiales frágiles como el concreto, fallan súbitamente con un mínimo de deformación. No obstante, ha de notarse que el acero contenido en el concreto reforzado también puede proporcionar una ductilidad considerable.

La ductilidad y la reserva de capacidad están estrechamente relacionadas y sobrepasan el límite elástico, esto se ha tomado en cuenta en los códigos de diseño. Por ejemplo en el UBC se norma el diseño de las construcciones para que soporten sismos moderados; en el caso de los sismos intensos se confía en la suficiente disponibilidad de ductilidad después de la cedencia para permitir a la estructura sobrevivir sin colapsar.

Los materiales dúctiles pueden soportar mayor carga antes de fracturarse completamente, además, las proporciones de los miembros, las condiciones de los extremos y los detalles de conexión también afectan la ductilidad.

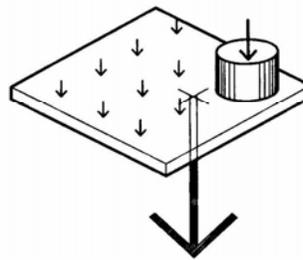
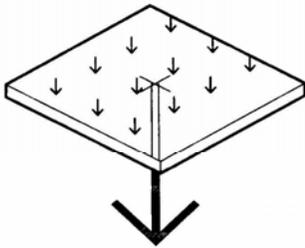
Para asegurar el comportamiento dúctil, se debe dar especial atención a los detalles, tales como cantidad de refuerzo longitudinal, anclaje del refuerzo, confinamiento del concreto comprimido, para evitar así los tipos de falla frágiles. El código ACI hace recomendaciones respecto a la cantidad de acero longitudinal que produce secciones dúctiles, a la vez que permite cierta redistribución de los momentos flexionantes.

3.5 Torsión

El centro de masa o centro de gravedad de un objeto es el punto en que se podría equilibrar exactamente sin provocar rotación. La masa uniformemente distribuida produce la coincidencia de un centro geométrico de planta con el centro de masa. Una distribución excéntrica de masa sitúa el centro de ésta lejos de un centro geométrico.

Figura 5. Centros de rigidez.

La masa está uniformemente distribuida
el centro de masa coincide con el
centro geométrico

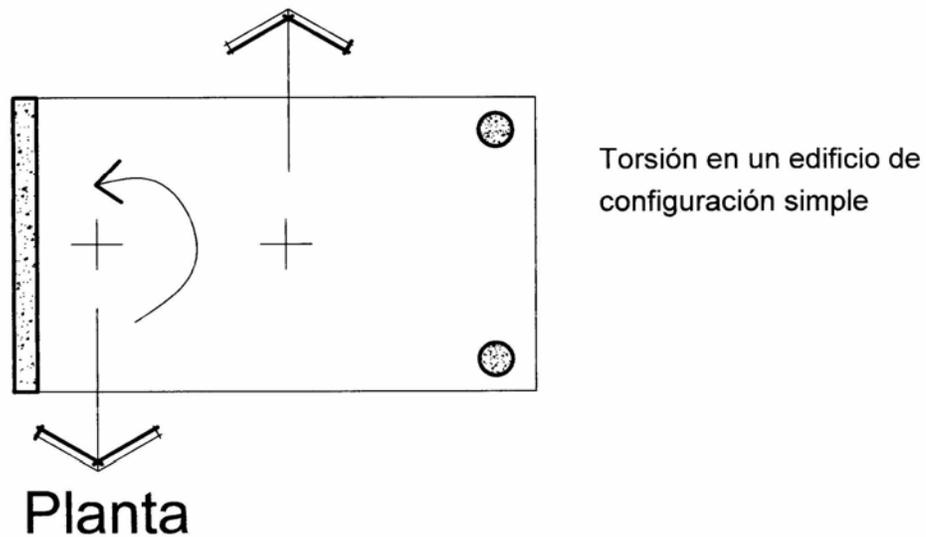


La masa está distribuida excéntricamente
el centro de masa tiene excentricidad
con respecto al centro geométrico

Cuando las partículas de masa se aceleran en forma horizontal debido a las fuerzas de inercia de un sismo, se aplican los mismos principios de equilibrio o de compensación. Los sismos crean fuerzas de inercia que se pueden equiparar a un equivalente de gravedad. Si la masa dentro de un piso se distribuye de manera uniforme, entonces la fuerza resultante de la aceleración horizontal de todas sus partículas se aplica a través del centro del piso.

Si la resultante de la resistencia que es proporcionada por muros o marcos pasa a través de este punto, y por tanto coincide con la resultante de las cargas, se mantiene el equilibrio dinámico de traslación, de otro modo, se produciría rotación horizontal o torsión.

Figura 6. Torsión por tipos diferentes de rigidez



El análisis de fuerzas que producen torsión, está regulado según el UBC en la sección 2314 titulada “Regulaciones Sísmicas”, inciso(g) subtítulo “Momentos Torsionales Horizontales”; que dice “*La provisiones podrán incrementar el corte producido por la fuerza horizontal en conjunto con la interacción que se da por la excentricidad dada entre el centro de masa y el centro de rigidez. Donde los elementos verticales resistentes dependen del diagrama de distribución fuerza de corte para cada nivel*”

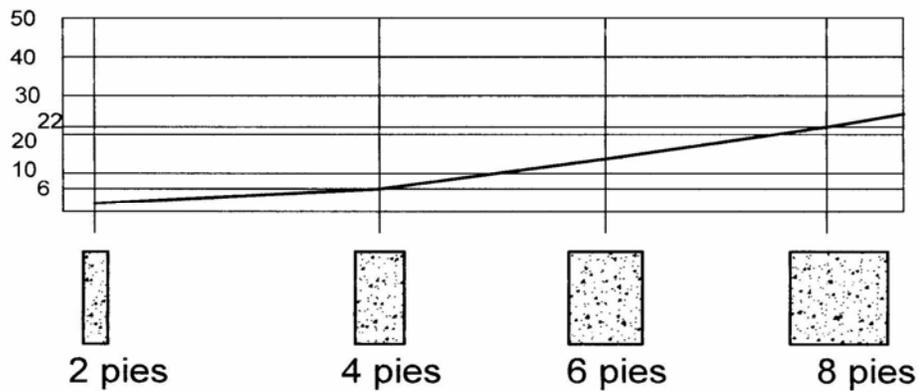
3.6 Resistencia y rigidez

La resistencia y la rigidez son intuitivamente, dos de las más importantes características de cualquier estructura. Una medida de rigidez es la deflexión, y para cargas verticales de gravedad, es en la mayoría de los casos el único aspecto que importa de la rigidez. En el dimensionamiento de vigas de piso, la que rige a menudo es la deflexión y no tanto la resistencia.

La condición análoga bajo fuerza lateral es cuando las limitaciones del desplazamiento, la deflexión horizontal de piso a piso imponen requisitos para los miembros más severos que aquellos de resistencia. El problema de la resistencia consiste en cómo resistir una carga dada sin exceder cierto esfuerzo; el problema de rigidez o de deflexión horizontal es cómo prevenir que la estructura se salga del alineamiento mas allá de una cantidad dada.

En el diseño de un sistema de piso, las vigas pueden tolerar cierta deflexión, pero no así el enlucido. La rigidez relativa entre si de los miembros es importante en el análisis sísmico.

Figura 7. Rigidez relativa de muros idénticos excepto en su longitud.



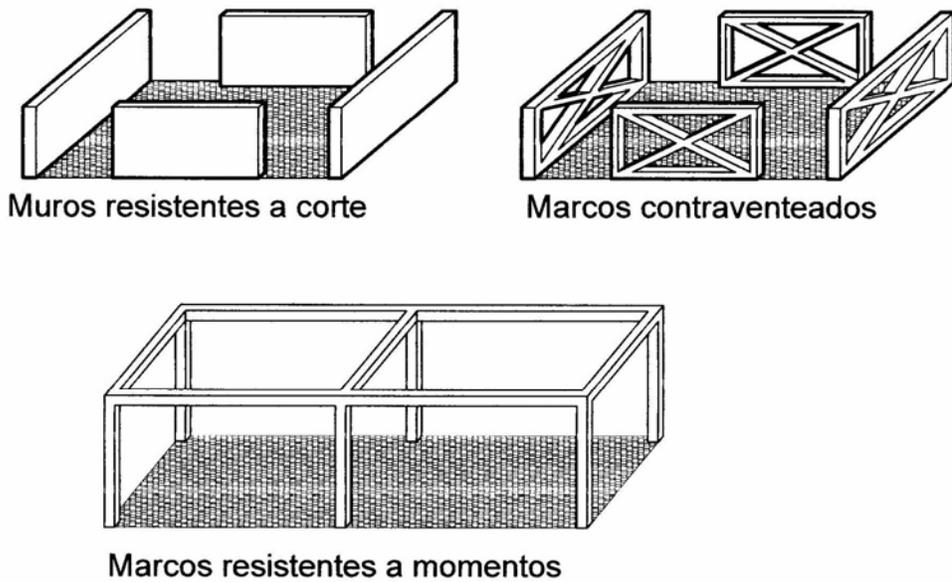
3.7 Sistemas resistentes

En el diseño para resistir fuerzas sísmicas, se emplea un número reducido de componentes.

En el plano vertical, cuatro clases de componentes resisten las fuerzas laterales:

- a) Muros de corte (resistentes a cortante)
- b) Marcos contraventeados
- c) Marcos rígidos (marcos resistentes a momentos)
- d) Estructuras tipo caja

Figura 8. Sistemas resistentes a sismos.



En las regulaciones del código UBC en la sección 2314 se define los sistemas básicos de elementos estructurales resistentes a fuerzas horizontales sísmicas así:

- Sistemas tipo caja: es una estructura o sistema que no posee elementos que formen marcos que transmitan las fuerzas verticales. Este sistema resistente de fuerzas horizontales es el conjunto de muros en sí mismos.
- Sistemas de marcos embreisados: un sistema de elementos verticales provistos para resistir fuerzas horizontales unidos mediante elementos estructurales diagonales, estos últimos están sometidos básicamente a fuerzas axiales.
- Sistemas de muros de corte: sistema estructural con muros diseñados para resistir la fuerza de sismo.
- Sistema de marcos dúctiles resistentes a momentos: sistema de marcos donde cada nudo o unión de elementos y los mismos elementos resisten las cargas verticales y a su vez las cargas horizontales

Para determinar la magnitud de la fuerza sísmica según el UBC en la sección “Regulaciones sísmicas” (2314) inciso (d) subtitulada “Fuerzas sísmicas mínimas para estructuras” se establece el cálculo de la fuerza de corte basal mediante la fórmula:

$$V = ZKCW$$

donde el valor de K no debe ser mayor que los datos dados en la tabla I

Tabla I. Factor k de fuerzas horizontales para edificios y otras estructuras

TIPO O ARREGLO DE ELEMENTOS RESISTENTES	VALOR DE K
Todos los sistemas de marcos excepto los aquí clasificados	1.00
Construcciones con un sistema tipo caja, como se especifica en la sección 2314 (b)	1.33
Construcciones con sistemas doble embreisados (o unidos en ambos sentidos) consistiendo en un sistema de marcos dúctiles a momentos y muros de corte usando el siguiente criterio <ol style="list-style-type: none"> 1. Los marcos y muros de corte deben resistir el total de la fuerza lateral de acuerdo a su rigidez considerando la interacción del muro y los marcos 2. El muro de corte actúa independiente de la resistencia de los marcos dúctiles y resistirá totalmente las cargas laterales. 3. Los marcos dúctiles tendrán la capacidad de resistir no más del 25% de la carga total lateral. 	0.80
Construcciones con marcos rígidos resistentes a momentos diseñados de acuerdo al siguiente criterio: Los marcos rígidos resistentes a momentos serán capaces de resistir la totalidad de la fuerza lateral.	0.67
Depósitos elevados más su contenido en 4 o más patas embreisadas y no soportadas por una edificación	3.00

FUENTE: **Uniform Building Code**, página 141

El valor de C (valor numérico para fuerza sísmica) debe ser determinado según la fórmula

$$C = 0.05 / (T)^{1/3}$$

Para todo edificio de uno o dos niveles, el valor de C, no debe exceder de 0.10 al igual que para el resto de las estructuras de mayor número niveles.

Excepciones:

- 1) C excede el valor de 0.10 cuando lo indica la Tabla II

- 2) Construcciones o estructuras con alma irregular, grandes diferencias entre los tipos de rigidez o cualquier otro cambio de estructura que afecte la respuesta sísmica.

Tabla II. Factor c para fuerzas horizontales para fracciones o segmentos de construcciones y otras estructuras

SEGMENTO O FRACCIÓN DE UNA EDIFICACIÓN	DIRECCIÓN DE LA FUERZA	VALOR DE C
Parapetos en voladizo y otros muros en voladizo, excepto muros de retención.	Normal a la cara de la superficie	1.00
Depósitos conectados a construcciones o partes de construcciones con su contenido y mayores de 6 pies de altura	Cualquier dirección	0.20
Pisos (entrepisos) y techos actuando como diafragmas	Cualquier dirección	0.10
Paneles con conexión exterior	Cualquier dirección	2.00
Conexiones para elementos estructurales prefabricados que no sean muros, con la fuerza aplicada al centro de gravedad del ensamble	Cualquier dirección horizontal	0.30

FUENTE: **Uniform Building Code**, página 142

El período “T” de vibración de la estructura está en segundos en la dirección considerada. En ausencia de datos el valor de T para construcciones puede ser determinado en base a la siguiente fórmula:

$$T = (0.05 h_n) / (D)^{1/2}$$

La fuerza lateral debe ser distribuida a lo alto de la estructura (según sus niveles) de la siguiente manera:

$F_t = 0.04V(h_n/D_s)^2$; F_t no debe exceder 0.15V y puede ser considerado como cero para el valor de (h_n / D_s) de tres o menos, y

$$F_x = ((V - F_t) w_x h_x) / (\sum w_i h_i)$$

De donde F_t es la porción del Corte (V) considerada concentrada en el punto más alto de la estructura en el nivel “n” y “ F_x ” es la fuerza lateral aplicada en los niveles i.

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_t$$

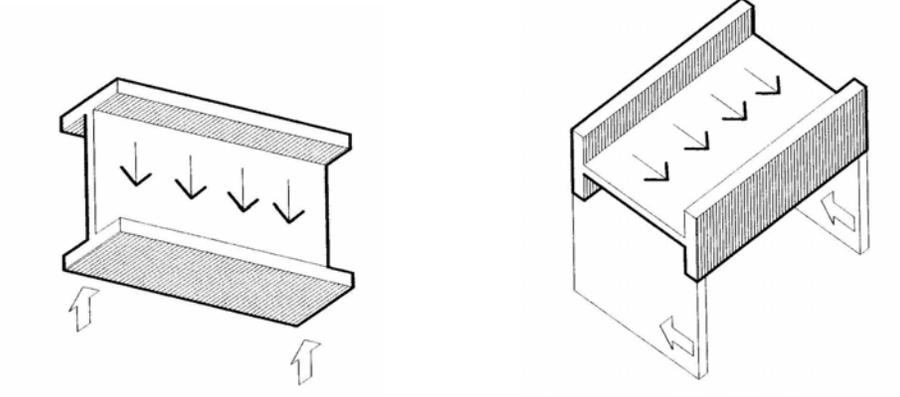
En el plano horizontal se usan:

- a) Diafragmas, formados con frecuencia por pisos y techos del edificio, o bien
- b) Armaduras horizontales.

3.8 Diafragmas

Una analogía para comprender la forma en que trabajan los diafragmas se obtiene al analizar el comportamiento de una viga, el diafragma actúa como el alma de una viga horizontal, y sus bordes actúan como patines.

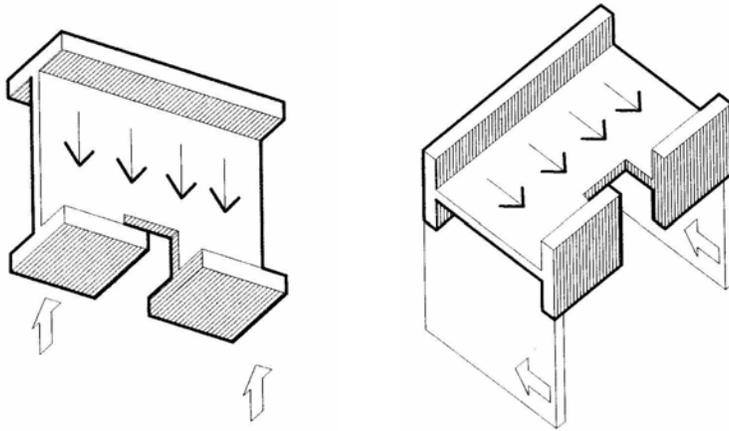
Figura 9. Analogía de comportamiento de un diafragma.



Con frecuencia, los pisos y los techos tienen que ser penetrados por escaleras, cubos de elevador, tragaluces y otros elementos. El tamaño y la localización de estas aberturas son críticos respecto a la efectividad de los diafragmas.

Se puede hacer la analogía con una viga de sección "H" y si se le quita un bocado en la parte superior, ésta queda con una gran deficiencia para soportar tensión. En un sistema de carga vertical, una abertura en el alma de la viga (en analogía) puede estar, ya sea en una área a compresión o en un área a tensión; en un sistema de carga lateral, la abertura quedará en una región tanto de tensión como de compresión, puesto que las cargas alternan de dirección. Por ello se les debe suministrar elementos en los bordes de los boquetes que les proporcionen rigidez.

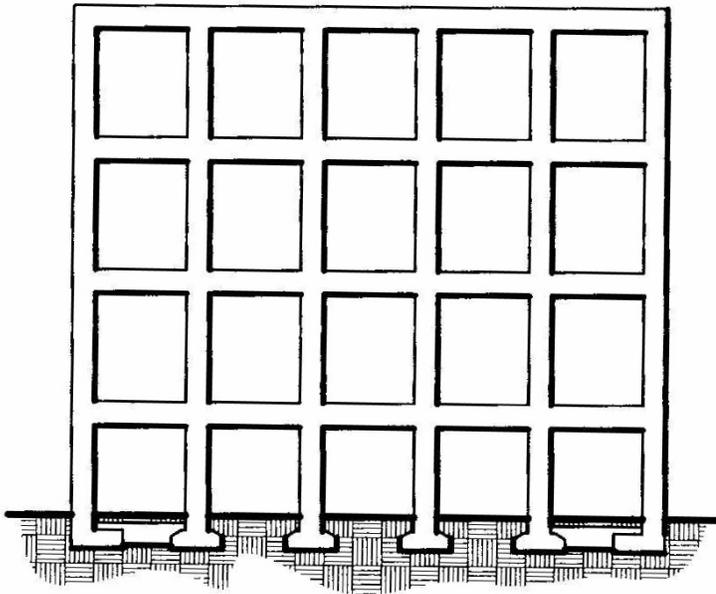
Figura 10. Analogía de comportamiento de diafragma con boquete.



3.9 Marcos resistentes a momentos

Cuando se provee resistencia sísmica mediante marcos resistentes a momentos, las fuerzas laterales se resisten mediante flexión y cortante de columnas y vigas, que se conectan mediante conexiones resistentes a momentos. Las juntas son sometidas a esfuerzos elevados y los detalles de su construcción son muy importantes. Además, el comportamiento del marco en el intervalo inelástico o plástico toma un aspecto importante en la estrategia para lograr resistencia mediante el uso de absorción de energía, obtenida por deformación permanente de la estructura, anterior a su falla última.

Figura 11. Esquema de un marco rígido.



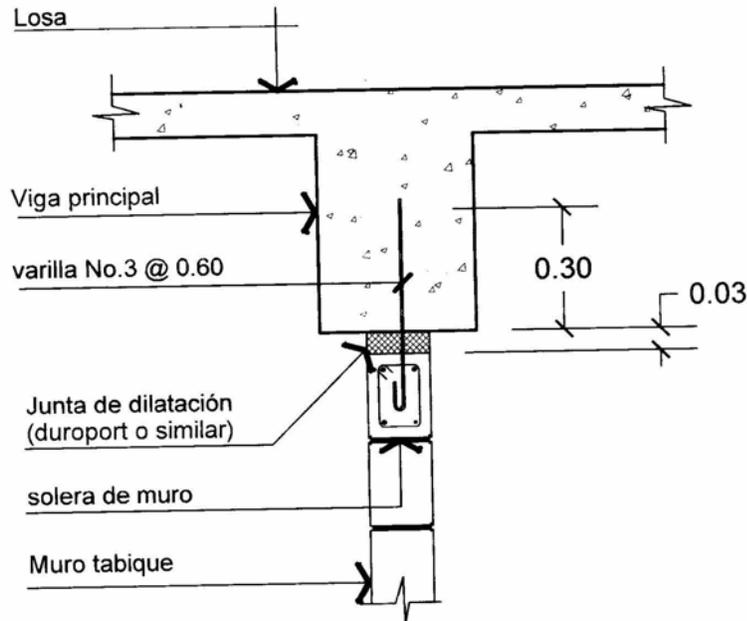
Elevación

3.10 Elementos no estructurales

Si los muros tabiques o de distribución que no son muros estructurales, no se aíslan de los elementos estructurales mediante juntas de dilatación, éstos podrían funcionar estructuralmente como parte integral de la estructura. Debido a la enorme rigidez de los muros, en comparación con los marcos, una pequeña porción de muro colocada en el lugar inadecuado puede redistribuir drásticamente las cargas y cambiar el comportamiento de la estructura.

De lo anterior se comprende la importancia de definir claramente los elementos no estructurales y poner especial cuidado en su construcción, para evitar que estos trabajen como elementos estructurales en el momento de un sismo.

Figura 12. Detalle típico de anclaje de muro tabique.



4. INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

4.1 Aspectos generales

Al hacer un enfoque general de las maneras en que la configuración influye sobre la respuesta sísmica se destacan los aspectos de la configuración que afectan el comportamiento. Es importante señalar las formas en que el edificio reacciona ante las fuerzas dinámicas del movimiento del suelo.

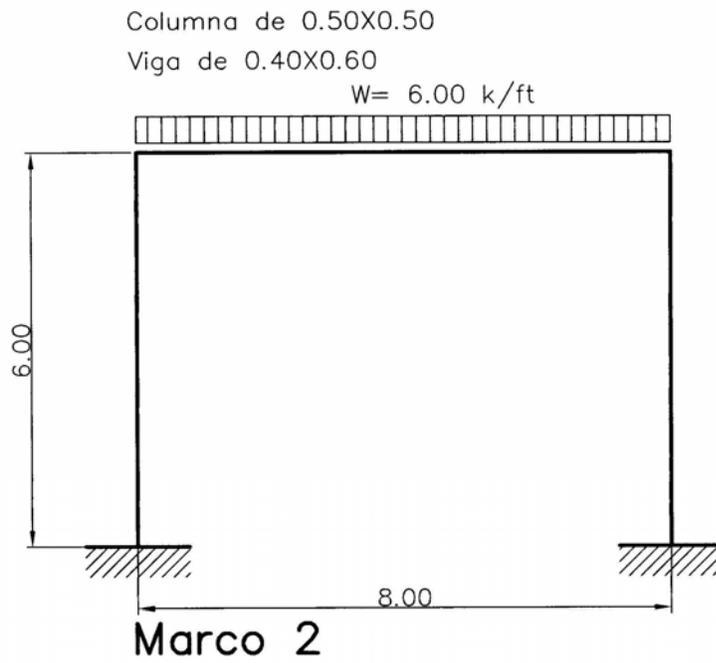
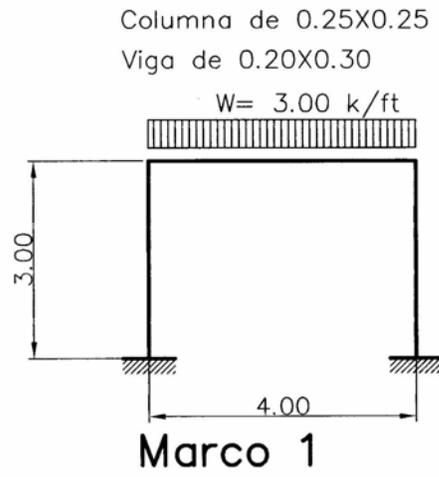
El concepto básico consiste en que, debido a que las fuerzas sísmicas pueden provenir de cualquier dirección, la aplicación de fuerzas perpendiculares a los ejes principales de muros o marcos en general reproduce los dos casos más críticos. Si el movimiento del suelo y sus fuerzas resultantes se presentan diagonalmente, entonces los muros o marcos dentro de esos dos ejes pueden participar en su resistencia y las fuerzas de cada uno se reducirán correspondientemente.

4.2 Escala

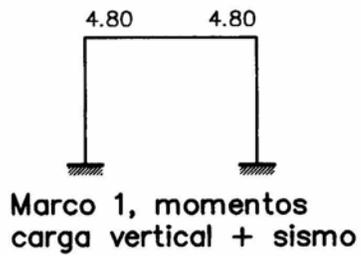
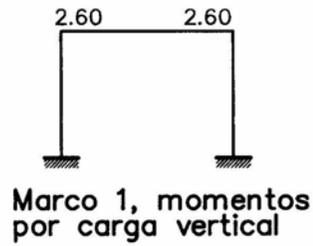
Una estructura no puede ser relacionada como una proporción de otra aunque sean similares en características y todas las dimensiones estén en proporción la una de la otra, ya que todos los factores que intervienen no se comportan de una forma lineal, sino por el contrario son una serie de factores con diferentes comportamientos.

En la Figura 13 se presentan los marcos 1 y 2, el segundo es geoméricamente el doble que el primero.

Figura 13 Comparación de marcos en proporción de 1 a 2.



Continuación de la figura 13



Al realizar el análisis respectivo de cargas verticales y sismo se puede notar que los resultados no son en relación escalar el uno del otro como se muestra:

Marco 1

Peso total de la estructura = 52.48 T

Período = 0.136 segundos

Corte basal (con $Z=1.00$, $C=0.097$ y $K=0.67$) = 3.411 T

Momento en nudos de viga por carga vertical = 2.6 T-m

Momento en nudos de viga por sismo = 2.2 T-m

Momento carga vertical + Momento sismo = 4.8 T-m

Marco 2

Peso total de la estructura = 169.41 T

Período = 0.192 segundos

Corte basal (con $Z=1.00$, $C=0.097$ y $K=0.67$) = 9.826 T

Momento en nudos de viga por carga vertical 24.0 T-m

Momento en nudos de viga por sismo 12.0 T-m

Momento carga vertical + Momento sismo = 36.0 T-m

4.3 Altura

El aumento de la altura de un edificio puede parecer equivalente al aumento del claro de una viga en voladizo, y lo es, permaneciendo igual todo lo demás. El problema con la analogía es que a medida que un edificio se hace más alto, por lo general su período aumenta, y un cambio como éste significa un cambio del nivel de respuesta y magnitud de las fuerzas. Es poco probable que un terremoto genere movimientos sostenidos de alta aceleración con períodos predominantes de dos segundos.

El período de un edificio no es solamente una función de su altura, sino también de factores como la relación entre altura y ancho, alturas de los pisos, tipos de materiales y sistemas estructurales, la cantidad y distribución de la masa. De este modo, si se cambia el tamaño de un edificio pueden cambiar al mismo tiempo una o más de estas variables, su período, y por tanto aumentar o disminuir sus fuerzas sísmicas.

Es notoria la influencia de la altura de la edificación en las fórmulas que los códigos norman para el cálculo de fuerzas sísmicas, por ejemplo:

El período depende en cierto grado de la altura, $T = (0.05 H_n) / (D)^{1/2}$,

La fuerza de excentricidad también está afectada por la altura $F_t = 0.04V(h_r/D_s)$,

La fuerza sísmica para cada nivel, al igual que las anteriores está afectada por la altura, $c F_x = ((V-F_t)w_x h_x) / (\sum w_i h_i)$

4.4 Tamaño horizontal

Es fácil visualizar las fuerzas de volteo relacionadas con la altura como un problema sísmico, aunque las áreas de planta grande también pueden ser inconvenientes.

Cuando la planta se vuelve extremadamente grande, incluso si es una forma sencilla y simétrica, el edificio puede tener dificultad para responder como una unidad a las vibraciones sísmicas. Otros aspectos que influyen son los esfuerzos por temperatura preexistentes y los esfuerzos de asentamiento preexistentes o inducidos por sismos, ya que en edificios de planta grande son mayores.

A simple vista no es fácil determinar la influencia negativa de una estructura de planta grande, inclusive si se analizan las fórmulas de diseño sísmico, por ejemplo, la fórmula del período se ve afectada por la longitud en planta y a medida que ésta última se agranda el período se hace más pequeño, de igual manera pasa con la fuerza Ft. Sin embargo, en los códigos se nota la normativa de no hacer construcciones de más de 200 pies de largo sin dejar junta de dilatación, para no afectar la respuesta sísmica de la estructura.

4.5 Proporción

En el diseño sísmico, las proporciones de un edificio pueden ser más importantes que su tamaño absoluto. Para edificios altos, su relación de esbeltez calculada de la misma manera que para una columna individual, es una consideración más importante que sólo su altura.

4.6 Simetría

El término simetría denota una propiedad geométrica de la configuración del edificio. Un edificio es simétrico respecto a dos ejes en planta si su geometría es idéntica en cualquiera de los lados de cualquiera de los ejes que se estén considerando. Un edificio puede ser simétrico respecto a un eje solamente; sería geoméricamente idéntico respecto a ese eje, pero con una geometría disímil respecto a cualquier otro eje que se pudiera trazar. Puede haber simetría en la elevación respecto al eje vertical, pero tiene menor significación dinámica que la simetría de la planta. En términos puramente dinámicos, un edificio no puede ser perfectamente simétrico en elevación porque está fijo al suelo y libre en su otro extremo. Las formas geométricas son preferibles a aquellas que no lo son, para configuración de edificios.

Eliminado: esta

A medida que el edificio se vuelve más simétrico, se reducirá su tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos por torsión; así mismo, su comportamiento ante cargas sísmicas tenderá a ser menos difícil de analizar y más predecible.

Esto indica que cuando la seguridad se va a mantener con economía de diseño y construcción, las formas simétricas son mucho más convenientes. Pero estas tendencias no se deben confundir con el axioma de que el edificio simétrico no sufrirá torsión.

Los efectos de la simetría no sólo se refieren a la forma de conjunto del edificio sino también a los detalles de su diseño y construcción. Ya que si la estructura sufre de cambios de sección en los elementos estructurales esto provocará concentración de esfuerzos y por tanto torsión.

4.7 Densidad en planta

El tamaño y la densidad de los elementos estructurales en los edificios de siglos pasados son de manera sorprendente mayores que los de los edificios actuales. La tecnología estructural lo ha permitido, y los principios estéticos, programáticos, de propiedad, y de raíz han motivado continuamente a llevar esta tendencia a sus límites extremos. Actualmente en los edificios altos y flexibles, que pueden vibrar significativamente en sus modos más altos haciendo que las fuerzas máximas se presenten en lugares que no son intuitivamente obvios, las fuerzas sísmicas son generalmente mayores al nivel del suelo.

Se requiere que la planta inferior soporte su propia carga lateral además de las fuerzas cortantes de todos los pisos superiores, lo cual es análogo a la acumulación hacia abajo de las cargas verticales de gravedad.

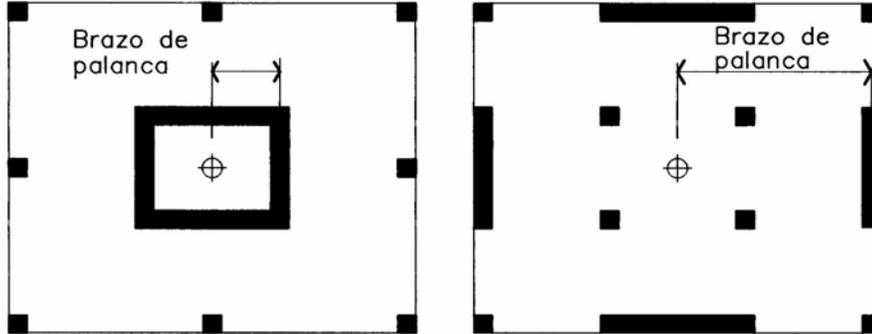
En el nivel inferior, a menudo se imponen criterios programáticos y estéticos sobre el edificio que exigen eliminar elementos estructurales como sea posible; ejemplos conocidos incluyen el cajón suspendido en voladizo, el cajón sobre zancos o pilares; el edificio de departamentos y hotel celular, con muchas paredes, que se asientan sobre un garaje abierto, con columnas muy separadas; pirámides invertidas o formas con escalonamiento invertido.

Estos son los más opuestos a la configuración sísmica eficiente, que debería tener la mayor cantidad de elementos resistentes verticales en la base, que es donde más se necesitan, también podrían cuestionarse la validez de criterios estéticos que ignoran el buen diseño sísmico.

4.8 Resistencia perimetral

Para resistir la torsión en un edificio simétrico, con el centro de rigidez situado exactamente en el centro geométrico. Cuanto más distante del centro se coloquen los elementos estructurales, mayor será el brazo de palanca respecto al cual actúe y por tanto mayor será el momento resistente que pueda generar. Siempre que sea posible, es conveniente colocar miembros resistentes en el perímetro de una forma simétrica.

Figura 14. Resistencia perimetral con diferentes brazos de palanca.



Localización de muros de corte para resistir movimientos de torsión

Si se pudiera saber qué fuerzas sísmicas se ejercerán al lo largo de un eje, entonces se podrían disponer eficientemente el material para resistir estas cargas. Esto se hace cuando se trata con las fuerzas de gravedad, ya que su dirección es muy predecible, por lo que se usan secciones “I” para vigas, en comparación con las cuales las secciones circulares serían muy ineficientes.

En este sentido la planta en forma circular ofrece una solución muy comprometida y no ideal; reduce al mínimo la capacidad de resistencia al esfuerzo negativo que se pudiera presentar.

5. IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS EN CONFIGURACIONES SENCILLAS

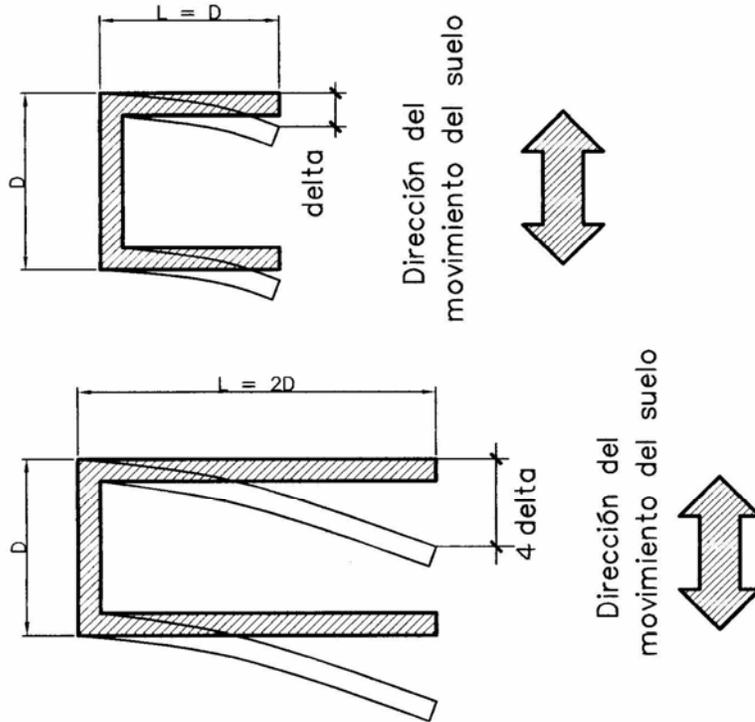
5.1 Variaciones de resistencia y de rigidez perimetrales

En el comportamiento sísmico de un edificio influye fuertemente la naturaleza del diseño del perímetro. Si existe una amplia variación de resistencia y rigidez alrededor del perímetro, el centro de masa no coincidirá con el centro de resistencia y las fuerzas de torsión tenderán a causar rotación del edificio respecto al centro de rigidez.

Esta condición causa mucho daño e inclusive el colapso en los edificios. Un buen ejemplo del efecto de la torsión puede observarse en un típico *garage*, éste normalmente consta de tres lados o caras en las cuales hay colindancia, por lo que las aberturas de estos muros, cuando las hay, son muy pequeñas, por el contrario el muro de la fachada frontal está esencialmente abierto. Cuando un sismo los sacude, los muros laterales y trasero son muy rígidos pero el frontal es muy flexible por lo cual el techo tiende a torcerse, a su vez las deflexiones de los muros son diferentes y provocan una concentración de esfuerzos extremos en los elementos estructurales.

Una alternativa de solución a este problema es suministrar mayor rigidez al muro blando ya sea construyéndole columnas suficientemente rígidas en los extremos y conectarlos con una viga suficientemente rígida, o bien agregar contrafuertes en los extremos acompañados de columnas en puntos intermedios de la luz, sin olvidar conectarlos con una viga suficientemente rígida.

Figura 15. Variaciones de rigidez

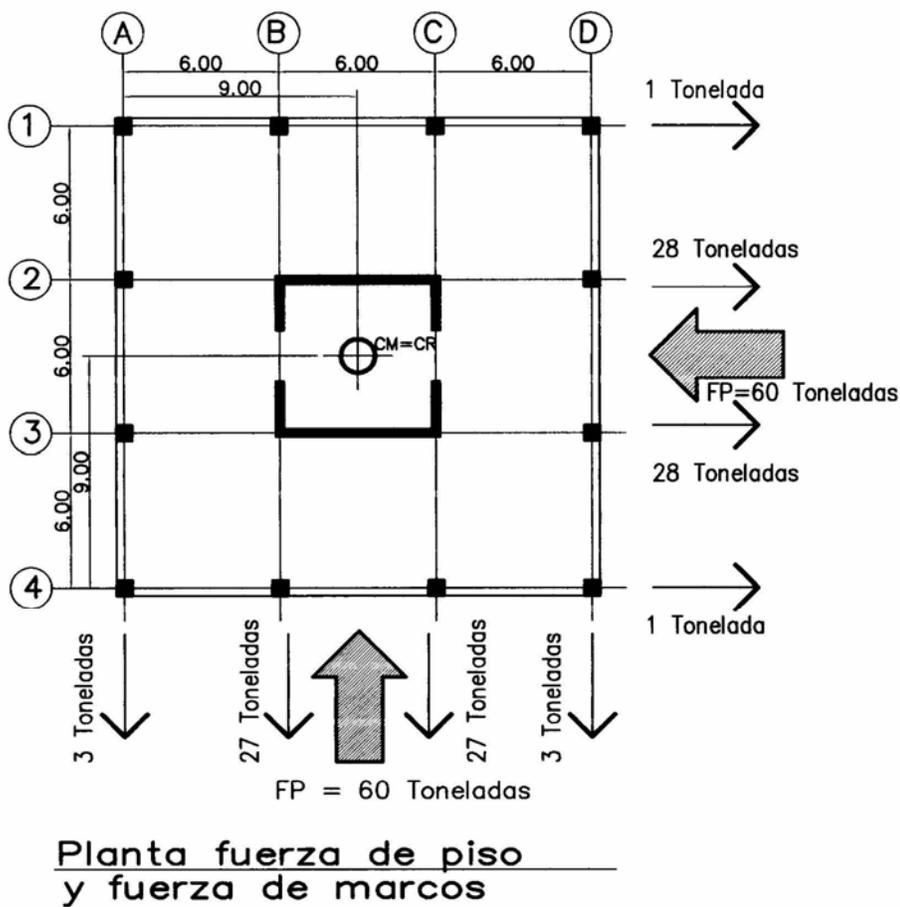


5.2 Ubicación del núcleo

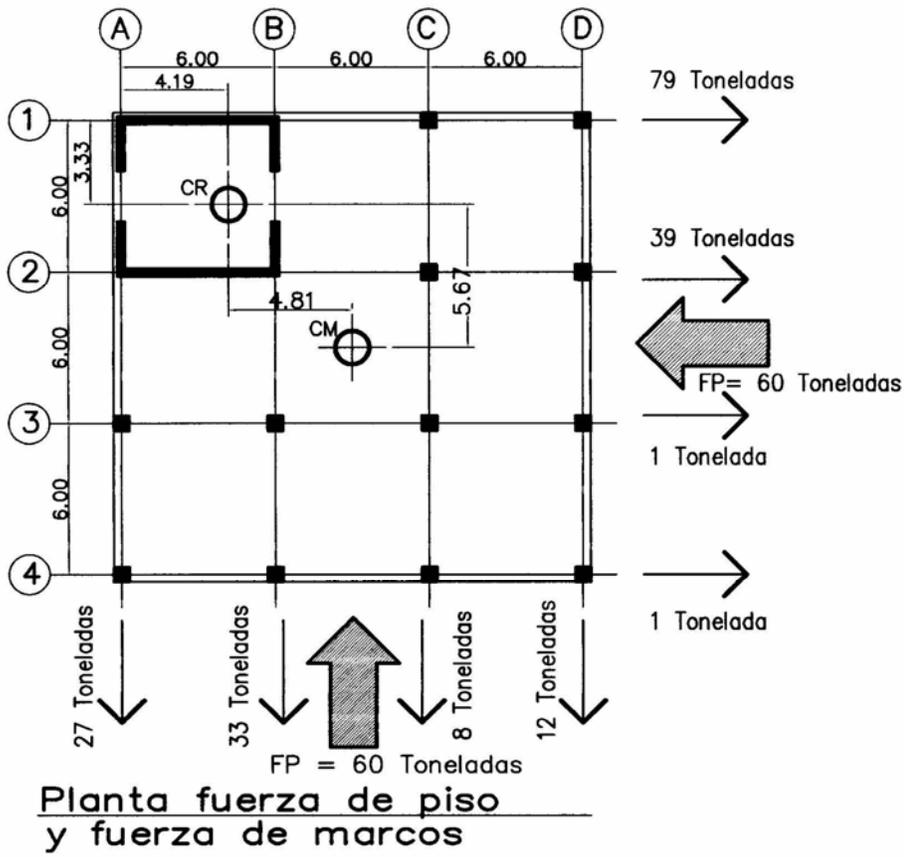
Generalmente los muros interiores de corte se contraponen a los requisitos de uso, flexibilidad y amplitud; los muros exteriores de corte pueden o no acoplarse a otros requisitos que debe cumplir el perímetro del edificio, y sólo es posible hacer un pequeño número de aberturas para ventanas sin evitar que el muro de corte se vea reducido a marco. Por lo tanto, la situación más común para los muros de corte en un edificio de muchos pisos, es en el núcleo.

La ubicación del núcleo en relación con la simetría de conjunto del edificio es crítica porque las localizaciones asimétricas del núcleo tenderán en gran medida a incrementar la torsión. Así, al determinar la simetría de la configuración de un edificio, se debe tomar en cuenta no sólo la forma general del edificio, también se debe investigar la localización de todos los elementos estructuralmente resistentes.

Figura 16 Torsión producida por ubicación del núcleo



Continuación de la figura 16

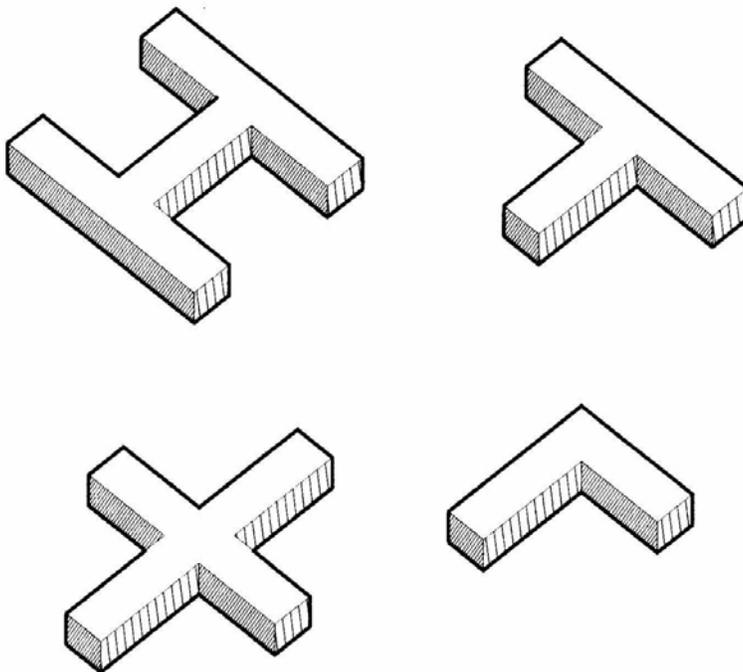


6. CONFIGURACIONES CON ESQUINAS INTERIORES

6.1 Definición

La esquina interior o entrante es una característica común de la configuración general del edificio que, en planta, asume la forma de **L**, **T**, **U**, **H**, o una combinación de estas formas. Estas formas se pueden dar por requerimientos arquitectónicos o bien, de problemas de espacio disponible.

Figura 17. Formas que contienen esquinas interiores.



Las soluciones más comunes generalmente son dos:

- Separar el edificio, haciendo así dos edificios, teniendo el cuidado de proponer adecuadamente la junta de dilatación de las estructuras siendo la misma de un espaciamiento con la holgura necesaria para evitar un golpeteo de las estructuras.
- Achaflanar el edificio a modo de dejar lo menos posible esquinas internas, esta medida, debe estar muy ligada al cambio por parte del arquitecto, ya que puede incurrir en problemas de diseño de funcionalidad, espacio, ventilación adecuación visual, índices de ocupación, etc.

7. DISCONTINUIDADES EN RESISTENCIA Y RIGIDEZ

7.1 Problemas creados por discontinuidades en la resistencia y rigidez

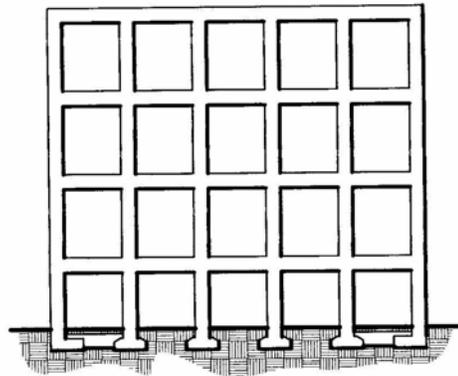
Es posible detectar una zona de peligro si encontramos una zona débil en el trayecto de transmisión de fuerzas, o si hay un cambio brusco de rigidez. Aún cuando la estructura permanezca en el rango elástico, la respuesta cambiará considerablemente. Esta condición se agrava cuando la estructura se ha comenzado a deformar plásticamente.

Si no hay cambios bruscos de rigidez, la absorción de la energía del sismo se distribuye en toda la estructura, ya sea de manera uniforme o conforme a algún patrón regular continuo. Si una estructura tiene una parte mucho más flexible abajo de una parte rígida, la mayor parte de la absorción de la energía se concentra en la porción flexible, y la porción rígida superior absorbe muy poco.

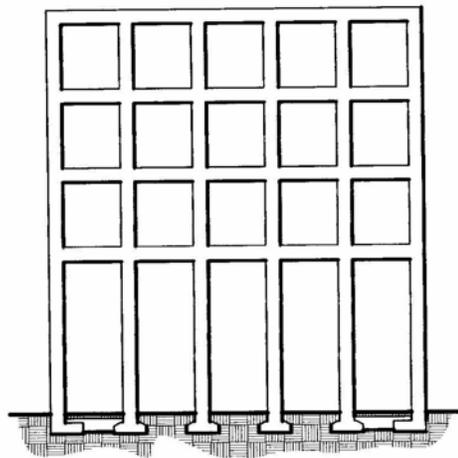
7.2 El piso débil

El más importante del conjunto de problemas causados por discontinuidad de resistencia y rigidez es el denominado "piso débil". Este nombre se aplica comúnmente a los edificios cuya planta baja es más débil que las plantas superiores. Un piso débil en cualquier nivel crea problemas, pero como las fuerzas son generalmente mayores hacia la base del edificio, una discontinuidad de rigidez entre el primer y segundo piso tiende a provocar la condición más grave.

Figura 19. Piso débil, por cambio altura del primer piso



Elevación

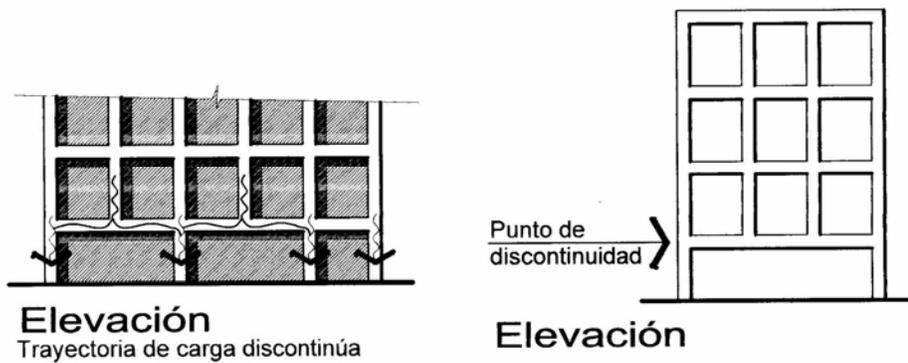


Elevación

Existe piso débil cuando hay una discontinuidad significativa de resistencia y rigidez entre la estructura vertical de un piso y el resto de la estructura. Esta discontinuidad se puede presentar debido a que un piso, por lo general el primero, es significativamente más alto que el resto, produciéndose así una disminución de rigidez.

También puede haber discontinuidad debido a un concepto de diseño muy común, en el cual no todos los elementos estructurales verticales se proyectan hacia la cimentación, sino que algunos terminan apoyados en las vigas del primer piso, para aumentar la luz entre columnas de la planta baja. Esta condición crea una trayectoria de carga discontinua que produce un cambio abrupto de resistencia y rigidez en el punto de cambio.

Figura 20. Piso débil por discontinuidad de columnas.



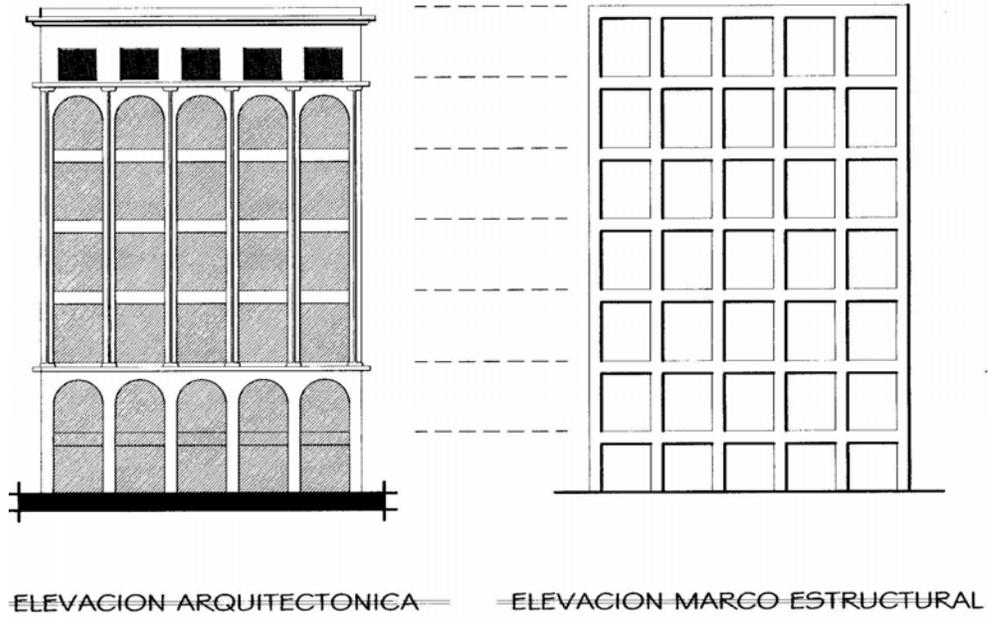
Finalmente, el piso débil se puede producir por un piso abierto que soporta muros superiores estructurales. Esta situación es más grave cuando el muro superior es de cortante y actúa como elemento principal resistente de la fuerza lateral.

7.3 Soluciones

Las soluciones para el problema del piso débil comienzan por su eliminación, es decir por evitar la discontinuidad modificando el diseño arquitectónico.

Si esto no es posible por razones de imagen u otras, el paso siguiente es investigar la forma para reducir la discontinuidad por otros medios, tales como aumentar el número de columnas.

Figura 21. Solución arquitectónica para evitar piso débil

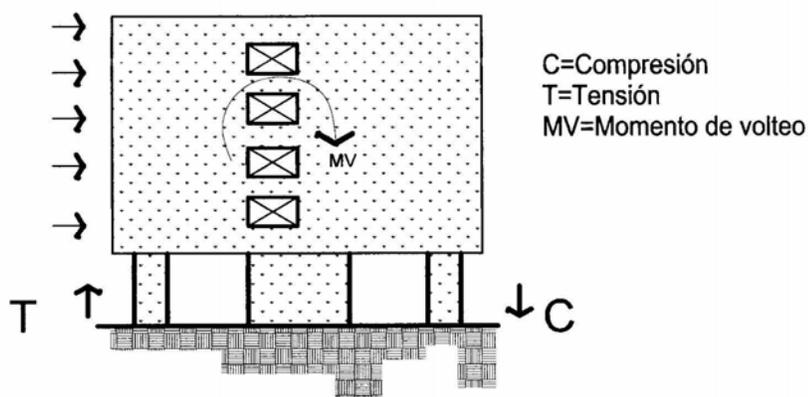


7.4 Muros de corte discontinuos

Cuando los muros de corte forman los principales elementos laterales resistentes del edificio, se puede requerir que soporten cargas muy altas. Si estos muros no coinciden en planta de un piso al siguiente las fuerzas producidas por estas cargas no pueden fluir directamente hacia abajo a través de los muros desde el techo a la cimentación; la consecuente trayectoria indirecta de las cargas puede producir graves sobre esfuerzos en los puntos de discontinuidad.

Se debe notar que hacer un muro de corte discontinuo es una contradicción fundamental en el diseño estructural, ya que el propósito de un muro de corte es colectar las cargas de diafragma de cada piso y transmitir las directamente al cimiento de la estructura. El hecho de interrumpir esta trayectoria de carga es un error fundamental e interrumpirla en la base es un pecado capital. Ya que un cambio repentino de una sección de muro a columna reduce drásticamente la resistencia a flexión de la estructura de voladizo en la crítica sección de la base.

Figura 22. Elevación de muro de corte discontinuo en la base.

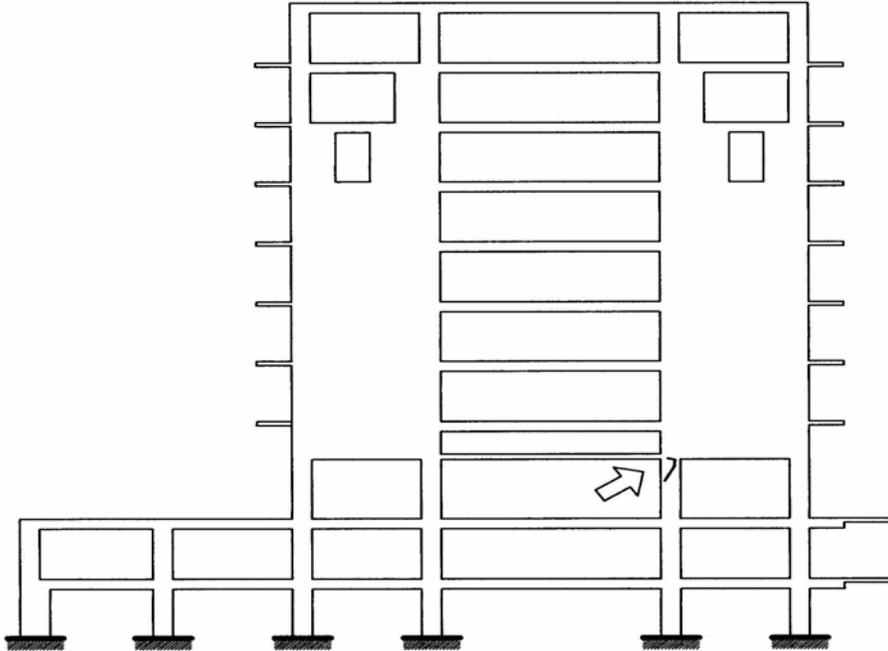


Elevación arquitectónica

Un ejemplo del insatisfactorio comportamiento estructural de un piso débil de esta índole, se observó en el hotel Macuto – Sheraton de Venezuela durante el sismo de Caracas el 29 de julio de 1967- en este edificio los muros de corte de 18 pulgadas de espesor transmitieron la carga sísmica a columnas redondas de 43 pulgadas de diámetro en el cuarto piso, a raíz de ello una hilera de columnas del tercer piso falló en cortante y compresión axial.

Los momentos de volteo de los muros de corte indujeron grandes fuerzas axiales en las columnas, lo que redujo su ductilidad a flexión, con una flecha en la figura 23, se muestra el punto de falla de las columnas.

Figura 23. Marco estructural del edificio Macuto-Sheraton en Venezuela



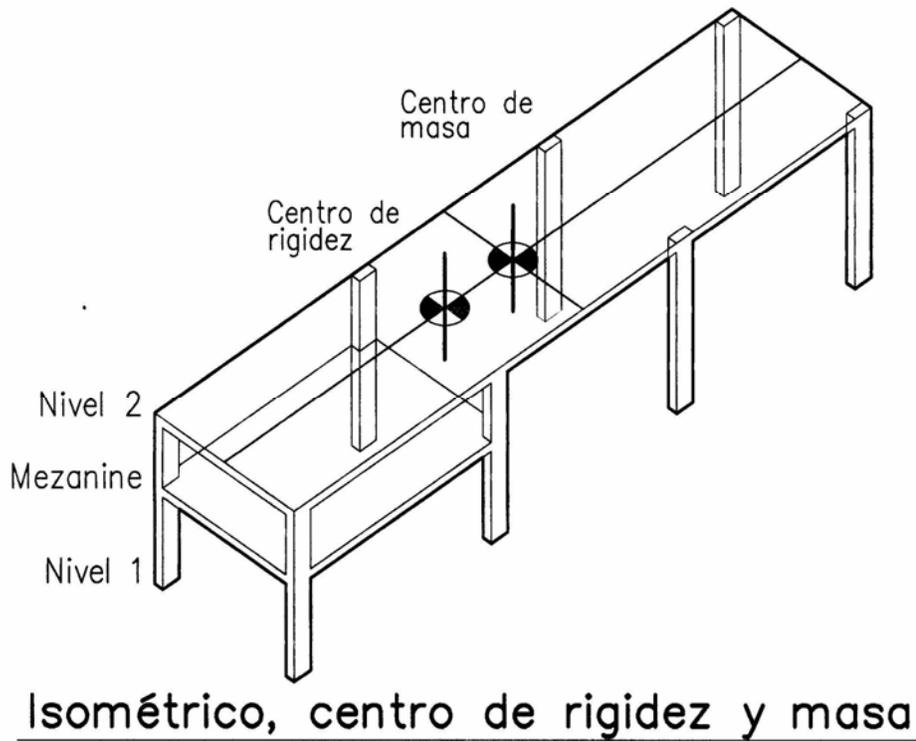
FUENTE: R. Park y T. Paulay., **Estructuras de concreto reforzado**

7.5 Variación de rigidez en las columnas

La importancia de estos aspectos radica en el hecho de que sus efectos son contrarios a los intuitivos, por ejemplo, parecería razonable que una columna corta fuera más fuerte que con mayor longitud y ambas con la misma sección. Ciertamente, bajo cargas verticales sería menos posible que se pandeara por tanto, recibiría cargas más altas.

Pero la columna corta también es más rígida, y bajo carga lateral, en que las cargas se distribuyen de acuerdo a la rigidez de los elementos resistentes, la columna corta rígida atraerá fuerzas que pueden estar desproporcionadas con su resistencia; también provocará que el centro de rigidez del nivel varíe provocando mayor torsión. Un ejemplo típico se puede ver en las edificaciones que presentan un medio nivel (mezanine); en la Figura 24 se ilustra de manera gráfica este fenómeno.

Figura 24. Variación centro de rigidez por columnas cortas.



7.6 Columna fuerte, viga débil

Un principio básico es diseñar una estructura de tal manera que bajo fuerzas sísmicas, las vigas se comporten plásticamente antes que las columnas. Esto debido a que cuando la viga comienza a fallar, irá de un comportamiento elástico a uno inelástico y empezará a deformarse permanentemente, esta acción comenzará a disipar una parte de las fuerzas sísmicas.

El inverso de lo anterior, una columna débil y viga fuerte es causante de colapsos tipo encimamiento, que es el peor tipo de colapso, debido a que la viga por sus dimensiones es capaz de absorber mayor cantidad de energía, la cual ha de ser transmitida y soportada por la columna, pero por ser esta de menor sección con capacidades menores, falla antes que la viga lo cual representa una catástrofe, ya que es preferible en todo caso que la viga falle primero ya que aunque eso pase la edificación no colapsará.

8. ANÁLISIS Y CÁLCULO DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES

Al realizar los cálculos para una estructura como la de un edificio, se debe partir de la arquitectura proporcionada, regularmente se proponen por parte de los diseñadores arquitectónicos dimensiones a los elementos estructurales tales como columnas, vigas principales, vigas secundarias. Sin embargo, estas dimensiones han de corroborarse en primer lugar según los reglamentos y en segunda instancia según los resultados obtenidos del cálculo estructural.

Posteriormente deberán determinarse las fuerzas que le serán aplicadas a la edificación, estas fuerzas son debidas a las propias de materiales con que serán construidas; las denominadas cargas muertas; otras fuerzas son aquellas que serán temporales pero con cierta frecuencia tales como el tráfico humano, decoración y otras, éstas son llamadas cargas vivas y por último están las fuerzas horizontales provocadas por la naturaleza, que si bien regularmente son pocas son de mucha importancia.

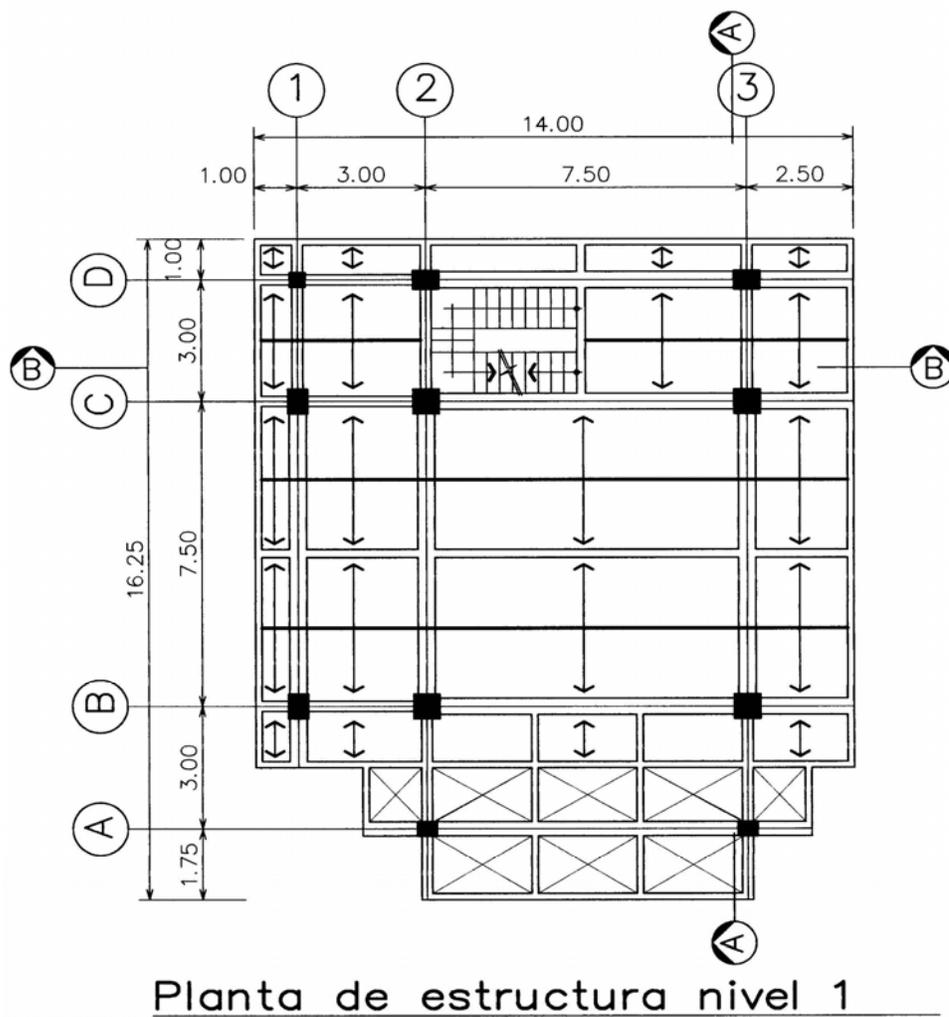
Al haber determinado las fuerzas, los códigos requieren hacer combinaciones de cargas o fuerzas a fin de prever los peores casos que pueden ocurrir en un momento determinado al interactuar las fuerzas implicadas.

Basados en los resultados críticos de las combinaciones se procede a diseñar los elementos estructurales y por último plasmar los resultados en planos constructivos, los cuales deben ser revisados en especial en los detalles de los puntos críticos.

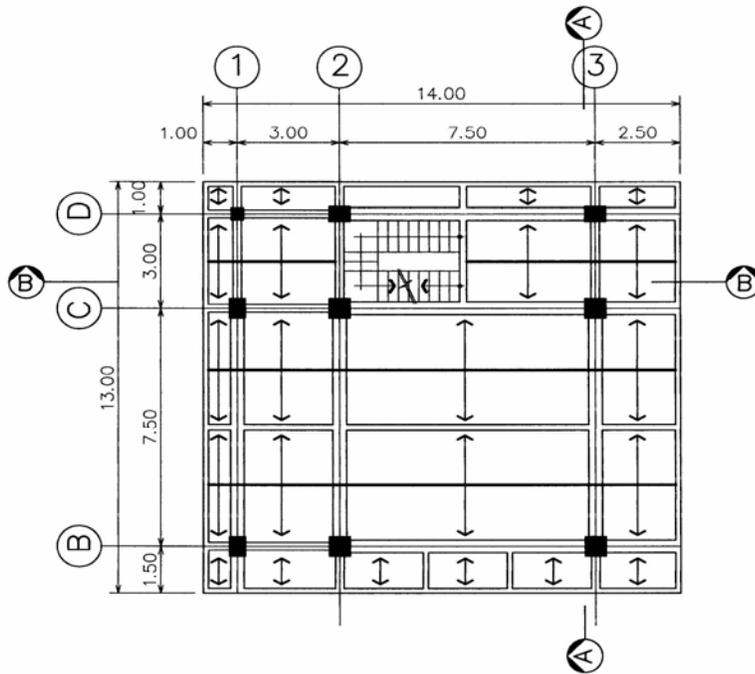
8.1 Predimensionamiento

Se debe realizar las revisiones de predimensionamiento de elementos partiendo de las dimensiones propuestas en arquitectura, plantas, elevaciones, secciones .

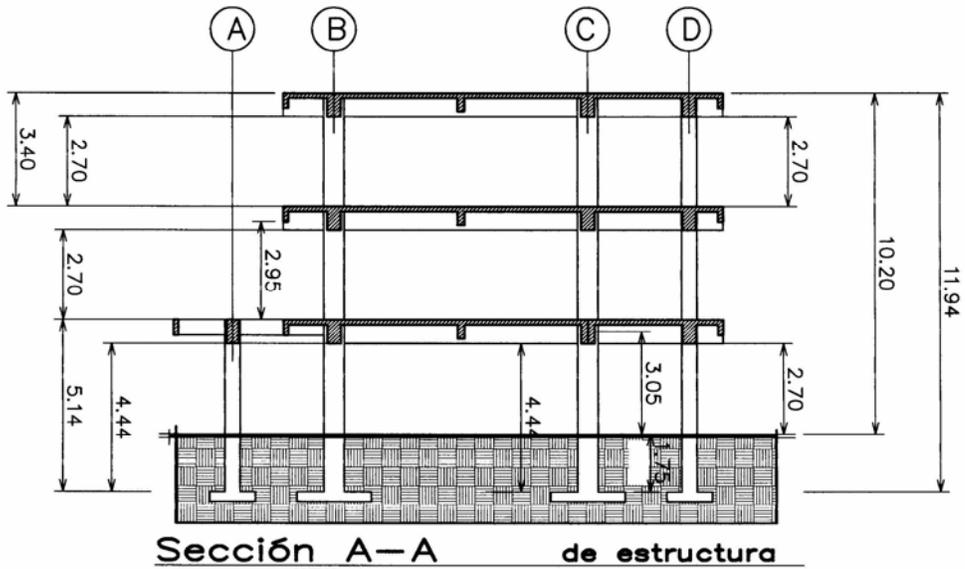
Figura 25. Planta de estructura del nivel 1



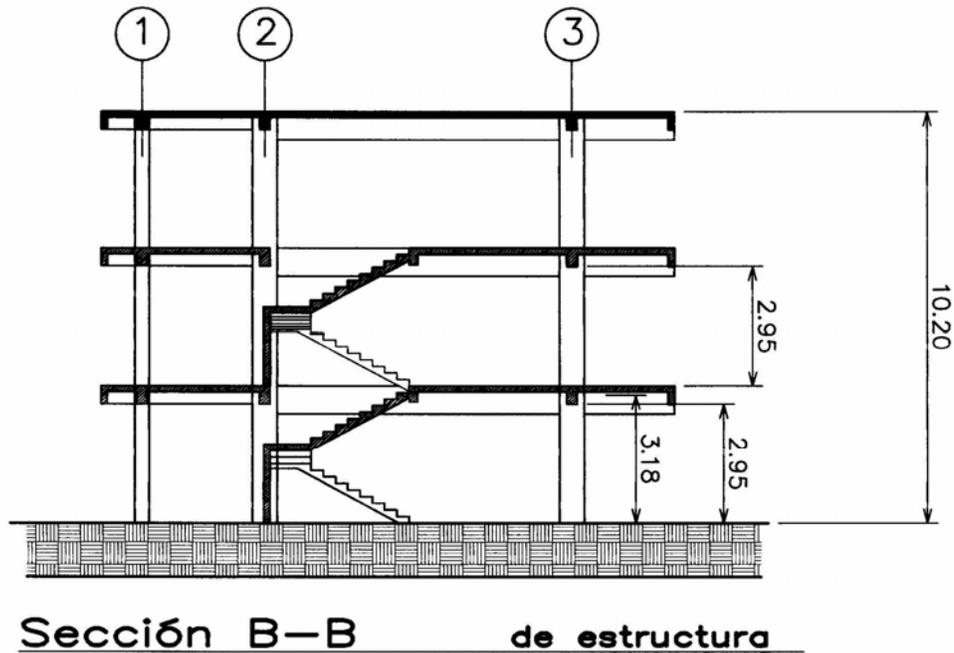
Continuación de figura 25



Planta de estructura niveles 2 y 3



Continuación de figura 25

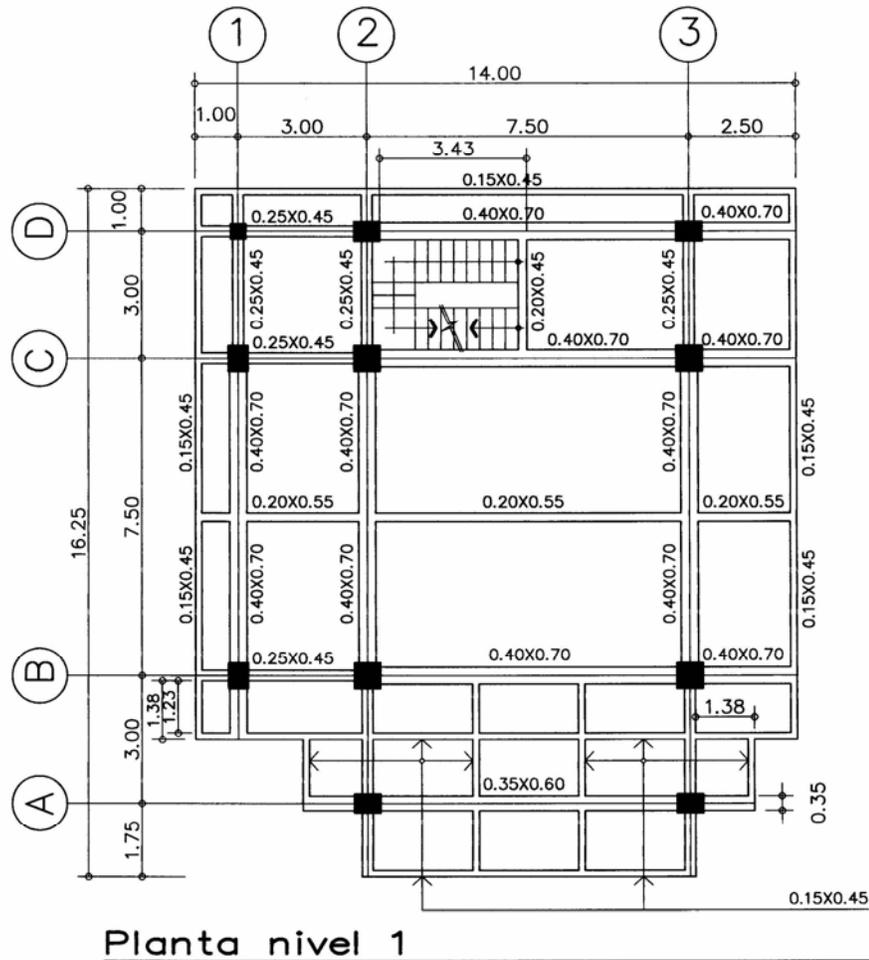


Las dimensiones preliminares se han considerado de la siguiente forma:

Vigas principales. La dimensión mínima para la base se determina según el siguiente criterio:

- a) Para la dimensión de la base de la viga se consideran de 3 a 5 centímetros por cada metro de luz entre columnas, la altura mínima se considera como una vez y media el valor de la base; por lo cual para la viga en el eje "C" tramo de 1 a 2 base de viga = $(6.90 \times 0.05) = 0.345$ m
- b) Dimensión mínima para vigas según código UBC 8 plg (0.20 m) tomando en cuenta ambos criterios, se propone una sección de 0.40 x 0.70 m.

Figura 26 Planta de estructura con indicación de secciones de vigas



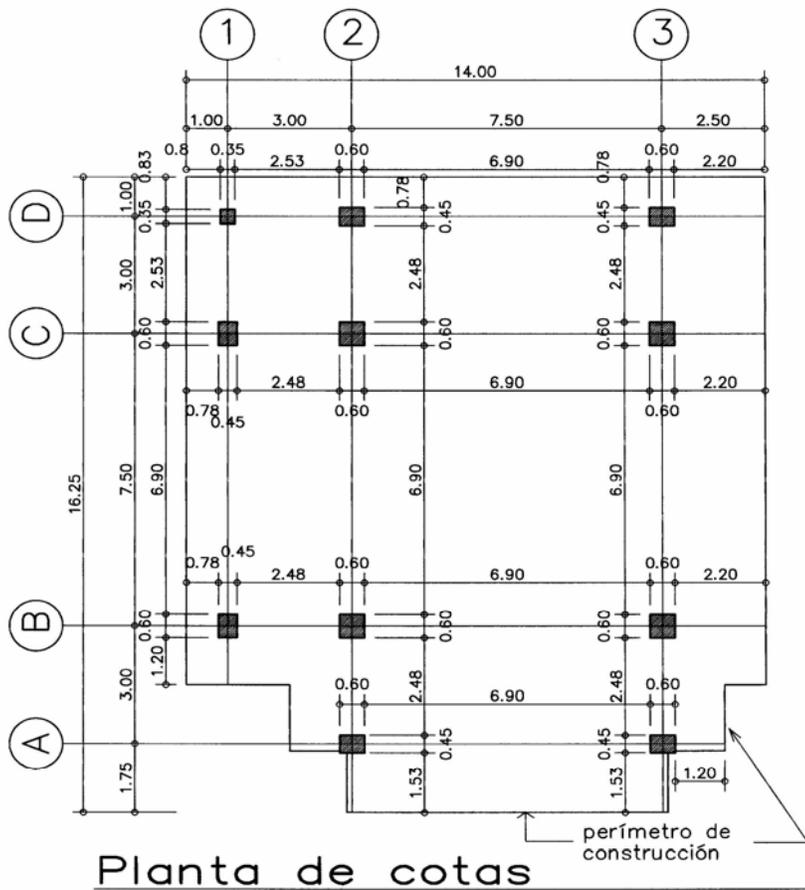
Las dimensiones mínimas para la columna ubicada en el B-2 serán según se definen en los siguientes criterios:

- a) Se han de dimensionar como mínimo $1/16$ de la luz entre columnas para el área considerada, en el sentido letra, tramo 1-2 con una longitud = $2.48/16 = 0.16$ m. Para el tramo 2-3 siempre en el sentido letra $6.90/16 = 0.43$ m

b) Se acepta como mínimo la dimensión de la base de la viga que llega a la columna, para el tramo 1-2 base de viga = 0.25, para el tramo 2-3 base de viga = 0.40 m

Tomando en consideración ambos criterios y pensando en aspectos constructivos se determina dejar una sección de columna de 0.60x0.60 m. Por lo cual las dimensiones de columnas quedan :

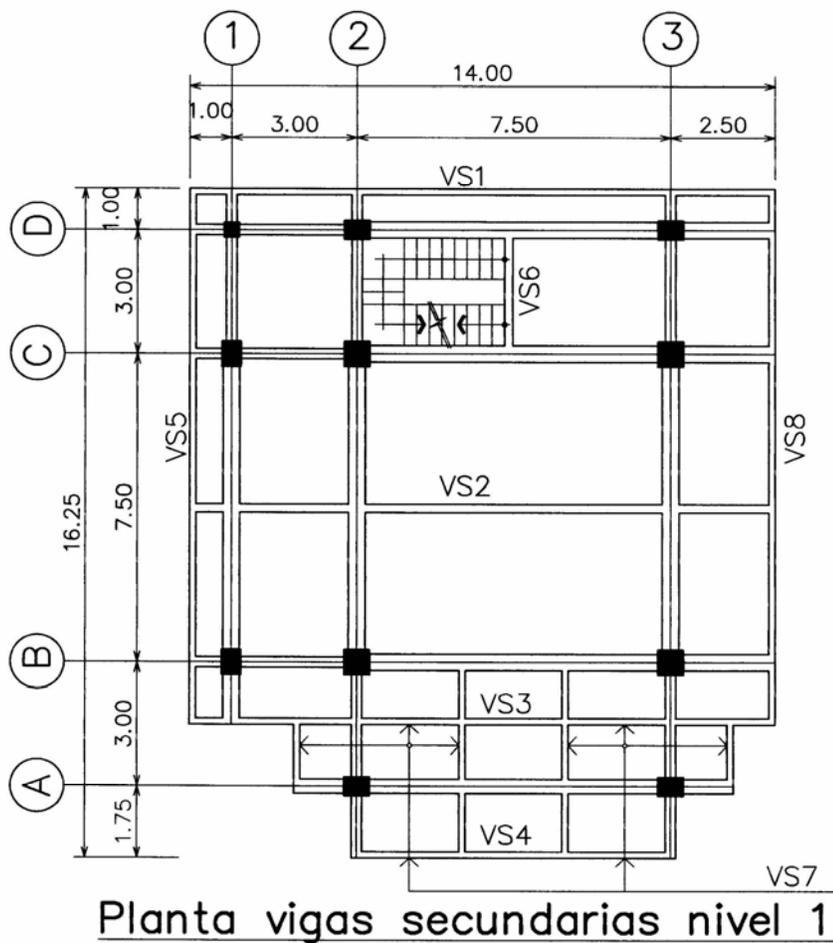
Figura 27. Planta de cotas más dimensiones de columnas



8.2 Determinación de vigas secundarias

Las vigas secundarias, que no son más que las vigas que están apoyadas sobre principales, se utilizan para obtener losas con espesor no mayor de 12 centímetros.

Figura 28. Planta de ubicación de vigas secundarias nivel 1



8.3 Determinación de cargas

La determinación de las cargas está basada en función del uso de la estructura, las propiedades mecánicas de los elementos que constituirán la obra y ubicación de la misma, ésta última está ligada intrínsecamente a la naturaleza del lugar.

8.3.1 Cargas muertas

En base a las secciones propuestas se determinan los pesos de cada elemento

Columnas de 0.60x0.60 = 0.864 T/m

Columnas de 0.45x0.60 = 0.648 T/m

Columnas de 0.35x0.35 = 0.294 T/m

Vigas de 0.40x0.70 = 0.672 T/m

Vigas de 0.25x0.45 = 0.27 T/m

Vigas de 0.35x0.60 = 0.504 T/m

Vigas de 0.15x0.45 = 0.162 T/m

Vigas de 0.20x0.45 = 0.216 T/m

Vigas de 0.20x0.55 = 0.264 T/m

Losa prefabricada de 0.15 m de espesor = 0.293 T/m²

Muro tabique de block de 25kg/cm² y 2.95 m de alto = 0.510 T/m

Acabados (repello + cernido) = 0.024 T/m²

Cielo falso e instalaciones = 0.024 T/m²

Piso + rellenos = 0.098 T/m²

Pañuelos + desniveles = 0.098 T/m²

8.3.2 Cargas vivas

Carga viva para entresijos = 50 libras/pie² = 245 kg/m² = 0.245 T/m²

Carga viva para techos = 20 libras/pie² = 98 kg/m² = 0.098 T/m²

Tabiques = 25 lb/pie² = 123 kg/m² = 0.123 T/m²

8.3.3 Integración de cargas

Cargas para entresijo:

Carga muerta = 0.439 T/m²

Carga viva entresijo = 0.368 T/m²

Cargas para techo

Carga muerta = 0.391 T/m²

Carga viva = 0.098 T/m²

Cargas por metro cuadrado de vigas

Vigas de 0.40x0.70 = 49.20 ml x 0.672 T/m = 33.062 T

Vigas de 0.25x0.45 = 27.95 ml x 0.27 T/m = 7.547 T

Vigas de 0.35x0.65 = 9.30 ml x 0.504 T/m = 4.687 T

Vigas de 0.20x0.55 = 12.15 ml x 0.264 T/m = 3.208 T

Vigas de 0.15x0.45 = 74.15 ml x 0.162 T/m = 12.012 T

Vigas de 0.20x0.45 = 2.60 ml x 0.216 T/m = 0.562 T

La sumatoria de pesos = 61.078 T

El área donde están distribuidas las vigas es = 211.77 m²

por lo cual el peso ponderado será = 61.078T / 211.77m² = 0.288 T/m²

La integración final queda:

Cargas de entrepiso

$$\text{Carga muerta} = 0.439 + 0.288 = 0.727 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 0.368 \text{ T/m}^2$$

Cargas de techo

$$\text{Carga muerta} = 0.391 + 0.288 = 0.679 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 0.098 \text{ T/m}^2$$

8.4 Análisis sísmico

El análisis sísmico se ha de realizar dos veces ya que se debe hacer en el sentido de los ejes principales. En el caso de que la estructura sea combinada, por ejemplo que existan ejes principales girados a 45 grados y a su vez dos ejes principales mas, perpendiculares entre sí, quedará a criterio del diseñador realizar una revisión adicional o basado en la distribución en planta de los elementos estructurales tomar como críticos los ejes que pueden ser más fuertemente azotados en el momento de una actividad sísmica.

8.4.1 Corte basal

Ésta no es más que la fuerza que proporcionará el suelo al moverse en contra de la edificación, los elementos estructurales deberán resistir las fuerzas inducidas por la respuesta de la estructura al movimiento del suelo. A la acción del suelo durante un movimiento sísmico se le conoce como “Espectro de respuesta” y aunque es la acción del suelo, este espectro se refleja y debe ser absorbido por la estructura.

Al aplicar la fórmula del corte basal

$$V = ZKCW \text{ (UBC 2314, inciso "d")}$$

Al analizar el sentido paralelo a los ejes número

De donde:

$$C = 0.05 / (T)^{1/3}$$

$$T = 0.05 h_n / (D)^{1/2}$$

$$T = 0.05 \times 39.163 \text{ ft} / (53.30 \text{ ft})^{1/3}$$

$$T = 0.520 \text{ seg}$$

$$C = 0.05 / (0.520)^{1/3}$$

$C = 0.069$ y no excede el valor máximo de 0.10 por lo cual es aceptable (de TABLA II).

$$K = 0.67 \text{ (de TABLA I)}$$

$$Z = 1.00$$

Se considera Z como tipo 3, que corresponde a la zona donde ha habido catástrofes debido a actividad sísmica y existe actividad sísmica todavía por lo cual se le asigna un valor de 1.00.

El valor del corte basal será

$$V = 1.00 \times 0.67 \times 0.069 \times W$$

$$V = 0.046W \text{ (el cuatro punto seis por ciento del peso de la estructura)}$$

Al analizar el sentido paralelo a los ejes número

De donde:

$$T = 0.05 \times 39.163 \text{ pies} / (45.92 \text{ pies})^{1/3}$$

$$T = 0.542 \text{ segundos}$$

$$C = 0.05 / (0.542)^{1/2}$$

$C = 0.068$ y no excede el valor máximo de 0.10 por lo cual es aceptable.

$$K = 0.67$$

8.4.2 Fuerza Ft

si H_n / D_s es menor o igual a 3 $F_t = 0$

$H_n = 39.163$, $D_s = 45.92$

$H_n / D_s = 39.163 / 45.92 = 0.86$ por lo cual $F_t = 0$

Tabla III. Cálculo de peso de estructura

Nivel	W muerta Losas + vigas	25% W viva	W de Columnas	W total
1	153.93	19.48	23.902	197.312
2	145.10	18.36	17.123	180.583
3	134.32	4.89	17.123	156.333
Totales	433.35	42.73	58.33	534.228

$W_{total} = 534.228 \text{ T}$

$V_{basal} = 0.046 \times 534.228 \text{ T} = 24.583 \text{ T}$

Tabla IV. Cálculo de fuerzas de piso

Fuerza de piso por nivel					
Nivel	W _i	H _i	W _i H _i	(w _i *h _i)/(W _i H _i)	Fuerza Piso
1	197.312	4.79	945.13	0.23	5.66
2	180.583	8.19	1478.98	0.35	8.61
3	156.333	11.59	1811.9	0.43	10.58

Sumatoria

4236.01

8.5 Cálculo de torsión

Primero se debe calcular el valor de la excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa. La determinación del centro geométrico o centro de masa se realiza con principios de mecánica como se puede ver en las tablas V y VI

Tabla V. Centro geométrico nivel 1

Figura	Área	dis x	dis y	Área*dis x	Área*dis y
1	182	7	6.5	1274	1183
2	17.66	7.75	13.84	136.87	244.42
3	12.24	7.75	15.46	94.86	189.24
Σ 211.9					

X centroidal = 7.11 m

Y centroidal = 7.63 m

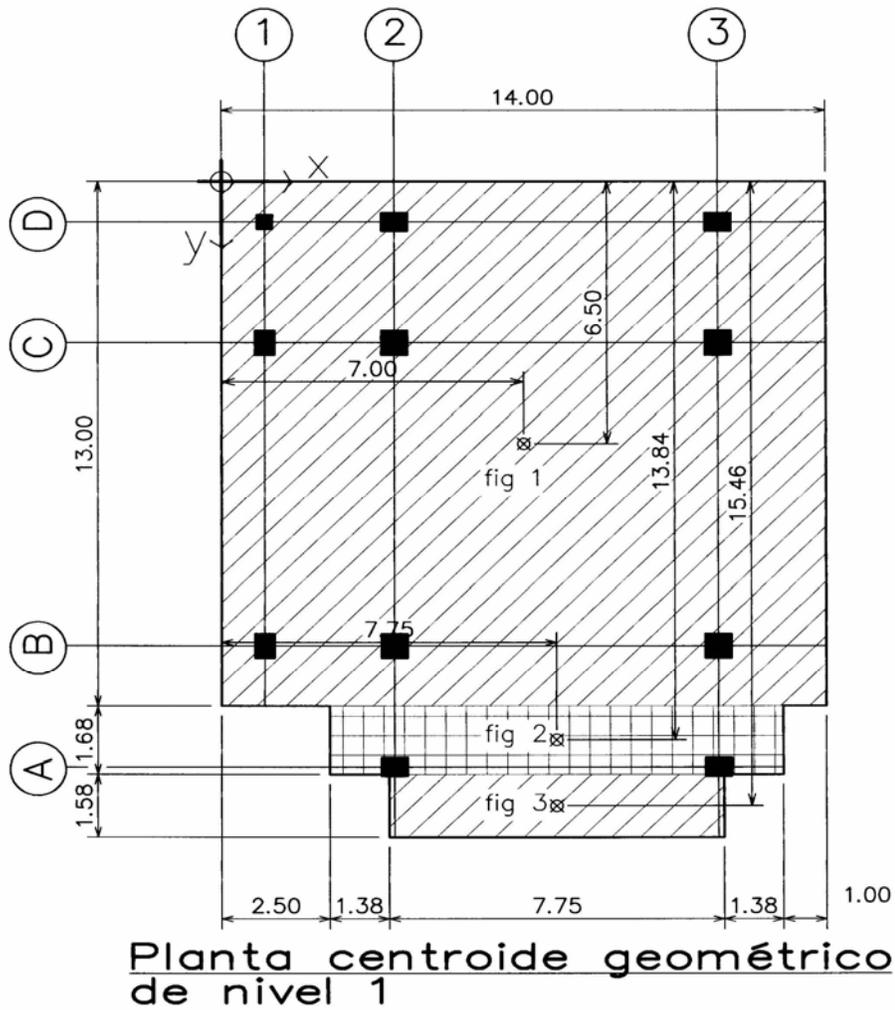
Tabla VI. Centro geométrico niveles 2 y 3

Figura	Área	dis x	dis y	Área*dis x	Área*dis y
1	182	7	6.5	1274	1183
Σ 182					

X centroidal = 7.00 m

Y centroidal = 7.50 m

Figura 29. Planta centroide geométrico de nivel 1



8.5.1 Centro de rigidez de niveles 1, 2 y 3

Al utilizar principios de física, como área, inercia centroidal, base, alto, elasticidad, esfuerzo de los materiales, se determina la rigidez de cada elemento estructural, con dichos datos se definirá la rigidez de cada marco.

Tabla VII. Propiedades de los elementos estructurales verticales, nivel 1

Elemento			alto	área	Inercia	f'c	E	P	Delta	K
Descripción	dist cm	dist cm	Cm	cm ²	cm ⁴	kg/cm ²		Tons	adim	adim
Columna	35	35	514	1225	125x10 ³	210	219 x10 ³	100 x10 ³	41.93	0.0238
Columna	60	45	514	2700	455 x10 ³	210	219 x10 ³	100 x10 ³	11.61	0.0861
Columna	45	60	514	2700	810 x10 ³	210	219 x10 ³	100 x10 ³	6.65	0.1505
Columna	60	60	514	3600	1080 x10 ³	210	219 x10 ³	100 x10 ³	4.98	0.2006

Tabla VIII. Propiedades de los elementos estructurales verticales, niveles 2 y 3

Elemento			alto	area	Iner.Centr	f'c	E	P	Delta	K
descripcion	dist cm	dist cm	cm	cm ²	cm ⁴	kg/cm ²		T	adim	adim
Columna	35	35	340	1225	125,052.08	210.00	218,819.79	100,000.00	48.26	0.0207
Columna	60	45	340	2700	455,625.00	210.00	218,819.79	100,000.00	13.31	0.0751
Columna	45	60	340	2700	810,000.00	210.00	218,819.79	100,000.00	7.56	0.1322
Columna	60	60	340	3600	1,080,000.00	210.00	218,819.79	100,000.00	5.67	0.1763

Propiedades de los elementos estructurales verticales, de donde el dato de delta se determina mediante la fórmula:

$$\text{delta} = (P H^3)/(3EI) + (1.2PH)/(AG) \text{ para niveles intermedios}$$

$$\text{delta} = (P H^3)/(12EI) + (1.2PH)/(AG) \text{ para el primer nivel}$$

“P” es la carga asumida, para este caso 100,000.00 toneladas

“H” es la altura de la columna en centímetros

“E” la elasticidad del concreto, como $f_c = 210 \text{ Kg / cm}^2$, $E = 15100(f_c)^{1/2}$

“I” es la inercia centroidal en centímetros

“A” es el área en centímetros

“G” es el 40% del valor de E , $G = 0.40 \times E$

Obtenidos estos datos, se procede a determinar la rigidez de cada marco

NIVEL 1

$$\begin{aligned} \text{K marco eje "D"} &= 0.0238 + 2(0.1505) &&= 0.3248 \\ \text{K marco eje "B y C"} &= 0.0861 + 2(0.2006) = 0.1253 \times 2 &&= 0.2506 \\ \text{K marco eje "A"} &= 0.1505 + 0.1505 &&= 0.3010 \\ \text{Sumatoria de "K"} &&&= 0.8764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{K marco eje "1"} &= 0.0238 + 2(0.1505) &&= 0.3248 \\ \text{K marco eje "2"} &= 2(0.2006) + 2(0.1505) &&= 0.7022 \\ \text{K marco eje "3"} &= 2(0.1505) + 2(0.2006) &&= 0.7022 \\ \text{Sumatoria de "K"} &&&= 1.7292 \end{aligned}$$

NIVEL 2 Y 3

$$\begin{aligned} \text{K marco eje "D"} &= 0.0207 + 2(0.1322) &&= 0.2851 \\ \text{K marco eje "B"} &= 0.0751 + 2(0.1763) &&= 0.4277 \\ \text{K marco eje "C"} &= 0.0751 + 2(0.1763) &&= 0.4277 \\ \text{Sumatoria de "K"} &&&= 1.1405 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{K marco eje "1"} &= 0.0207 + 2(0.1322) &&= 0.2851 \\ \text{K marco eje "2"} &= 0.1322 + 2(0.1763) &&= 0.4848 \\ \text{K marco eje "3"} &= 0.1322 + 2(0.1763) &&= 0.4848 \\ \text{Sumatoria de "K"} &&&= 1.2547 \end{aligned}$$

Se continúa multiplicando la rigidez del marco por la distancia hacia el punto de referencia. Para este caso es la esquina superior izquierda del edificio, como resultado la siguiente tabla:

Tabla IX. Centro de rigidez sentido letra, nivel 1

Marco	Rigidez	Brazo	Brazo x Rigidez
1	0.3248	1	0.3248
2	0.7022	4	2.8088
3	0.7022	11.5	8.0753
Sumatoria	1.7292		11.2089

$$\text{Centroide} = \frac{11.2089}{1.7292} = 6.49 \text{ M}$$

Tabla X. Centro de rigidez sentido letra, niveles 2 y 3

Marco	Rigidez	Brazo	Brazos x Rigidez
1	0.2851	1	0.2851
2	0.4848	4	1.9392
3	0.4848	11.5	5.5752
Sumatoria	1.2547		7.7995

$$\text{Centroide} = 7.7995 / 1.2547 = 6.22 \text{ M}$$

Tabla XI. Centro de rigidez sentido número, nivel 1

Marco	Rigidez	Brazo	Brazo x Rigidez
A	0.301	14.5	4.3645
B	0.1253	11.5	1.44095
C	0.1253	4	0.5012
D	0.3248	1	0.3248
Sumatoria	0.8764		6.63145

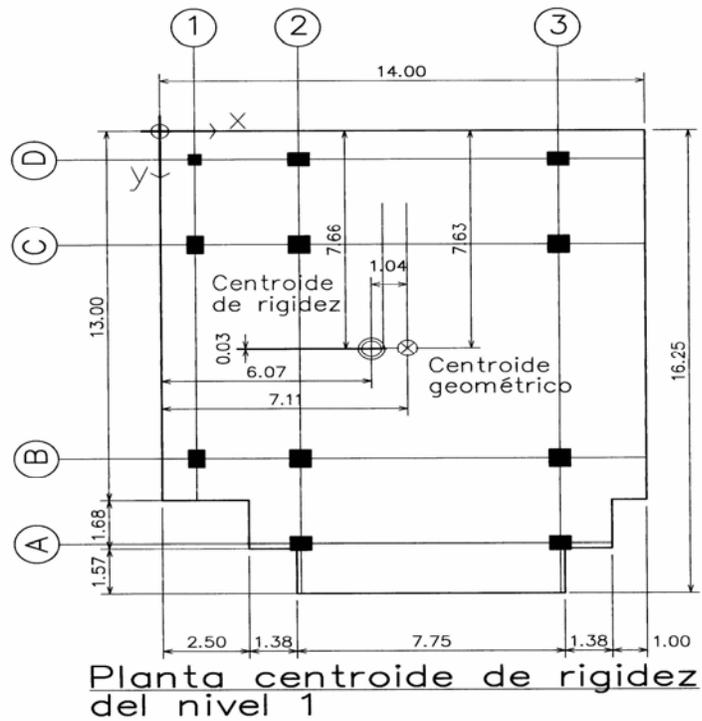
$$\text{Centroide} = 6.63145 / 0.8764 = 7.57 \text{ M}$$

Tabla XII. Centro de rigidez sentido número, niveles 2 y 3

Marco	Rigidez	Brazo	Brazo x Rigidez
B	0.4277	11.5	4.91855
C	0.4277	4	1.7108
D	0.2851	1	0.2851
Sumatoria	1.1405		6.91445
Centroide =	$6.91 / 1.14 = 6.07 \text{ M}$		

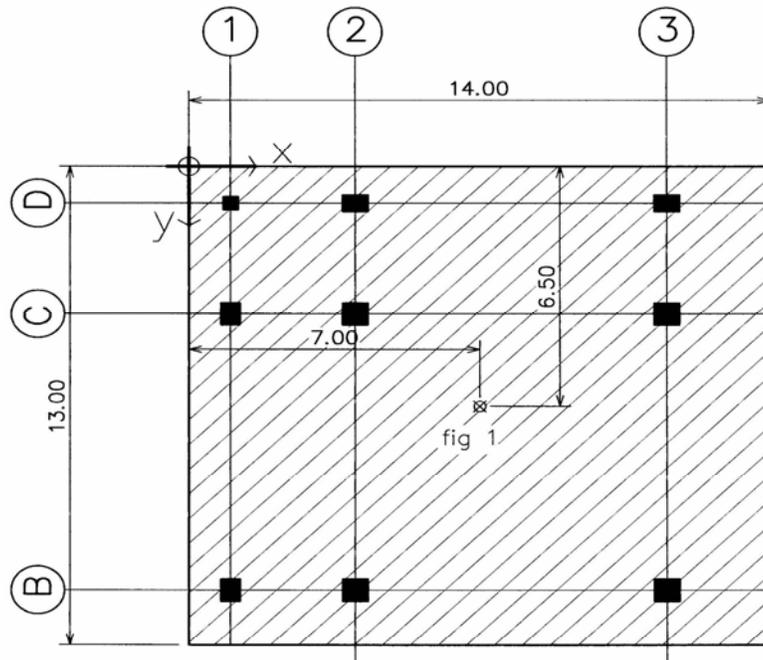
La excentricidad para el nivel 1 en el sentido letra es de 1.04 m y en el sentido número es de 0.03 m, ambos valores son menores que los mínimos por lo cual se utilizarán el cinco por ciento que establece el reglamento.

Figura 30. Planta ubicación de centroide de rigidez, nivel 1



El procedimiento utilizado para determinar el centro de rigidez y el centro de masa (o geométrico) para el nivel 1 es el mismo que se realiza para los niveles 2 y 3, de donde se obtiene las coordenadas del centro de rigidez $X = 6.22$ y en $Y = 6.07$ m

Figura 31. Planta ubicación centroide geométrico niveles 2 y 3



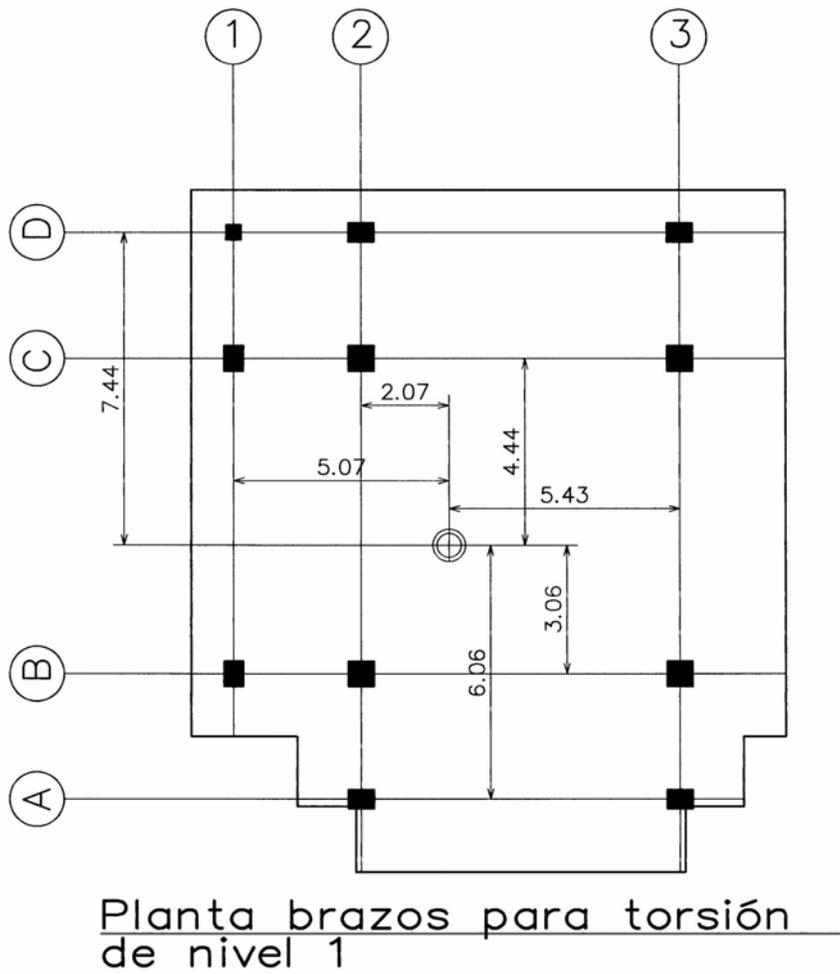
Planta centroide geométrico de niveles 2 y 3

8.5.2 Distribución de cargas por torsión y rigidez

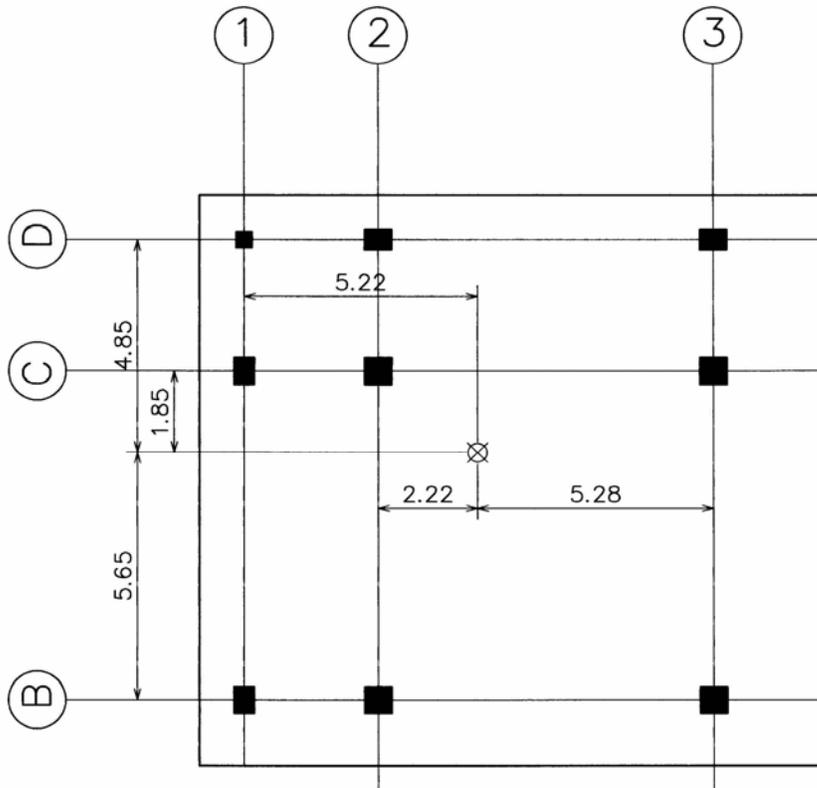
Se realiza el cálculo de fuerzas finales por marco, en las cuales se incluyen las fuerzas de piso distribuidas entre los marcos resistentes en base a su rigidez, se calcula la torsión producida por la excentricidad entre el centro geométrico y el centro de rigidez.

Para el cálculo de fuerzas por torsión se multiplica la rigidez del marco por la distancia hacia el centro de rigidez, se ha de tomar en cuenta estos brazos ya que cuando están arriba del centro de rigidez se toman como positivos y hacia abajo negativos, de forma análoga en el sentido perpendicular.

Figura 32. Plantas ubicación brazos para cálculo de torsión niveles 1,2 y 3.



Continuación de la figura 32



Planta brazos para torsión
de niveles 2 y 3

Tabla XIII. Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido letra, nivel 1

Fuerza de Piso = 5.66 e letra = 0.81 e número = 1.04

Marco	K	d	Kd	Kd ²	Ei	Pi''	Pi'	Pi
		m	m	m ²		T	T	T
D	0.325	7.440	2.417	17.979	13.522	0.339	2.098	2.437
C	0.125	4.440	0.556	2.470	58.735	0.078	0.809	0.887
B	0.125	-3.060	-0.383	1.173	-85.223	-0.054	0.809	0.755
A	0.301	-6.060	-1.824	11.054	-17.914	-0.256	1.944	1.688
	0.876			32.676				

Tabla XIV. Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido número, nivel 1

Marco	K	D	Kd	Kd ²	Ei	Pi''	Pi'	Pi
		M	m	m ²		T	T	T
1.000	0.325	5.070	1.647	8.349	19.470	0.302	1.063	1.365
2.000	0.702	2.070	1.454	3.009	22.058	0.267	2.298	2.565
3.000	0.702	-5.430	-3.813	20.704	-8.409	-0.700	2.298	1.598
	1.729			32.062				

Tabla XV. Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido letra, nivel 2

Fuerza de Piso = 8.61 e letra = 0.65 e número 0.78

Marco	K	D	Kd	Kd ²	Ei	Pi''	Pi'	Pi
		M	M	m ²		T	T	T
D	0.285	-4.850	-1.383	6.706	-15.752	-0.355	2.152	1.797
C	0.428	-1.854	-0.793	1.470	-27.469	-0.204	3.229	3.025
B	0.428	5.640	2.412	13.605	9.030	0.620	3.229	3.849
	1.141			21.781				

Tabla XVI. Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido número, nivel 2

Marco	K	D	Kd	Kd ²	Ei	Pi''	Pi'	Pi
		M	M	m ²		T	T	T
1.000	0.285	5.070	1.445	7.328	16.396	0.410	1.956	2.366
2.000	0.485	2.070	1.004	2.077	23.617	0.284	3.327	3.611
3.000	0.485	-5.430	-2.632	14.294	-9.003	-0.746	3.327	2.581
	1.255			23.700				

Tabla XVII. Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido letra, nivel 3

Fuerza de Pis = 10.58 e letra = 0.65 e número = 0.78

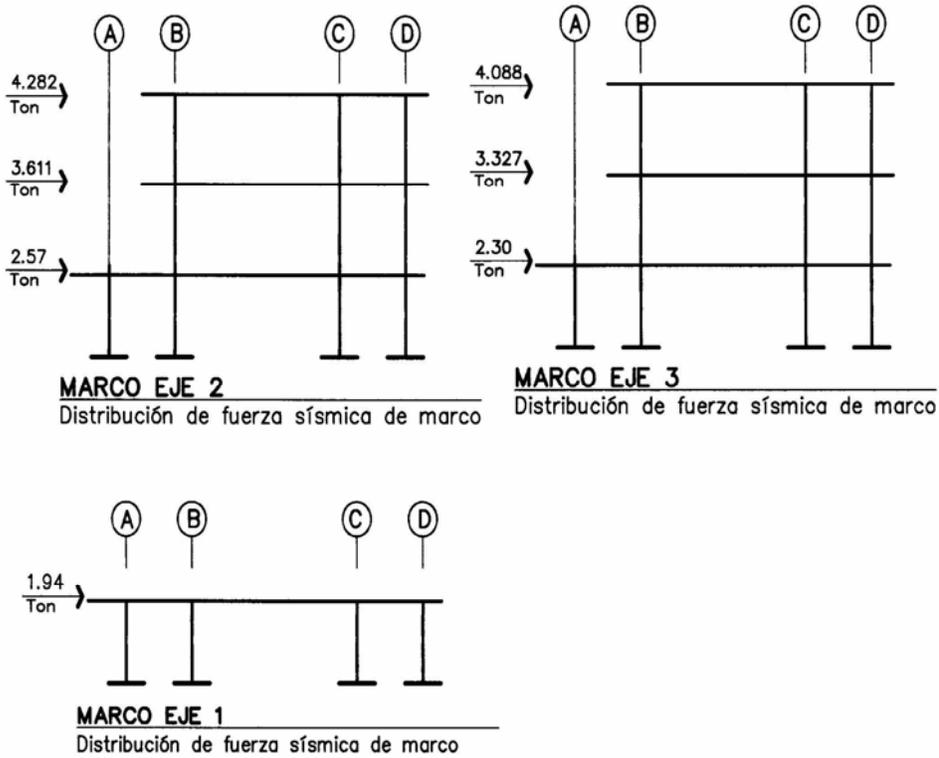
Marco	K	d	Kd	Kd ²	Ei	Pi''	Pi'	Pi
		m	m	m ²		T	T	T
D	0.285	-4.850	-1.383	6.706	-15.752	-0.437	2.645	2.208
C	0.428	-1.854	-0.793	1.470	-27.469	-0.250	3.968	3.717
B	0.428	5.640	2.412	13.605	9.030	0.762	3.968	4.729
	1.141			21.781				

Tabla XVIII. Cálculo de fuerzas por marco por sismo y torsión, sentido número, nivel 3

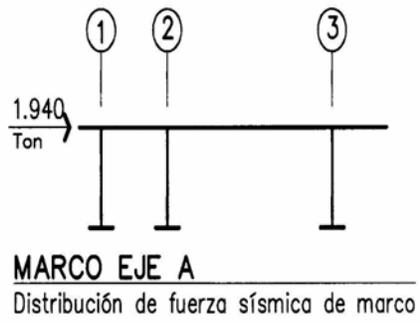
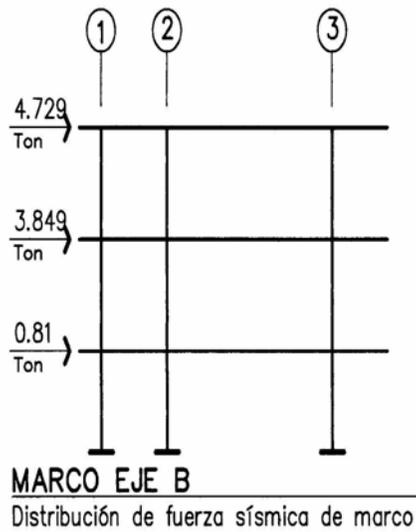
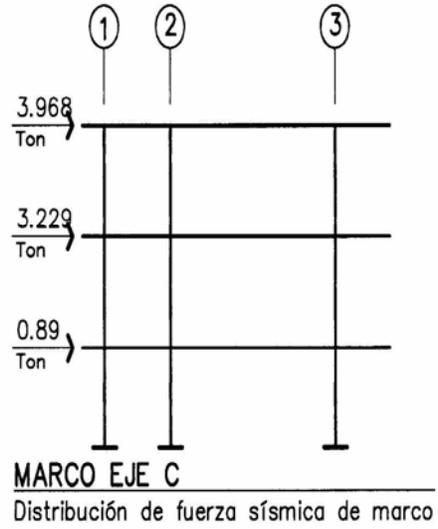
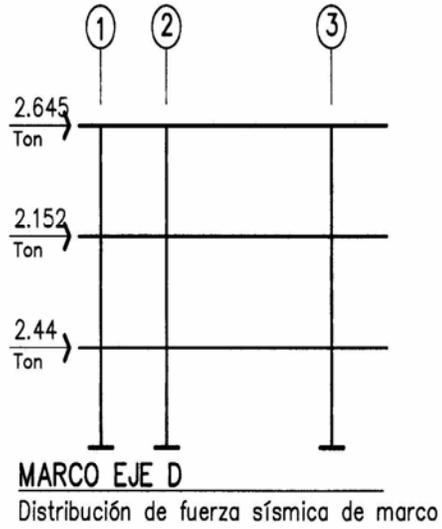
Marco	K	d	Kd	Kd ²	Ei	Pi''	Pi'	Pi
		m	m	m ²		T	T	T
1.000	0.285	5.070	1.445	7.328	16.396	0.503	2.404	2.907
2.000	0.485	2.070	1.004	2.077	23.617	0.194	4.088	4.282
3.000	0.485	-5.430	-2.632	14.294	-9.003	-0.509	4.088	3.579
		1.255		23.700				

Para cada marco se seleccionará el mayor de los tres resultados calculados en las columnas Pi'', Pi' y P para cada nivel correspondiente.

Figura.33. Fuerzas finales horizontales en marcos



Continuación de figura 33



8.6 Análisis de resultados de los marcos y diseño de elementos estructurales

El proceso de análisis de resultados de los marcos conlleva implícitamente realizar las combinaciones, y esto debe ser para cada elemento estructural, hay ciertos elementos estructurales que no conllevan el realizar envolventes ni demasiados cálculos, tal es el caso de las soleras de amarre, que deben ser calculadas como elementos a compresión y tensión.

8.6.1 Análisis de los marcos estructurales y combinaciones

Se realiza el análisis para cada marco de fuerzas verticales por carga viva, por carga muerta y por sismo, cada una de estos en forma independiente. De los resultados obtenidos se realizan las combinaciones especificadas en el reglamento, de los resultados se deben seleccionar los de mayor magnitud.

Se especifican por lo menos cinco combinaciones a realizar, sin embargo, queda a criterio del diseñador realizar alguna o algunas más, si el resultados de éstas fueran menores que el obtenido en las cinco combinaciones especificadas, se deben tomar los resultados obtenidos en dichas operaciones.

1.4 carga muerta + 1.7 carga viva

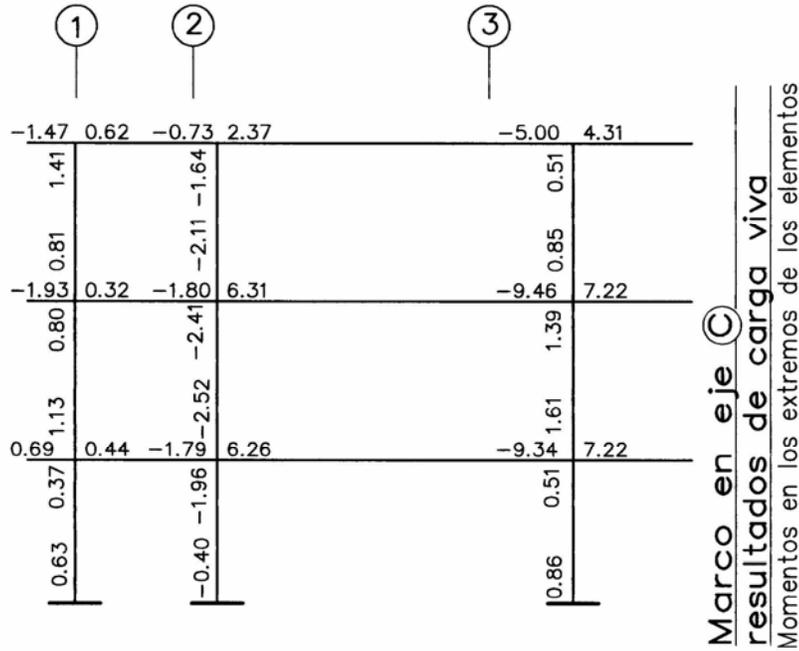
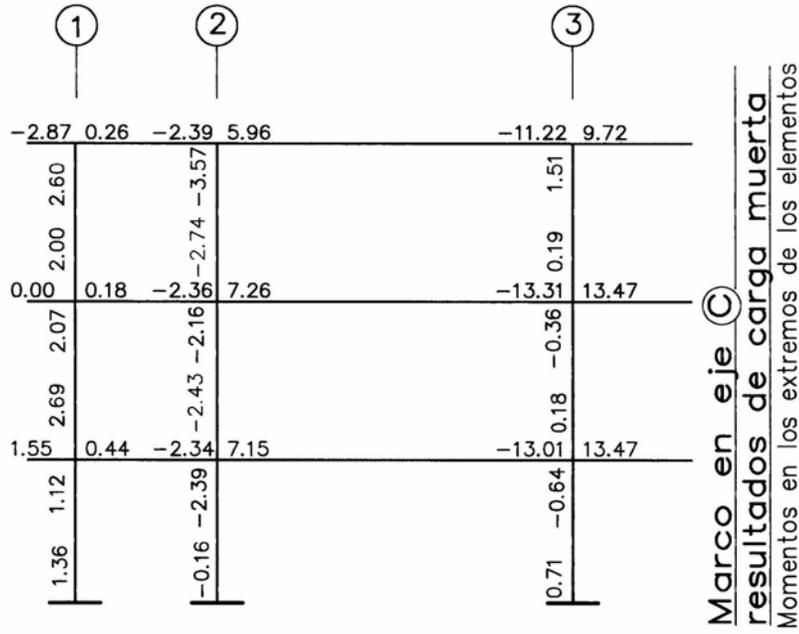
1.4 carga muerta + 1.7 carga viva + sismo

0.75 (1.4 carga muerta + 1.7 carga viva + 1.7 sismo)

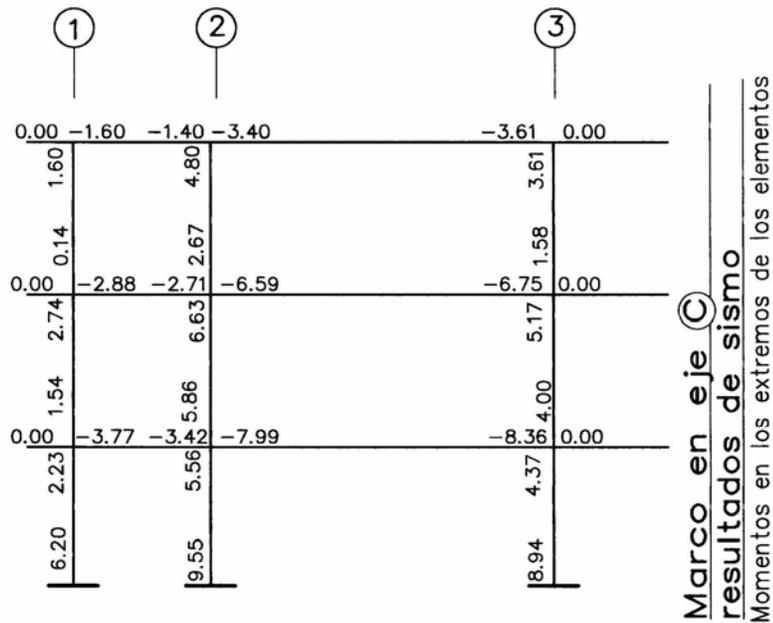
0.75 (1.4 carga muerta + 1.7 carga viva – 1.7 sismo)

0.9 carga muerta + 1.3 sismo

Figura 34. Resultados del análisis de cargas en marco eje "C"



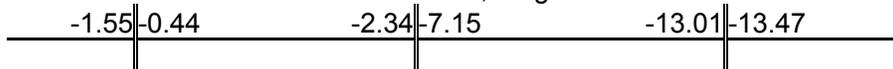
Continuación de la figura 34.



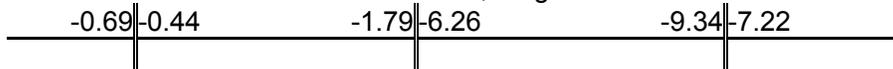
Los datos fueron trabajados con el programa ANALEST creado por Ing. Jaime Uribe Escamilla. Realizando las combinaciones, para la viga del primer nivel se obtienen los siguientes resultados:

Esfuerzos de cm, cv y sismo en viga eje "c"

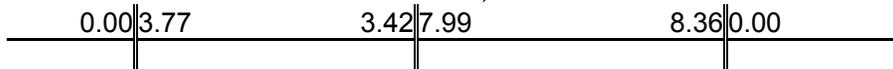
Resultados de momentos en extremos, carga muerta



Resultados de momentos en extremos, carga viva



Resultados de momentos en extremos, sismo



Combinaciones de esfuerzos

Primera combinación, 1.4 carga muerta + 1.7 carga viva

-3.34	-1.36	-6.32	-20.65	-34.09	-31.13

Segunda combinación, 1.4 carga muerta + 1.7 carga viva + sismo

-3.34	2.41	-2.90	-12.66	-25.73	-31.13

Tercera combinación, 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.7S)

-2.51	3.78	-0.38	-5.30	-14.91	-23.35

Cuarta combinación, 0.75(1.4CM + 1.7CV - 1.7S)

-2.51	-5.83	-9.10	-25.68	-36.23	-23.35

Quinta combinación 0.9CM + 1.3S

-1.40	4.51	2.34	3.95	-0.84	12.12

Resultado final de la combinación viga eje "C"

Resultados de momentos arriba del eje neutro de la viga

-3.34	-5.83	-9.10	-25.68	-36.23	-31.13
0.00	4.51	3.42	7.99	8.36	0.00

Resultados de momentos abajo del eje neutro de la viga

8.6.2 Análisis de vigas por tramos

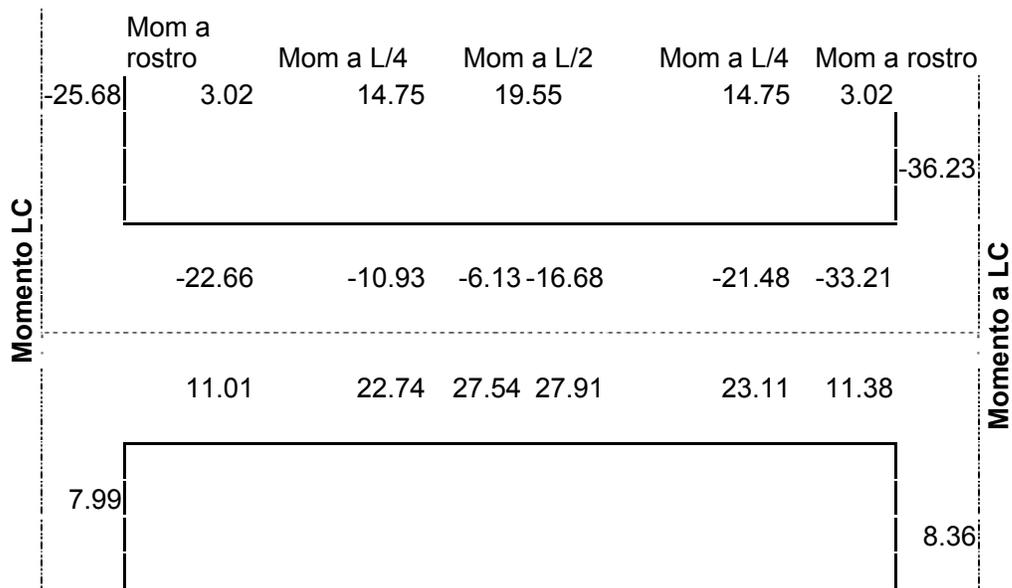
Con el análisis y combinación de esfuerzos anterior se han determinado los momentos en los extremos de las vigas, por lo cual se ha de efectuar un análisis adicional, comúnmente denominado "análisis por tramos".

La finalidad de este análisis es mostrar los esfuerzos en varios puntos intermedios de la viga para determinar el refuerzo necesario para cada tramo.

Éste se realiza para determinar los momentos en diferentes tramos de la viga, por costumbre y como mínimo se deben determinar los momentos en los rostros de las columnas, a L/4 y a L/2.

Realizando el análisis seccionado para el tramo de viga del eje "C" del primer nivel ubicando entre los ejes 2 al 3 las distancias en las cuales se realizará el análisis seccionado, tomadas desde el eje de columna a partir del lado izquierdo a)0.30 m, rostro de columna b) 1.90 m.

Figura 35. Resultados del análisis por tramos en una viga



En el esquema anterior, los resultados mostrados arriba del eje neutro de la viga son los momentos negativos y abajo del eje neutro son los momentos positivos

8.6.3 Análisis y diseño de una columna

Para determinar las dimensiones de la sección de una la columna y el refuerzo que requiere, serán calculados en base de los esfuerzos obtenidos del análisis de los marcos con los diferentes tipos de cargas y realizando los tres pasos siguientes:

8.6.3.1 Combinación de esfuerzos

Se realiza el análisis para la columna ubicada en la intersección de los ejes C-3 desde el nivel de cimentación al primer nivel; se observan los momentos de la carga muerta (CM), carga viva (CV) y sismo (S) en el pie y corona de la columna, datos tomados de los resultados del análisis mostrados en la figura 34, en los extremos de los elementos, los resultados son lo que se presenta a continuación.

Momentos en el pie de columna

Por carga muerta = 0.71 T-m

Por carga viva = 0.96 T-m

Por sismo = 8.90 Ton-m

Momentos en la corona de columna

Por carga muerta = 0.64 T-m

Por carga viva = 0.51 T-m

Por sismo = 4.40 T-m

Al realizar las combinaciones mínimas requeridas por el código se obtienen los siguientes resultados

Combinaciones al pie de columna

$1.4CM + 1.7CV = 2.46$	T-m
$1.4CM + 1.7CV + S = 11.36$	T-m
$1.4CM + 1.7CV - S = -6.44$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.7S) = 13.19$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV - 1.7S) = -9.51$	T-m
$0.9CM + 1.3S = 12.21$	T-m
$0.9CM - 1.3S = -10.93$	T-m

Combinaciones en corona de columna

$1.4CM + 1.7CV = 1.76$	T-m
$1.4CM + 1.7CV + S = 6.16$	T-m
$1.4CM + 1.7CV - S = -2.64$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.7S) = 6.93$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV - 1.7S) = -4.29$	T-m
$0.9CM + 1.3S = 6.30$	T-m
$0.9CM - 1.3S = -5.14$	T-m

Los resultados del marco en eje "3" en la columna ubicada en la intersección de los ejes C-3 para el primer nivel correspondiente desde la cimentación hasta la primera losa son:

Momentos en el pié de columna

Por carga muerta = 3.41 T-m

Por carga viva = 2.60 T-m

Por sismo = 10.00 T-m

Momentos en la corona de columna

Por carga muerta = 6.60 T-m

Por carga viva = 3.80 T-m

Por sismo = 6.00 T-m

Al realizar las combinaciones en el sentido número se obtienen los siguientes resultados

Combinaciones al pie de columna

$1.4CM + 1.7CV = 9.19$	T-m
$1.4CM + 1.7CV + S = 19.19$	T-m
$1.4CM + 1.7CV - S = -0.81$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.7S) = 19.65$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV - 1.7S) = -5.85$	T-m
$0.9CM + 1.3S = 16.07$	T-m

Combinaciones en corona de columna

$1.4CM + 1.7CV = 15.70$	T-m
$1.4CM + 1.7CV + S = 21.70$	T-m
$1.4CM + 1.7CV - S = 9.70$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.7S) = 19.43$	T-m
$0.75(1.4CM + 1.7CV - 1.7S) = 4.13$	T-m
$0.9CM + 1.3S = 13.74$	T-m
$0.9CM - 1.3S = -1.86$	T-m

De los resultados anteriores se ha de seleccionar la combinación crítica, la cual no es más que tomar los datos más altos, con cuidado de no sobre diseñar el elemento, seleccionando un sentido en el cual los momentos incluyendo sismo son los más grandes y en correspondencia se toman en el otro sentido los datos mayores que en los cuales no esté tomado en cuenta el sismo sino únicamente las cargas verticales. Se obtienen los siguientes resultados:

Momentos en la corona de la columna

Sentido letra (eje C) = 1.76 T-m

Sentido número (eje 3) = 21.70 T-m

Momentos en el pie de la columna

Sentido letra (eje C) = 2.46 T-m

Sentido número (eje 3) = 19.65 T-m

Carga axial para la corona de la columna es de 102.01 T y la carga axial en el pie de la columna es de 105.85 T

8.6.3.2 Cálculo del magnificador de momentos

Éste es debido a la importancia que tienen las columnas como elementos estructurales, es un método análogo al calcular las columnas con la sección fracturada, con lo cual se logra darle un poco más de seguridad sin extralimitarse a las columnas.

Datos de diseño:

Sección de la columna 0.60 x 0.60 m

Lu = 3.85 m

M letra = 1.76 T- m

M número = 21.70 T-m

Pu = 102.01

Cálculo de factor "K"

$$\Psi = (\sum K \text{ columnas}) / (\sum K \text{ vigas})$$

$$\Psi_{\text{corona}} = 3.94, \Psi_{\text{pie}} = 0.00, \Psi_{\text{promedio}} = 1.97$$

Como $\Psi < 2$ se utiliza la fórmula

$$K = \frac{20 - \Psi}{20} \sqrt{1 + \Psi}$$

$$K = 1.55$$

Cálculo de esbeltez (E)

de la fórmula

$$E = \frac{K Lu}{R} \quad \text{Radio de giro 'R' = } \sqrt{\frac{I \text{ centroidal}}{\text{Area}}}$$

$$R = 0.29$$

$$E = 20.72$$

Como $E > 20$, y al utilizar el criterio que para valores de E entre 0 a 20 inclusive, no se magnifica ya que es columna corta, de 21 a 100 sí se magnifica la denominada columna intermedia y mayores que 100, la columna no se construye o habrá que rediseñarla ya que es una columna esbelta.

Cálculo de factor de flujo plástico (β_d)

Donde el valor de β_d es la relación entre el momento de carga sin factorar dividido el momento de carga con factores de diseño

$$\beta_d = (6.6+3.8) / (15.7) = 0.66$$

Cálculo elasticidad equivalente (Eie)

$$\text{FORMULA Eie} = \frac{E \text{ concreto} \frac{I \text{ gruesa}}{2.5}}{1 + \beta_d}$$

De donde E del concreto = $15,100 \sqrt{f'c}$

$$Eie = 6.60 \times 10^6$$

Cálculo de la carga crítica de Euler (Pcr)

$$P_{cr} = \frac{E I e \times \pi^2}{(K L u)^2}$$

$$P_{cr} = 1,820 \text{ T}$$

Cálculo el magnificador ($\bar{\delta}$)

$$\Delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\pi \times P_{cr}}}$$

$$\bar{\delta} = 1.0871$$

Cálculo de momentos y carga axial magnificados

$$M_l = 21.70 \times 1.0871 = 23.59 \text{ T-m}$$

$$M_n = 1.70 \times 1.0871 = 1.91 \text{ T-m}$$

$$P = 102 \times 1.0871 = 110.89$$

8.6.3.3. Diseño del área de refuerzo

Para el diseño de la columna se siguen los siguientes pasos:

- a) Cálculo de acero de refuerzo mínimo
- b) Proponer armado
- c) Cálculo de carga axial resistente a compresión
- d) Cálculo de P'_x y P'_y
 - Cálculo de excentricidades
 - Relación entre excentricidad y longitud de sección
 - Cálculo de ℓ_{mu}

e) Cálculo de K'_x y K'_y

f) Cálculo de P'_x y P'_y

g) Cálculo de P_u

Por lo cual se obtiene que:

el refuerzo mínimo es el 1% del área gruesa de la sección, y para la sección de 60 cm X 60 cm el acero mínimo es $A_s = (60 \times 60) / 100 = 36 \text{ cm}^2$
Proponiendo un armado de 8 varillas No.8 + 4 varillas No.6 se obtiene un área de 52.13 cm^2

La carga axial que resiste la sección gruesa de la columna se calcula mediante la fórmula

$$P = \Phi (0.85 f'_c b h + A_s F_y)$$

$$P = 0.75 (0.85 \times 282 \times 60 \times 60 + 52.13 \times 4227)$$

$$P = 757.91 \text{ T}$$

Para el cálculo de P'_x y P'_y se obtendrá primero

- Excentricidades mediante la fórmula $e_{letra} = M_{letra}/P_o$ y análogamente para el sentido número, $e_{número} = M_{número}/P_o$
Obteniendo $e_{letra} = 0.2127$ y para $e_{número} = 0.0172$
- La relación e/L_n para cada sentido se obtendrá:
 $e_{número}/L_n = 0.03$ y para $e_{letra}/L_n = 0.85$
- Con lo cual obtendremos la relación ℓ_{mu} mediante la fórmula:
 $\ell_{mu} = (A_s/A_g) \times (F_y / 0.85 f'_c)$
 $\ell_{mu} = 0.26$

El cálculo de K_x y K_y intersectando la recta de e_{letra}/L_n con la curva μ y utilizando la gráfica con $g = 0.90$ se obtiene de la gráfica con $K = 0.13$ y para $e_{número}/L_n$ obtenido de la misma gráfica $K = 0.74$

El cálculo de P_x y P_y se obtiene de $P = K f_c A_g / 1,000$ para cada sentido, tomando los subíndices x,y como sentidos letra y número por lo cual se obtendrá P_x (letra) = 132 T y para P_y (número) = 751 T

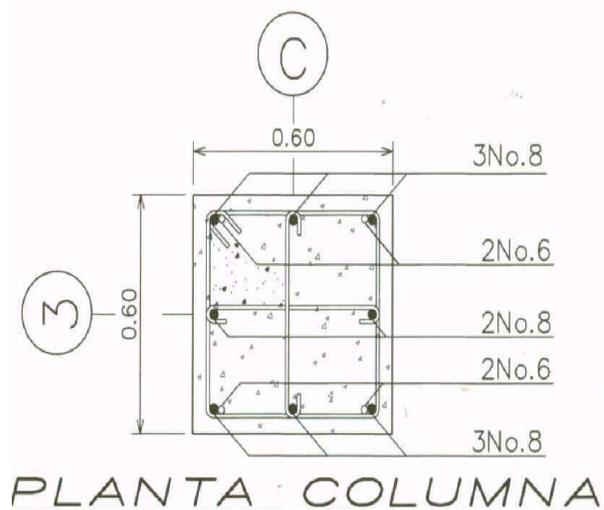
El cálculo de P_u' se obtiene de la aplicación de la fórmula

$$1/P_u' = 1/P_x + 1/P_y - 1/P \text{ que al resolver dará}$$

$$P_u' = 131.67 \text{ T que es mayor que la carga aplicada de } 110.89 \text{ T}$$

El refuerzo para la columna queda con 8No.8+4No.6

Figura 36. Planta de refuerzo de columna en ejes C-3



8.6.4 Diseño del cimiento de la columna en ejes C-3

El procedimiento para el diseño del cimiento se simplifica en los siguientes pasos:

8.6.4.1 Diseño del área de cimentación

Para dimensionar el cimiento se deben evaluar los esfuerzos en el suelo para tres condiciones de carga; estos son provocados por la carga axial, el momento en el sentido letra y el momento en el sentido número. Tomando la siguiente nomenclatura:

P = carga axial

ML = momento en el sentido letra

MN = momento en el sentido número

cv = carga vertical (carga muerta + carga viva)

s = sismo

Condiciones de carga:

1. $P_{cv} + ML_{cv} + MN_{cv}$
2. $P_{cv} + ML_s + MN_{cv}$
3. $P_{cv} + ML_{cv} + MN_s$

Para la primera condición de carga los esfuerzos no deben ser mayores que el valor soporte del suelo, para los otros dos casos se acepta que los esfuerzos sean mayores que el valor soporte del suelo hasta un 30% como máximo.

Con los siguientes datos se comenzará el diseño:

$P_{cv} = 108.85 \text{ T}$

$ML_{cv} = 1.57 \text{ T-m}$

$ML_s = 8.90 \text{ T-m}$

$$MN_{cv} = 6.01 \text{ T-m}$$

$$MNs = 10.00 \text{ T-m}$$

$$Df = 1.75 \text{ m}$$

∂ = esfuerzos que soporta el suelo en T/m^2

Con un espesor de cimiento (t) asumido = 0.60 m

El suelo debe soportar los esfuerzos determinados por la fórmula:

$$\partial \leq \frac{P_{cv} + M_x C_x}{A_z - I_x} + \frac{M_y C_y}{I_y} + W_{s+c}$$

Sean las dimensiones de la zapata de 3.20 m en el sentido letra y 3.50 m en el sentido número se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{Inercia en el sentido letra} = 9.56 \text{ m}^4$$

$$\text{Inercia en el sentido número} = 11.43 \text{ m}^4$$

$$A_z = 11.20 \text{ m}^2$$

Los resultados para la primera condición de carga son:

$$P/A_z = 9.72 \text{ T/ m}^2$$

$$Mc/I \text{ (en el sentido letra)} = 0.26 \text{ T/ m}^2$$

$$Mc/I \text{ (en el sentido número)} = 0.92 \text{ T/ m}^2$$

$$W \text{ suelo} + \text{cimiento} = 3.89 \text{ T/ m}^2$$

Al realizar las revisiones correspondientes se obtiene

$$P/A_z + Mc/I + Mc/I + W_{s+c} = 14.79 \text{ T/ m}^2$$

$$P/A_z + Mc/I - Mc/I + W_{s+c} = 12.95 \text{ T/ m}^2$$

$$P/A_z - Mc/I - Mc/I + W_{s+c} = 12.43 \text{ T/ m}^2$$

Los resultados para la segunda condición de carga son:

$$P/Az = 9.72 \text{ T/ m}^2$$

$$Mc/I \text{ (en el sentido letra)} = 1.49 \text{ T/ m}^2$$

$$Mc/I \text{ (en el sentido número)} = 1.53 \text{ T/ m}^2$$

$$W \text{ suelo} + \text{cimiento} = 3.89 \text{ T/ m}^2$$

Y al realizar las revisiones correspondientes se obtiene

$$P/Az + Mc/I + Mc/I + Ws+c = 16.02 \text{ T/ m}^2$$

$$P/Az + Mc/I - Mc/I + Ws+c = 14.18 \text{ T/ m}^2$$

$$P/Az - Mc/I - Mc/I + Ws+c = 11.20 \text{ T/ m}^2$$

Los resultados para la tercera condición de carga son:

$$P/Az = 9.72 \text{ T/ m}^2$$

$$Mc/I \text{ (en el sentido letra)} = 0.26 \text{ T/ m}^2$$

$$Mc/I \text{ (en el sentido número)} = 1.53 \text{ T/ m}^2$$

$$W \text{ suelo} + \text{cimiento} = 3.89 \text{ T/ m}^2$$

Al realizar las revisiones correspondientes se obtiene

$$P/Az + Mc/I + Mc/I + Ws+c = 15.40 \text{ T/ m}^2$$

$$P/Az + Mc/I - Mc/I + Ws+c = 12.34 \text{ T/ m}^2$$

$$P/Az - Mc/I - Mc/I + Ws+c = 11.82 \text{ T/ m}^2$$

Donde se observa que la suma de todos los esfuerzos no sobrepasa el valor soporte del suelo y en el caso de la resta de los esfuerzos debidos a los momentos no se dan esfuerzos negativos, por lo cual las dimensiones del área de cimentación son adecuadas.

8.6.4.2 Diseño del cimiento por flexión

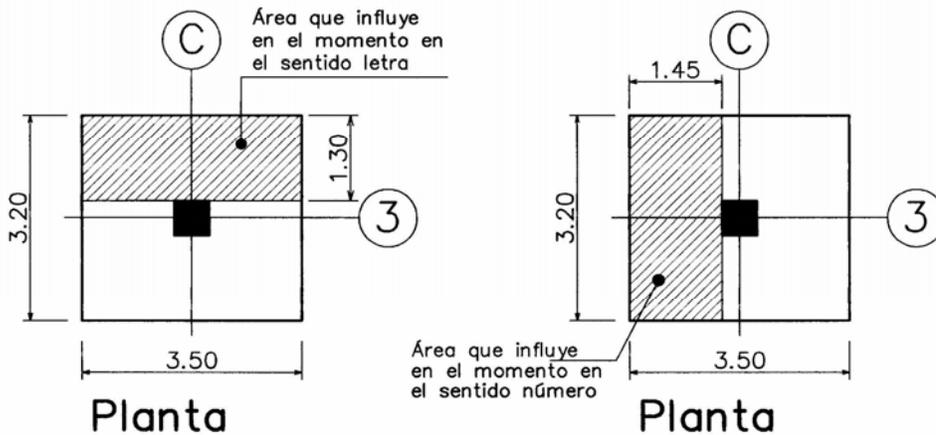
El diseño del concreto se realiza con las cargas mayoradas, por lo cual se calcula la presión (q) que el suelo ha de ejercer sobre la zapata mediante la expresión $q = (\partial - Ws+c) \times 1.4$, esta operación se aplicará a cada uno de las condiciones evaluadas; la condición sin sismo, la condición tomando en cuenta el sismo en el sentido letra y la condición tomando en cuenta el sismo en el sentido número y el resultado mayor será el que se tomará como valor soporte del suelo.

con lo cual la $q = (14.79-3.89) \times 1.4 = 15.26 \text{ T / m}^2$

con lo cual la $q = (15.40-3.89) \times 1.4 = 16.11 \text{ T / m}^2$

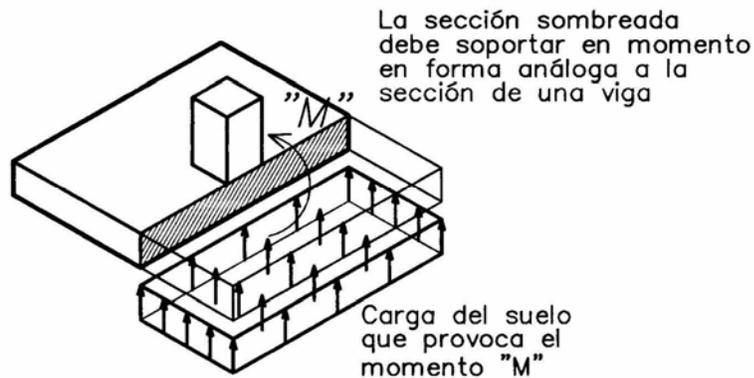
con lo cual la $q = (16.02-3.89) \times 1.4 = 16.98 \text{ T / m}^2$

Figura 37. Áreas que influyen en los esfuerzos flexionantes en las zapatas



El esfuerzo al que está sometida la zapata por la acción flexionante en el sentido número es $16.98 \times 1.45 \times 3.20 = 78.79 \text{ T}$ y esta fuerza produce un momento que es igual a $M = \text{presión} \times \text{brazo}$; $M = 78.79 \times 0.725 = 57.12 \text{ T-m}$, este momento lo debe absorber la zapata en el sentido letra.

Figura 38. Area de zapata que absorbe el momento

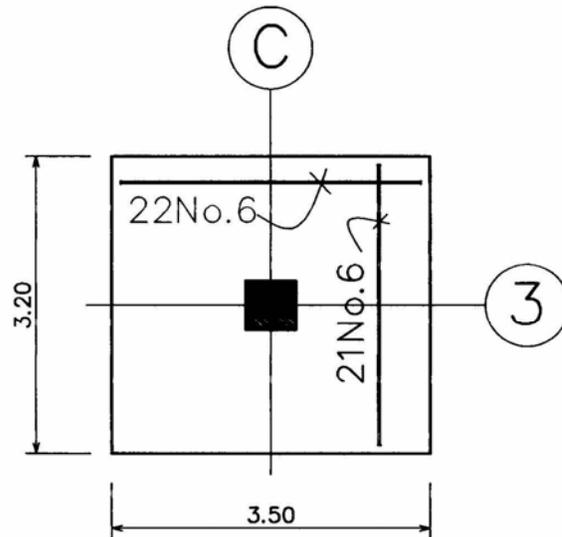


En forma análoga al cálculo del acero de refuerzo de una viga se realiza el cálculo del acero de refuerzo necesario para que la zapata absorba los momentos generados tanto en el sentido letra como en el sentido número, por lo cual se obtendrá para el sentido letra una base = 3.20 m, un peralte efectivo igual a 0.50 m y momento actuante de 57.12 T-m obteniendo $A_s = 64.00 \text{ cm}^2$, lo cual puede ser suplido perfectamente con 23 varillas No.6 las cuales proporcionan un área de 65.29 cm^2 .

El proceso es igual al aplicarlo en el sentido número, el momento es calculado a partir de $M = (16.98 \times 3.50 \times 1.10) \times 0.65 = 42.49 \text{ T-m}$, en este sentido se obtiene una base de 3.50 m, peralte efectivo de 0.47 m. Con dichos datos se requerirá un área de acero $A_s = 70.00 \text{ cm}^2$ lo cual puede ser suplido colocando 25 varillas No.6 las cuales proporcionan un área de 71.00 cm^2

Con lo anterior queda diseñado el refuerzo de la zapata con 23 varillas No.6 de 3.30 m + 25 varillas No.6 de 3.00 m.

Figura 39. Planta de refuerzo de zapata.



Planta armado de zapata

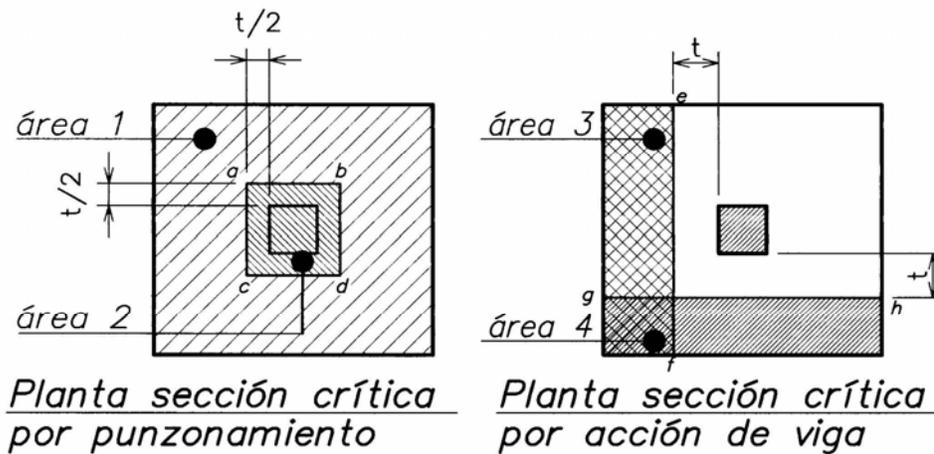
8.6.4.3 Diseño del cimiento por punzonamiento

Regularmente el peralte de la zapata o cimiento lo rige el punzonamiento, y éste no es más que el esfuerzo de corte que ejerce el suelo a la zapata sobre el perímetro crítico $abcd$ de la figura.40. El valor de esta fuerza cortante es la presión total hacia arriba (producida por el suelo) menos la presión que se encuentra dentro del perímetro $abcd$, es decir, que el punzonamiento puede escribirse como $V_{\text{punzonante}} = q(\text{área } 1 - \text{área } 2)$, este corte se comparará con el corte resistente de la zapata determinado por la fórmula:

$$V_{\text{resistente por punzonamiento}} = \phi 4 \sqrt{f_c} b_o d$$

En donde b_o es el perímetro de la sección crítica determinado por el cuadro $abcd$.

Figura 40. Secciones críticas en un cimiento



Para el presente ejemplo el $V_{\text{punzonante}}$ será = $16.98 \times 9.76 = 165.72 \text{ T}$ y el corte resistente es $V_{\text{res punz}} = 435.97 \text{ T}$

8.6.4.4 Diseño del cimiento por corte por acción de viga

El corte por acción de viga no es más que la presión que realiza el suelo a la zapata determinada por el área 3 en un sentido y por el área 4 en el otro sentido perpendicular al anterior. El corte por acción de viga está determinado por la fórmula:

$$V_{\text{acción de viga}} = \phi Q (\text{área 3 y/o 4})$$

Y debe ser menor que el corte resistente (V_{res}) que está determinado por la expresión

$$V_{res} = \phi 2 \sqrt{f_c} b d$$

Por tanto

V acción de viga = $16.98 \times 3.04 = 51.61$ T en el sentido número con un V_{res} acción de viga = 121.20 T

V acción de viga = $16.98 \times 2.80 = 47.54$ T en el sentido letra con un V_{res} acción de viga = 132.56 T

Con los datos anteriores se puede notar que el peralte asumido es suficiente para resistir los esfuerzos del cimiento, se podría pensar a simple inspección que el peralte es demasiado para las cargas aplicadas; sin embargo, al reducirlo mucho dará problemas por la cuantía de acero, ya que el diseño propuesto se tienen varillas No.6 espaciadas a 12 cm aproximadamente lo cual es bastante tupido. Lo que regularmente se hace es calcular un cimiento con desnivel o achaflanado con lo cual se tendrá un poco de economía y con buen grado de seguridad.

CONCLUSIONES

1. Definir el tipo o sistema de estructura y evitar al máximo la mezcla entre ellos para evitar una estructura híbrida.
2. Los elementos deben ser ubicados y definidos para que trabajen en forma óptima de acuerdo a las necesidades que la estructura presente al estar sometida a fuerzas sísmicas.
3. La mayor rigidez del conjunto de elementos debe ser paralela al sentido de la mayor fuerza.
4. Las secciones de los elementos así como los nudos deben ser de dimensiones adecuadas para que provean la mayor cantidad de ductilidad.
5. Deben ubicarse los elementos estructurales buscando simetría con respecto al centro de masa.
6. Evitar cambios de rigidez abruptos en un mismo nivel.
7. La rigidez de columnas y muros no puede ser menor en un nivel inferior.
8. Delimitar los boquetes de los diafragmas con vigas o muros.
9. Sub dividir en módulos las estructuras de longitudes extensas.

10. La distancia mínima a la que deben estar separados los módulos se obtiene de las deformaciones horizontales, a esta distancia se le denomina “junta de dilatación”.

11. Dos módulos contiguos pueden compartir un cimiento común.

RECOMENDACIONES

1. Proponer conjuntamente con el diseñador arquitectónico la configuración estructural.
2. Proveer los criterios básicos al diseñador arquitectónico al elaborar el predimensionamiento
3. Orientar al diseñador arquitectónico sobre los elementos estructurales que serán necesarios pero que a su vez no son intuitivos desde el punto de vista de arquitectura, tales como vigas de cimentación, soleras de amarre, cimientos combinados, etcétera.
4. Proponer muros de corte lo más distantes posible desde el centro de masa en forma simétrica
5. Evitar la mezcla de dos o más tipos de sistemas estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales). **Reglamento de construcción**. Guatemala 1,996. 286 p.
2. American Concrete Institute. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI 318-95**. Estados Unidos de América, s.e 1995. 349 p
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**. 4^a edición. México: Editorial Limusa, 1991. 641 p.
4. Escobar Molina, Héctor Hugo. **Análisis de Fuerzas de Sismo Utilizando el Código Propuesto por la Universidad de Stanford para Guatemala**. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1979. 63 p.
5. Nilson, Arthur H. y Geroge Winter. **Diseño de estructuras de concreto reforzado**. 11^a reimpresión. Colombia: Editorial McGraw-Hill. 1994. 770 p.
6. Park, R. y T. Paulay. **Estructuras de concreto reforzado**. 5^a reimpresión. México: Editorial Limusa. 1990. 796 p.
7. Sowers, George B. y George F. Sowers. **Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones**. 1^a. Impresión. México: Limusa-Wiley S.A. 1972. 472 p.
8. **Uniform Building Code**. Estados Unidos de América: s.e. 2^a reimpresión. 1997. 704 p.