

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Arquitectura



**LINEAMIENTOS PARA SISMORRESISTENCIA
EN EL DISEÑO ARQUITECTONICO
DE EDIFICIOS**

TESIS

Presentada a la Junta Directiva
por

Francisco Alberto Lizama Bautista

Al conferírsele el Título de

ARQUITECTO

Guatemala, Noviembre de 1994

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

DL
02
+(633)

JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Arq. Julio Corea y Reyna
Secretario:	Arq. Byron Rabé Rendón
Vocal Primero:	Arq. José Jorge Uclés Chávez
Vocal Segundo:	-----
Vocal Tercero:	Arq. Silvia Morales Castañeda
Vocal Cuarto:	Br. Nehemías Jared Matheu García
Vocal Quinto:	Br. Oscar Danilo Huertas Arreaga

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN

Decano:	Arq. Julio Corea y Reyna
Secretario:	Arq. Byron Rabé Rendón
Examinador:	Arq. Magally Soto C.
Examinador:	Arq. Miguel Angel Zea S.
Examinador:	Ing. Mario A. Yon S.

ASESOR DE TESIS

Arq. Jorge Escobar

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

DEDICATORIA

A Dios:

Señor Padre nuestro misericordioso

A mis padres:

Omar Peter Lizama Viana y
Marina Patricia Bautista Ortega de Lizama

A mis hermanos:

Omar Pedro, Miguel Roberto, Aracely Yvette y
Patrick Stephen

A mi hija:

Ana Lucía

A:

Miriam Rebeca Ruiz B. y Carlos Rolando Morales

A:

Mis cuñados, sobrinos y familia en general

AGRADECIMIENTOS

Muchas personas y algunas bibliotecas e instituciones proporcionaron ayuda y apoyo en la preparación de esta tesis.

Primeramente, quisiera agradecer al Arq. Jorge Escobar por su asesoría durante la realización de este documento. También quisiera expresar mi más sincera gratitud a los Ingenieros Eduardo Ramírez Saravia y Mario Yon Siu, quienes gentilmente suministraron provechosa información así como útiles sugerencias sobre el tema.

Doy gracias a la Biblioteca de la Universidad del Valle de Guatemala, a la Biblioteca de la Facultad de Arquitectura de la Universidad de San Carlos de Guatemala y al Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, INSIVUMEH; que fueron muy amables al suministrar libros y documentos de material afín al tema desarrollado en esta tesis.

Finalmente, doy gracias a Manuel Mazariegos Nájera, quien elaboró algunas figuras del texto; y doy particularmente gracias a Miriam Ruiz Búcaro, quien realizó el levantado de textos y diseño del manuscrito, así también agradezco su gentileza, voluntad y gran paciencia conmigo durante el desarrollo de la misma.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Problema	1
1.2	Delimitación	2
1.3	Objetivo Terminal	2
1.4	Procedimiento de Investigación	3
2.	TEMBLORES Y MOVIMIENTOS DE LA CORTEZA TERRESTRE	4
2.1.	Energía de la Tierra	4
2.2.	Causas de los temblores	5
2.2.1.	Temblores Plutónicos	5
2.2.2.	Temblores Tectónicos	6
2.2.3.	Temblores Volcánicos	6
2.2.4.	Ruido Sísmico	6
2.3.	Tectónica de Placas	6
2.3.1.	Fallas	8
2.3.2.	Epicentro	9
2.4.	Ondas Sísmicas	9
2.4.1.	Ondas Interiores	9
2.4.2.	Ondas Superficiales	9
2.4.3.	Movimiento Sísmico en la superficie del Terreno	10
2.5.	Escalas Sísmicas	10
2.5.1.	Escala de Intensidad (MM)	11
2.5.2.	Escala de Magnitud (M)	11
2.6.	Actividad Sísmica Mundial	11
2.7.	Sismotectónica de Centroamérica	12
2.7.1.	Región I "Fosa Arco"	14
2.7.2.	Región II "Arco o Frente Volcánico"	14

2.7.3.	Región III "Sistema de Fallas Transformadas"	14
2.7.4.	Región IV "Depresión Central de Honduras"	15
2.7.5.	Región V "Terremotos sin fuentes sísmicas"	15
2.7.6.	Región VI "Bocas del Toro-Almirante"	15
2.8.	Sismicidad y Situación Tectónica en Guatemala	15
2.8.1.	Procesos Geológicos de Guatemala	15
2.8.1.1.	Límite de Transcurrencia o transformación	15
2.8.1.2.	Límite de Subducción	16
2.8.1.3.	Cadena volcánica y altiplano de Guatemala	16
2.8.2.	Sismos destructores del presente siglo en Guatemala	18
2.8.3.	Áreas de riesgo sísmico en Guatemala	21
3.	EDIFICIOS DE NIVELES MÚLTIPLES DE CONCRETO REFORZADO	23
3.1.	Altura de edificios de niveles múltiples	23
3.2.	Tipos de ocupación	23
3.2.1.	Edificios para oficinas y/o comercio	24
3.3.	Cargas en los edificios	26
3.3.1.	Cargas Verticales	26
3.3.1.1.	Carga Muerta (D)	26
3.3.1.2.	Carga Viva (L)	27
3.3.2.	Cargas Laterales	28
3.3.3.	Cargas dinámicas o de impacto	29
3.3.4.	Cargas debidas al efecto del tiempo	29
3.4.	Efectos de los movimientos sísmicos en los edificios	29
3.4.1.	Cargas para el diseño sismorresistente de edificios	33
3.5.	Sistemas estructurales	34
3.5.1.	Sistemas estructurales para edificios de concreto reforzado	34
3.5.1.1.	Elementos que conforman los sistemas estructurales de concreto reforzado	35

3.5.1.2.	Factores de reducción de resistencia	36
3.5.2.	Sistemas estructurales con marcos	36
3.5.2.1.	Marcos dúctiles resistentes a momentos de concreto reforzado vaciados en sitio	40
3.5.3.	Factores que influyen en el costo relativo de los sistemas estructurales de concreto reforzado	41
3.6.	El concreto reforzado como material de construcción	43
3.6.1.	Materiales que componen el concreto	43
3.6.1.1.	Cemento Portland	44
3.6.1.2.	Agua y Aire	44
3.6.1.3.	Agregados	44
3.6.1.4.	Aditivos	45
3.6.2.	Calidad del concreto	45
3.6.2.1.	Parámetros que afectan la calidad del concreto	45
3.6.2.2.	Proporcionamiento del concreto	46
3.6.2.3.	Pruebas de calidad del concreto	46
3.6.3.	Colocación, curado y fraguado del concreto	47
3.6.3.1.	Colocación del concreto	47
3.6.3.2.	Curado del concreto	47
3.6.3.3.	Fraguado del concreto	48
3.6.4.	Propiedades del concreto endurecido	48
3.6.4.1.	Resistencia a la compresión	48
3.6.4.2.	Resistencia a la tensión	48
3.6.4.3.	Resistencia al cortante	48
3.6.4.4.	Curvas de esfuerzo-deformación del concreto	48
3.6.4.5.	Módulo de elasticidad	49
3.6.4.6.	Contracción y flujo plástico	50
3.6.5.	El acero de refuerzo	50
3.6.5.1.	Corrugaciones en las varillas	51
3.6.5.2.	Designación de los grados y curvas típicas de esfuerzo-deformación del acero	51
3.6.5.3.	Módulo de Young	52
3.6.5.4.	Tamaños y diámetros de las varillas	52
4.	LINEAMIENTOS SOBRE SISMORRESISTENCIA PARA EL DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE EDIFICIOS	54
4.1	Introducción	54

4.2	Configuración de la superestructura	55
4.2.1.	Configuración en planta	56
4.2.1.1.	Simplicidad en la forma	56
4.2.1.2.	Compacticidad	58
4.2.1.3.	Simetría y regularidad estructural	59
4.2.1.4.	Distribución del peso	60
4.2.1.5.	Distribución, concentración, densidad y resistencia perimetral de la estructura de la planta	61
4.2.1.6.	Influencia de la ubicación del núcleo de circulación vertical en el edificio (falsa simetría)	62
4.2.2.	Configuración vertical	64
4.2.2.1.	Uniformidad y continuidad en elevación	64
4.2.2.2.	Rigidez y resistencia	65
4.2.2.3.	Distribución irregular de los pesos en la altura del edificio	66
4.2.2.4.	Acción entre muros de cortante y marcos y efectos de discontinuidad	67
4.2.2.5.	Relación entre la altura y base del edificio	70
4.2.3.	Ejemplos de daños en edificios debido a su configuración	70
4.2.3.1.	Banco Central de Managua, Nicaragua (1962)	70
4.2.3.2.	Edificio de Servicios de Imperial County	71
4.2.3.3.	Resumen de algunas irregularidades significativas en edificios de configuraciones sencillas	73
4.3	Configuración de la subestructura	74
4.3.1.	Cimentaciones	74
4.3.2.	Tipos de cimentación	74
4.3.2.1.	Cimentaciones directas	74
4.3.2.2.	Cimentaciones indirectas	77
4.3.3.	Lineamientos sobre sismorresistencia para cimentaciones	79
4.4.	Elementos arquitectónicos no estructurales	80
4.4.1.	Muros interiores o divisorios	81
4.4.2.	Muros exteriores o de fachada	83
4.4.3.	Ventanerías	86
4.4.4.	Salidas de emergencia, cubos de gradas y ascensores	86
4.4.5.	Cielos falsos	87
4.4.6.	Recubrimientos y acabados	90
4.5.	Instalaciones en los edificios con relación	

	a las estructuras	90	
4.5.1.	Sistemas de tuberías y conductos	90	
4.5.2.	Equipo y maquinaria	93	
4.5.3.	Unidades de iluminación	94	
4.6.	Tolerancias y detalles constructivos de juntas y miembros estructurales	95	
4.6.1.	Reducción de resistencia en miembros estructurales	95	
4.6.1.1.	Reducción de resistencia en losas	96	
4.6.1.2.	Reducción de resistencia en vigas	96	
4.6.1.3.	Reducción de resistencia en columnas	97	
4.6.2.	Consideraciones en la práctica del detallado de miembros estructurales	98	
4.6.2.1.	Interferencia de las barras en las juntas	98	
4.6.2.2.	Interferencia de las barras en el colocado y vibrado del concreto	100	
4.6.2.3.	Detalles insatisfactorios de ocurrencia frecuente	101	
5.	ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON MARCOS DÚCTILES	106	
5.1	Selección del análisis sísmico	106	
5.2.	Edificios con pisos rígidos en planta	107	
5.3	Procedimiento de la fuerza lateral equivalente	107	
5.3.1.	Cortante sísmico en la base	108	
5.3.2.	Estimación del período fundamental del edificio (T)	108	
5.3.2.1.	Coefficiente de diseño sísmico (C_s)	109	
5.4.	Distribución lateral del cortante en la base	110	
5.5.	Momento de volteo	111	
5.6.	Torsión	111	
5.7	Separación entre edificios y limitación de la deflexión lateral	115	

5.8	Requisitos para el dimensionamiento y detalle de las estructuras	115
5.8.1.	Limitaciones en la resistencia de los materiales	116
5.8.2.	Requisitos para vigas	116
5.8.2.1.	Lineamientos para la geometría de vigas	116
5.8.2.2.	Requisitos para el refuerzo longitudinal	119
5.8.2.3.	Requisitos para el refuerzo transversal	122
5.8.3.	Requisitos preliminares para columnas	125
5.8.3.1.	Lineamientos para la geometría de columnas	125
5.8.3.2.	Requisitos para el refuerzo longitudinal	125
5.8.3.3.	Requisitos para el refuerzo transversal	128
5.8.3.4.	Evaluación de esbeltez y amplificación de momentos en columnas	131
5.8.4.	Requisitos para uniones vigas-columnas	132
6.	ESTUDIO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA OFICINAS	135
6.1.	Introducción	135
6.2	Planta y dimensiones generales del proyecto	135
6.3	Sistema de piso del edificio	139
6.4.	Método de diseño	139
6.5.	Cargas de diseño para las losas	140
6.6.	Predimensionamiento de la estructura	141
6.6.1.	Marco crítico como base para el predimensionamiento	142
6.6.2.	Tanteo preliminar de las secciones	142
6.6.3.	Cargas verticales sobre vigas	143
6.6.4.	Estimación del peso muerto (W) de la estructura	145
6.6.5.	Estimación preliminar del corte sísmico	148
6.6.6.	Distribución lateral del corte en la base	148
6.6.7.	Análisis estructural de marcos para cargas verticales y laterales	149
6.6.8.	Estimación de las secciones de los elementos estructurales	150
6.6.8.1.	Estimación de secciones de vigas	150
6.6.8.2.	Estimación de la sección de columna	154
6.7.	Cargas verticales y laterales para el análisis y diseño final de la estructura	159

6.7.1.	Dimensiones de los elementos de la estructura final	159
6.7.2.	Rectificación de las cargas en vigas y columnas	160
6.7.3.	Tributación y análisis de la carga vertical en la estructura	161
6.7.4.	Estimación de la carga muerta (W) de la estructura	164
6.7.4.1.	Estimación de las coordenadas del centro de masa (cm)	167
6.7.5.	Estimación del corte total lateral sísmico (V)	171
6.7.5.1.	Distribución del corte total lateral sísmico por nivel	172
6.7.6.	Análisis de las rigideces de la estructura	174
6.7.6.1.	Inercias y rigideces relativas de los elementos estructurales	174
6.7.6.2.	Estimación de los factores de rigidez de nudo (Kn)	177
6.7.6.3.	Estimación de los factores de rigidez de marco (Km)	180
6.7.6.4.	Estimación de las coordenadas del centro de rigidez (cr)	181
6.7.6.5.	Estimación de la rigidez rotacional total por nivel (Ip)	181
6.7.7.	Estimación de las excentricidades (e)	185
6.7.8.	Estimación de las fuerzas o cortes laterales sísmicos para cada marco (Vm)	186
6.8.	Estimación de la deflexión lateral o drift de la estructura (u)	193
6.9.	Diseño de vigas	195
6.9.1.	Combinaciones de cargas para el diseño	195
6.9.2.	Diseño del refuerzo longitudinal	200
6.9.3.	Diseño del refuerzo transversal	201
6.10.	Diseño de columnas	203
6.10.1.	Estimación de la carga axial Pu	204
6.10.2.	Combinaciones de cargas para el diseño	206
6.10.3.	Diseño del refuerzo longitudinal	206
6.10.4.	Diseño del refuerzo transversal	209
6.11.	Diseño de zapatas cuadradas	211
6.11.1.	Determinación del área de la zapata (Az)	211
6.11.2.	Determinación del esfuerzo último para el	

	diseño (Fs.u)	212	8.7.1
6.11.3.	Verificación del punzonamiento en la zapata	213	
6.11.4.	Chequeo del corte en la zapata	214	8.7.2
6.11.5.	Diseño a flexión de la zapata	215	8.7.3
	Estimación de la carga muerta (W) de la estructura		8.7.4
	Estimación de las coordenadas del		8.7.4.1
	Centro de masa (cm)	217	
	Estimación del corte total lateral (V)		8.7.5
	Distribución del corte total lateral	227	8.7.5.1
	Estimación por nivel		
	Estimación de las rigideces de la estructura	230	8.7.6
	Rigideces y rigideces relativas de los		8.7.6.1
	miembros estructurales	231	
	Estimación de los factores de rigidez		8.7.6.2
	Estimación de los factores de rigidez	232	8.7.6.3
	de marco (K _m)		
	Estimación de las coordenadas del centro		8.7.6.4
	de rigidez (K _r)		
	Estimación de la rigidez rotacional total		8.7.6.5
	por nivel (K _p)		
	Estimación de las excentricidades (e)		8.7.7
	Estimación de las fuerzas o cortas		8.7.8
	laterales sísmicos para cada marco (V _m)		
	Estimación de la deflexión lateral		8.8
	o drift de la estructura (u)		
	Diseño de vigas		8.9
	Combinaciones de cargas para el diseño		8.9.1
	Diseño del refuerzo longitudinal		8.9.2
	Diseño del refuerzo transversal		8.9.3
	Diseño de columnas		8.10
	Estimación de la carga axial P _u		8.10.1
	Combinaciones de cargas para el diseño		8.10.2
	Diseño del refuerzo longitudinal		8.10.3
	Diseño del refuerzo transversal		8.10.4
	Diseño de zapatas cuadradas		8.11
	Determinación del área de la zapata (A _z)		8.11.1
	Determinación del esfuerzo último para el		8.11.2

1.2. Delimitación

La eficiencia de la propuesta sismorresistente no es sólo función de la eficacia del sistema estructural, sino también de la compatibilización con el diseño arquitectónico.

Bajo esta perspectiva, el presente estudio pretende explicar el comportamiento, planteamiento, predimensionamiento y diseño final en su primer nivel de aproximación, así como lineamientos de sismorresistencia básicos, del sistema de estructuración de marcos rígidos para edificios bajos de concreto reforzado que no excedan una altura de 7 niveles, ubicados en zonas de elevado riesgo sísmico.

La limitante en cuanto al material y altura se debe a que recientemente la mayoría de edificios en la ciudad capital se edifican de concreto reforzado. En este sentido, esta es un promedio de la construcción de edificios que para efecto de este estudio se abarcan solamente aquellos edificios donde se realicen actividades de comercio, oficinas y la combinación de las mismas, por ser los más típicos en estos casos.

INTRODUCCION

La investigación que se llevó a cabo para la elaboración de este trabajo, básicamente se enfoca a la exploración del sistema de estructuración de marcos rígidos sismorresistentes mediante una revisión bibliográfica. A continuación se presentan el tema-problema y procedimiento de investigación del mismo.

1.1. Problema

Recientemente se ha demostrado que aún cuando algunos edificios satisfacen las normas de sismorresistencia vigentes en cuanto al diseño estructural, esto no es suficiente para asegurar la estabilidad y objetivos de una construcción en una zona sísmica. Por tal razón, encontrándose Guatemala en una zona de elevado riesgo sísmico y en especial la Ciudad Capital con una tendencia de crecimiento vertical, el arquitecto como responsable directo en el diseño de espacios para las actividades del Hombre, debe asumir la necesaria responsabilidad en la definición de la seguridad sismorresistente de un edificio en la etapa de diseño y planificación.

El sismo es un factor más que debe tomarse en cuenta al diseñar un edificio. La importancia de compatibilizar el diseño arquitectónico con el diseño estructural reside en el hecho de lograr disminuir la vulnerabilidad de las construcciones ante los terremotos, ya que de sus propiedades sismorresistentes depende la propia existencia del edificio, de los centros urbanos y además sobretodo, la de sus habitantes y bienes económicos.

1.2. Delimitación

La eficiencia de la propuesta sismorresistente no es sólo función de la eficacia del sistema estructural, sino también de la compatibilización con el diseño arquitectónico.

Bajo esta perspectiva, el presente estudio pretende explicar el comportamiento, planteamiento, predimensionamiento y diseño final en su primer nivel de aproximación, así como lineamientos de sismorresistencia básicos, del sistema de estructuración de marcos rígidos para edificios bajos de concreto reforzado que no excedan una altura de 7 niveles, ubicados en zonas de elevado riesgo sísmico.

La limitante en cuanto al material y altura se debe a que recientemente la mayoría de edificios en la ciudad capital se edifican de concreto reforzado; y en cuanto a la altura, ésta es un promedio de la construcción vertical de la ciudad. Es necesario destacar que para efecto de este estudio se abarcará solamente aquellos edificios donde se realicen actividades de comercio, oficinas y la combinación de las mismas, por ser los más típicos en estos casos.

1.3. Objetivo Terminal

Debido a lo expuesto anteriormente, los objetivos específicos del diseño arquitectónico son ampliados y reinterpretados en función de los requerimientos de la alta sismicidad del país. Es necesario entonces que el profesional y estudiante de arquitectura adquiriera un conocimiento más profundo de los distintos sistemas de estructuración bajo la acción sísmica.

El presente estudio pretende proporcionar un documento de apoyo para los cursos de análisis y diseño estructural, específicamente al curso de Diseño Estructural III que se contempla en el pensum de estudios del área científico-tecnológica de la Facultad de Arquitectura de la USAC. Además, dicho documento sirve como un texto de referencia para la estructuración de edificios de marcos rígidos de concreto reforzado para los proyectos de diseño arquitectónico del curso de Taller Síntesis IX, ya que últimamente el aspecto estructural en edificios para este taller, ha tomado un significado fundamental e importante al grado que se requiere del estudiante el diseño estructural final en la etapa de planificación del edificio. Es conveniente destacar que dicho documento puede ser utilizado como una introducción y texto de consulta para profesionales de arquitectura que se dedican al diseño arquitectónico de edificios con el sistema estructural de marcos rígidos de concreto reforzado.

Finalmente, sólo así se podrán dar soluciones eficientes en cuanto al equilibrio, compatibilidad y no interferencia de los componentes que conforman un edificio,

siempre logrando una respuesta arquitectónica original y creativa pero con propiedades sismorresistentes, minimizando la pérdida de seres humanos y sus bienes económicos ante un terremoto importante.

1.4. Procedimiento de Investigación

En la actualidad existen muchos estudios, tesis, libros, reglamentos y códigos que han abarcado aspectos sobre tipología, comportamiento, planteamiento, riesgo, sismorresistencia, análisis y diseño estructural de los distintos sistemas de estructuración para edificios de niveles múltiples.

Para la investigación se hará una revisión bibliográfica que pretende abarcar en un documento, aquellos aspectos esenciales que sean de utilidad para el estudiante y profesional de arquitectura al diseñar edificios de niveles múltiples mediante marcos rígidos de concreto reforzado.

Además, un gran número de referencias no incluyen procedimientos para el cálculo de estructuras completas.

Bajo este punto de vista, aunque a nivel preliminar, se propone un posible procedimiento para el cálculo estructural de un proyecto sencillo de un edificio para oficinas, que puede adaptarse a cualquier disposición arquitectónica común a estos casos.

siempre logrando una respuesta arquitectónica original y creativa pero con propiedades sismorresistentes, minimizando la pérdida de seres humanos y sus bienes económicos ante un fenómeno importante.

1.4. Procedimiento de Investigación

En la actualidad existen muchos estudios, tesis, libros, reglamentos y códigos que han abordado aspectos sobre topología, comportamiento, planteamiento, riesgo, sismorresistencia, análisis y diseño estructural de los distintos sistemas de estructura para edificios de niveles múltiples.

2

Para la investigación se hará una revisión bibliográfica que pretenda abarcar en un documento, aquellos aspectos esenciales que sean de utilidad para el estudiante y el profesional de arquitectura.

TEMBLORES Y MOVIMIENTO DE LA CORTEZA TERRESTRE

2.1 Energía de la Tierra

El planeta Tierra desde el punto de vista energético, no es un cuerpo rígido e inerte que rota y se traslada alrededor del Sol. Al contrario, la Tierra se comporta generalmente como un cuerpo elástico que sufre deformaciones bajo la acción de fuerzas que actúan sobre ella. Estas fuerzas por una parte son externas y por la otra, intrínsecas a ella misma.

Por lo tanto la Tierra, como se dijo anteriormente, generalmente se estira y encoje dentro de los límites de su elasticidad. Pero resulta que la elasticidad de la Tierra no es perfecta y que las fuerzas a las cuales la Tierra está sometida, excedan la resistencia de los materiales que la componen, sucede entonces que parte de la energía empleada en la deformación se disipa en calor u otro tipo de energía, mientras que la otra se libera repentinamente mediante una fractura causando un acomodamiento del material, haciendo que la Tierra nunca vuelva a recuperar su forma primitiva. Entonces, cuando el equilibrio elástico de la Tierra se perturba, la tierra vibra y trepida, en pocas palabras, tiembla.

En la Figura 2-1 se muestra que la Tierra está conformada esencialmente por un núcleo y varias capas todas ellas con propiedades mecánicas diferentes.

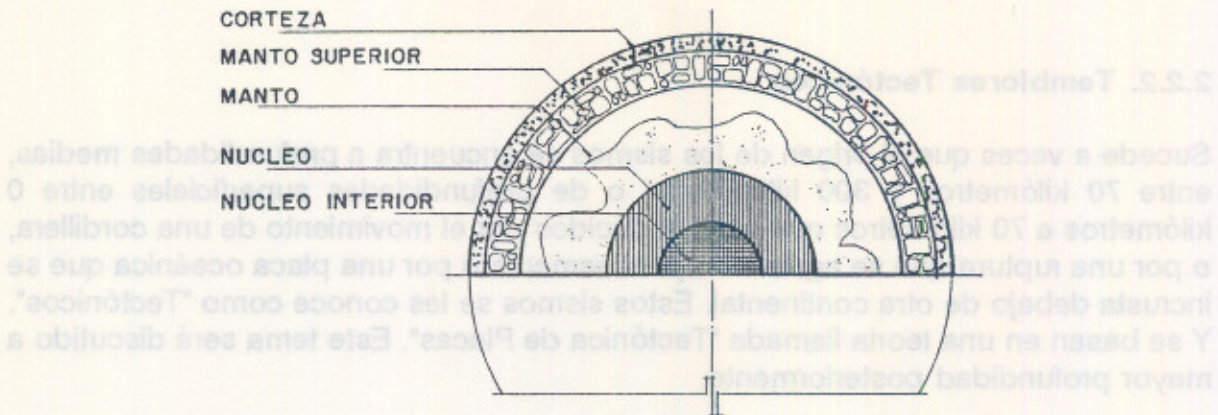


Figura 2-1. Constitución de la Tierra

Fuente: Cartilla de Temblores de Tierra. Cartilla Popular p.10.

Para que una fractura se produzca, el material deberá tener una rigidez grande como lo es la corteza terrestre que sufre deformaciones más allá del rango elástico llevándolo a la ruptura, por el contrario, el manto, un material relativamente suave al estar sometida a un esfuerzo determinado producirá una deformación plástica y el material fluirá en lugar de romperse.

2.2 Causas de los Temblores

A continuación se presenta una clasificación donde se describen las causas de los temblores, que según su origen, se clasifican básicamente en 4, siendo los siguientes:¹

2.2.1. Temblores Plutónicos

Estos sismos tienen su origen a grandes profundidades, del orden de 300 kilómetros a 800 kilómetros. Los Temblores Plutónicos se caracterizan por la enorme cantidad de energía que liberan y se sienten en una gran extensión sin causar daños en la superficie o corteza terrestre debido a que las ondas llegan demasiado

¹ Instituto Panamericano de Geografía e Historia. "Temblores de Tierra. Cartilla Popular". pp. 11-15. México, 1979.

amortiguadas.

2.2.2. Temblores Tectónicos

Sucede a veces que el origen de los sismos se encuentra a profundidades medias, entre 70 kilómetros y 300 kilómetros, o de profundidades superficiales entre 0 kilómetros a 70 kilómetros que son producidos por el movimiento de una cordillera, o por una ruptura que se agranda repentinamente o por una placa oceánica que se incrusta debajo de otra continental. Estos sismos se les conoce como "Tectónicos". Y se basan en una teoría llamada "Tectónica de Placas". Este tema será discutido a mayor profundidad posteriormente.

2.2.3. Temblores Volcánicos

Como su nombre lo indica, estos son los provocados por la actividad de los volcanes. El principal causante de la actividad volcánica se debe a la energía geotérmica de la Tierra. La energía liberada por un volcán o su alrededor y relativamente a poca profundidad de 1 kilómetro a 10 kilómetros, hace vibrar la tierra con temblores llamados "Volcánicos". La energía liberada generalmente no es suficiente para que se propague a grandes distancias, y pasan muchas veces inadvertidos y ocurren, haya o no una erupción. Los volcanes y su actividad representan riesgo a poblaciones cercanas a éstos.

2.2.4. Ruido Sísmico

Nuestro planeta vibra día y noche, con una agitación de fondo que proviene de una gran variedad de causas, como: el viento, frentes de aire frío, variaciones de la presión atmosférica, tormentas, huracanes, relámpagos, vibraciones industriales, explosiones, derrumbes, tráfico aéreo y vehicular, etc. A toda esta agitación que provoca movimientos pequeños de la tierra se le suele llamar "Ruido Sísmico" o "Microsismos".

2.3. Tectónica de Placas

La teoría de "Placas Tectónicas" es la más aceptada de las muchas otras que se han propuesto relativas a una de las causas de los sismos. Esta teoría señala (Fig. 2-1) que la corteza terrestre y la superficie o parte superior del manto (las superficies sólidas de tierra y las de los fondos submarinos) descansa sobre una formación de capas rígidas cuya profundidad puede alcanzar hasta 100 kilómetros. Este conjunto de placas tectónicas duras llamadas "Litósfera" descansan a la vez sobre un manto

caliente y viscoso relativamente suave conocido como "Astenósfera".

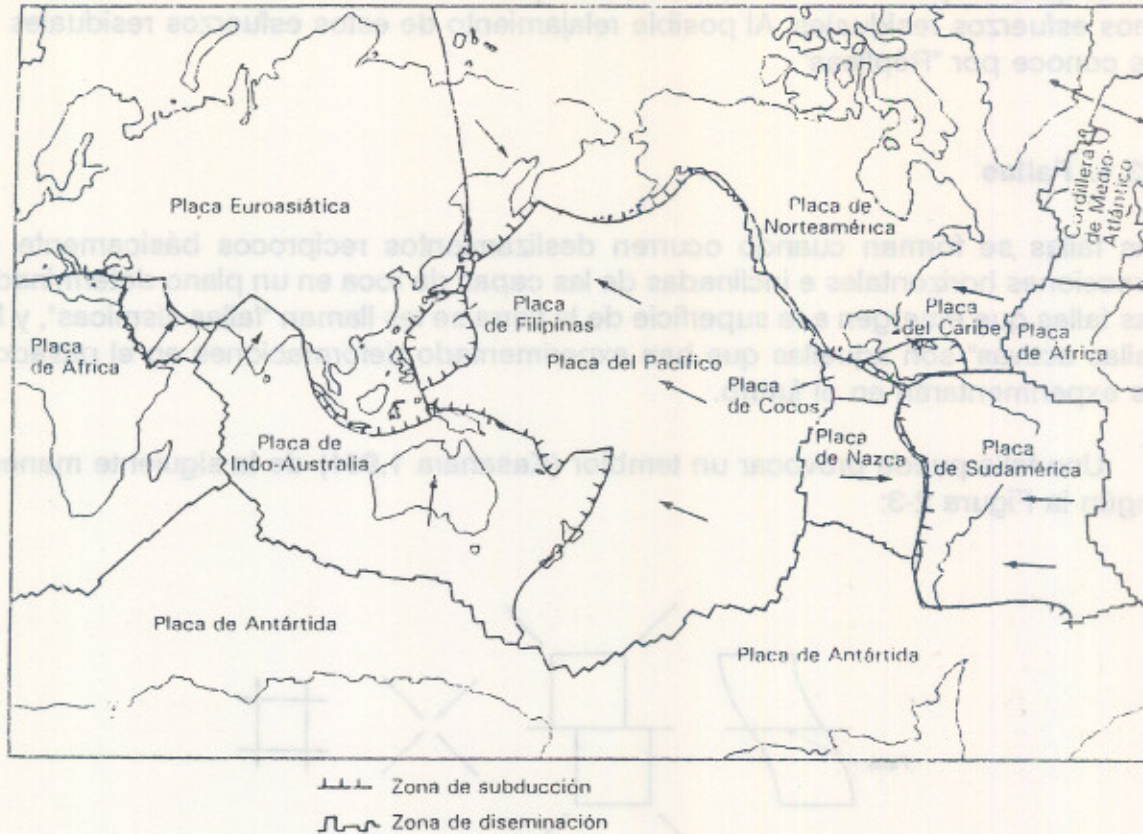


Figura 2-2. Mapa de las placas tectónicas del mundo.
Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 3.

En la Figura 2-2 se muestra la localización de las placas tectónicas y la dirección del movimiento de las mismas. El mecanismo básico que causa el movimiento de las placas se cree que es debido a las manifestaciones en forma de calor y movimiento de la energía interna de la Tierra. En los límites de estas placas existen cordilleras mesoceánicas, fallas de transformación, arcos de islas y zonas orogénicas. Sucede que estas placas tectónicas se deslizan en varias direcciones actuando entre sí dando origen a roces y esfuerzos en los límites o bordes de éstas. Debido a esta interacción se van acumulando deformaciones hasta que en una región determinada se supera la resistencia del material y se produce una fractura provocando una relajación de las deformaciones acumuladas. Desde el punto de vista energético, la energía disipada en la fractura tiene su origen en la energía elástica almacenada previamente en la zona donde ésta se produce.

El desplazamiento de un lado con respecto al otro de la fractura relaja los esfuerzos elásticos acumulados total o parcialmente, haciendo a la tierra temblar, de forma que, después del sismo, el material quedará libre del todo o sometido sólo a unos esfuerzos residuales. Al posible relajamiento de estos esfuerzos residuales se les conoce por "Réplicas".

2.3.1. Fallas

Las fallas se forman cuando ocurren deslizamientos recíprocos básicamente en direcciones horizontales e inclinadas de las capas de roca en un plano determinado. Las fallas que emergen a la superficie de la tierra se les llaman "fallas sísmicas", y las "fallas activas" son aquellas que han experimentado deformaciones en el pasado y las experimentarán en el futuro.

Una falla puede provocar un temblor (Kasahara 1,981) de la siguiente manera, según la Figura 2-3:

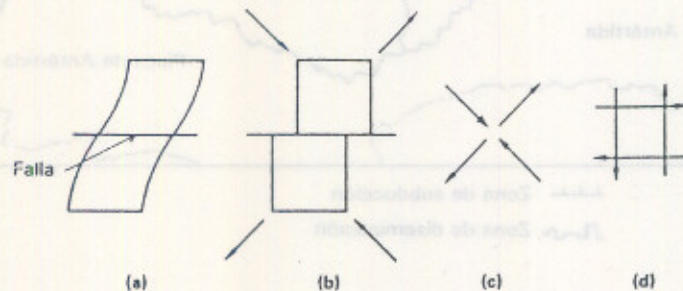


Figura 2-3. Mecanismo de los Temblores

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes p. 5.

- a) Las deformaciones acumuladas de una falla por mucho tiempo, alcanzan su límite.
- b) Ocurre un deslizamiento en la falla y causa un rebote.
- c) Una fuerza de compresión y tensión actúa en la falla.
- d) Esta situación es equivalente a dos parejas de pares de fuerzas, actuando repentinamente.
- e) Esta acción provoca la propagación radial de una onda.

2.3.2. Epicentro

Al punto de fractura o el punto donde ocurre el deslizamiento inicial o ruptura que a su vez produce un derrumbe o deslizamiento de gran escala se le llama "Foco, Centro o Hipocentro" del sismo; la proyección vertical del foco sobre la superficie de la tierra, es el "Epíforo o Epicentro". La región focal es la zona afectada debido a la propagación sísmica desde el foco. Dependiendo de la profundidad de sus focos los sismos se pueden clasificar como: poco profundos, intermedios y profundos.

2.4 Ondas Sísmicas

Como se expuso anteriormente un sismo es causado por la relativa y repentina liberación de esfuerzos acumulados en las rocas madres a través de una fractura. En esta fractura o hipocentro se produce una liberación de energía que a su vez provoca ondas de distorsión que se propagan en todas direcciones, las cuales se reflejan y refractan en el interior de la tierra, así como en su superficie.

Entonces, cuando se produce una repentina perturbación del equilibrio en el interior de la tierra, se originan dos clases de ondas sísmicas que viajan en el cuerpo terrestre: las ondas de cuerpo o interiores y las ondas de superficie.

2.4.1. Ondas Interiores

Una vez liberada la energía del foco simultáneamente, 2 tipos de ondas se propagan esféricamente en todas direcciones en el interior de la tierra, siendo éstas: las "ondas P" (ondas primarias) y las "ondas S" (ondas secundarias). Las "ondas P" se propagan a velocidades de 5 a 13 Km./seg. en la misma dirección que su propia vibración, en un movimiento de vaivén mediante la compresión y/o dilatación de las partículas del suelo, estas ondas también se conocen como ondas longitudinales o compresivas. Las "ondas S", llamadas también ondas transversales o de cortante debido a que se propagan en una dirección perpendicular a su vibración, y viajan a velocidades entre 3 a 8 Km./seg. Las velocidades a que viajan ambas ondas dependen sobremanera, del medio que atraviesan debido a la densidad y constantes elásticas de éste.

2.4.2 Ondas Superficiales

Cuando las ondas P o S inciden en la corteza terrestre, se originan otro par de ondas que se propagan en la superficie de ésta, manifestándose frecuentemente en sismos poco profundos. Estas ondas se pueden clasificar en dos clases: las "ondas L" (ondas de Love) y las "ondas R" (ondas de Rayleigh). Las ondas L vibran en un

plano paralelo a la superficie de la corteza y perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda, este movimiento se puede comparar a las sinusoides horizontales que hace una culebra al moverse por la superficie. Las ondas R vibran en un plano perpendicular a la superficie de la corteza terrestre presentando una oscilación elíptica casi vertical, este movimiento es comparable al de ciertos gusanos que suben y bajan su espinazo al andar.

2.4.3 Movimiento Sísmico en la Superficie del Terreno

La forma de una onda sísmica en la superficie del suelo puede verse alterada de muchas maneras debido a la influencia básicamente de 3 factores: a) la magnitud del sismo (energía liberada), profundidad del foco, y a las condiciones geológicas en y cercanas al foco; b) a la distancia epicentral, a las propiedades y carácter geológico del suelo afectado; c) a la configuración geológica y propiedades del suelo del lugar afectado. Por lo tanto, los efectos que las ondas sísmicas producen en la corteza terrestre son complejas y distintas unas de otras. Newmark y Rosenblueth (1971) las clasificaron en 4 clases:

- a) Tipo de una sacudida donde el foco es poco profundo y la capa de roca es dura.
- b) Movimiento moderadamente largo y extremadamente irregular donde el foco es de profundidad intermedia y la capa de roca es dura.
- c) Movimiento largo del terreno que exhibe predominantemente períodos pronunciados de vibración que ocurre por la filtración de las ondas en capas suaves.
- d) Movimiento del terreno que comprende una deformación permanente a gran escala del terreno.

2.5 Escalas Sísmicas

Las escalas de magnitud y de intensidad han sido desarrolladas para describir los terremotos en términos cuantitativos.

2.5.1. Escala de Intensidad (MM)

La escala de intensidad comúnmente utilizada en el continente americano es la escala Modificada de Mercalli (MM). Esta escala se divide generalmente en 12 grados de intensidad y determina el grado de intensidad de una zona afectada por el juicio subjetivo de las personas y está influenciada por el tipo y calidad de las edificaciones, así como la geología del lugar. Debido a lo expuesto anteriormente, varios países han desarrollado su propia escala basándose en la de Mercalli pero haciendo una clasificación de sus construcciones según su capacidad sismorresistente y tratando de unificar los criterios de las personas en encuestas cuidadosamente diseñadas.

2.5.2 Escala de Magnitud (M)

La magnitud de un terremoto es una medición de su tamaño en términos de la energía liberada y radiada en la forma de ondas sísmicas. Esta medición se hace a base de información instrumental (sismógrafos) y de las varias escalas de magnitud propuestas, la escala de Richter es la que generalmente se utiliza.

La escala de Richter se basa en la ecuación dada por $\log E = 11.40 + 1.5 M$ donde "E" es la energía liberada en ergios y "M" la magnitud en la escala de Richter. La ecuación indica un aumento de energía de aproximadamente 32 veces por cada unidad de incremento en magnitud.

2.6 Actividad Sísmica Mundial

Las áreas donde frecuentemente ocurren los sismos se llaman "zonas sísmicas", que a menudo son franjas largas y angostas. La figura 2-4 muestra un mapa de sismicidad donde se localizan los epicentros de los sismos de una magnitud 7 o mayor (escala de Richter) durante el intervalo de 1900 a 1980. Generalmente estas zonas o áreas son o semejan arcos de islas, donde las placas tectónicas se sumergen (fallas de subducción), como las regiones de Centro y Sudamérica, o donde también suceden movimientos de transcurrencia (fallas de transformación) entre placas tectónicas, como el área del norte de Centroamérica y zona costera de Norteamérica.

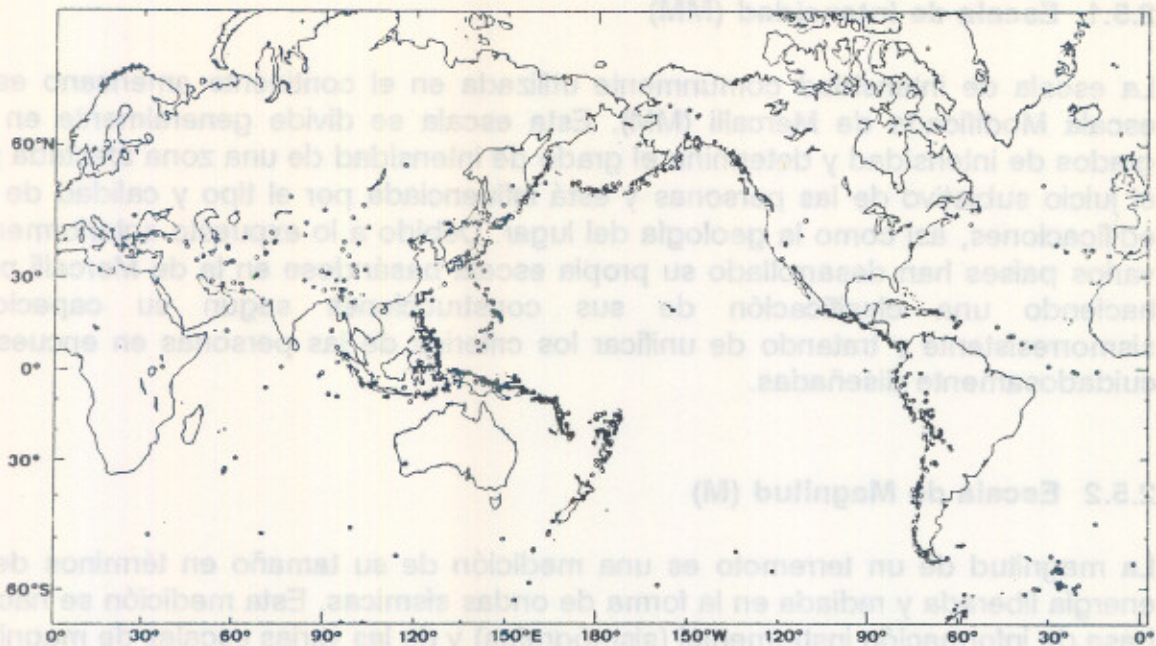


Figura 2-4. Mapa Sísmico del Mundo

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 14.

La región de México, Centro y Sudamérica en la zona sísmica circumpacífica, que semeja un arco de islas tiene una alta sismicidad. Esto es fácil de demostrar ya que recientemente han ocurrido sismos destructores en México (1,973, 1,985), el terremoto de Guatemala (1,976), el sismo de Nicaragua (1,972) y otros.

Como una última observación, si se comparan las Figuras 2-2 y 2-4, fácilmente se justifica la teoría de placas tectónicas, la cual explica que los sismos se producen donde estas placas interactúan.

2.7. Sismotectónica de Centroamérica

En los últimos años se ha venido acumulando información sismotectónica de la región centroamericana, considerando el ambiente tectónico regional con sus distintas características de sismicidad y mecanismos de ruptura. Mediante la sismicidad histórica regional se ha logrado obtener una regionalización sísmica para Centroamérica, con sus diferentes grados de amenaza sísmica potencial para cada región.

En la Figura 2-5, Centroamérica, básicamente está dividida en 6 regiones sísmicas,

cuyas características se describen a continuación:²

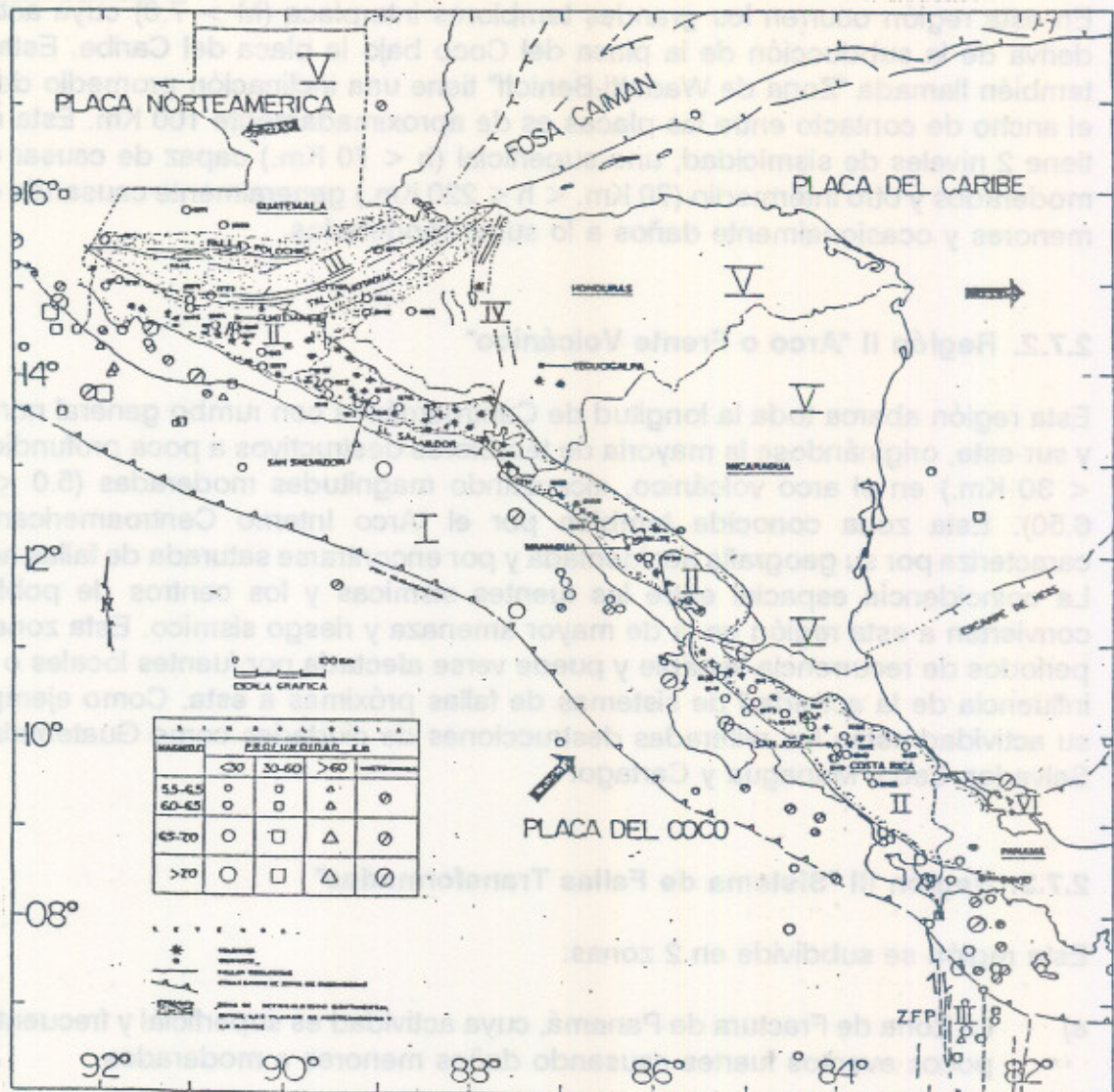


Figura 2-5. Mapa de Regionalización Sísmica de Centroamérica
Fuente: Sismos de América Central 1904-1988. p. 088.

2

Morales, Luis D. y Montero, Walter K. "Memorias del Primer Seminario Taller sobre Sismicidad de América Central". pp. 73-88. Centro de Coordinación para la Prevención de Desastres Naturales en América Central. CEPREDENAC. Guatemala, 1990.

2.7.1 Región I "Fosa-Arco"

En esta región ocurren los grandes temblores interplaca ($M \geq 7.0$) cuya actividad deriva de la subducción de la placa del Coco bajo la placa del Caribe. Esta zona también llamada "Zona de Wadatti-Benioff" tiene una inclinación promedio de 20° y el ancho de contacto entre las placas es de aproximadamente 100 Km. Esta región tiene 2 niveles de sismicidad, uno superficial ($h < 70$ Km.) capaz de causar daños moderados y otro intermedio ($70 \text{ Km.} < h < 220 \text{ Km.}$) generalmente causando daños menores y ocasionalmente daños a lo sumo moderados.

2.7.2. Región II "Arco o Frente Volcánico"

Esta región abarca toda la longitud de Centroamérica con rumbo general nor-oeste y sur-este, originándose la mayoría de temblores destructivos a poca profundidad ($h < 30$ Km.) en el arco volcánico, alcanzando magnitudes moderadas ($5.0 \leq M \leq 6.50$). Esta zona conocida también por el "Arco Interno Centroamericano" se caracteriza por su geografía accidentada y por encontrarse saturada de fallas activas. La coincidencia espacial entre las fuentes sísmicas y los centros de población, convierten a esta región en la de mayor amenaza y riesgo sísmico. Esta zona tiene períodos de recurrencia variable y puede verse afectada por fuentes locales o por la influencia de la actividad de sistemas de fallas próximas a ésta. Como ejemplo de su actividad están las reiteradas destrucciones de ciudades como Guatemala, San Salvador, León, Managua y Cartago.

2.7.3. Región III "Sistema de Fallas Transformadas"

Esta región se subdivide en 2 zonas:

- a) La Zona de Fractura de Panamá, cuya actividad es superficial y frecuente, con pocos eventos fuertes causando daños menores a moderados.
- b) La Zona Transformante de Guatemala, que se encuentra afectada en su longitud por un sistema de fallas transcurrentes (fallas que cambian con el tiempo) debido al desplazamiento relativo de las placas del Caribe y Norteamérica. Estas placas producen una amplia zona de deformación, con baja actividad sísmica debido a que sus períodos de recurrencia son relativamente largos ($T > 100$ años), pero donde han ocurrido grandes y destructivos terremotos, como el de 1,976 en Guatemala.

2.7.4. Región IV "Depresión Central de Honduras"

Se caracteriza por ser una zona de extensión intraplaca, con un nivel de sismicidad bajo capaz de generar ocasionalmente temblores superficiales pero destructivos de magnitud moderada.

2.7.5. Región V "Terremotos sin fuentes sísmicas"

Esta zona es la de menor amenaza sísmica y corresponde a regiones del norte y nor-este de Guatemala, Belize, Honduras, Nicaragua y Costa Rica.

2.7.6. Región VI "Bocas del Toro Almirante"

Zona al nor-este de Panamá cerca de la frontera con Costa Rica. Esta zona tiene un nivel bajo de sismicidad, pero fue afectada severamente por un terremoto en 1,917.

2.8. Sismicidad y Situación Tectónica en Guatemala

2.8.1. Procesos Geológicos de Guatemala

Guatemala se encuentra en una encrucijada sísmica, donde convergen 3 procesos geológicos responsables de la actividad sísmica, siendo las siguientes:³

2.8.1.1. Límite de Transcurrencia o Transformación entre las placas de Norte América y El Caribe

Sus manifestaciones (Figura 2-6) son los sistemas de las grandes fallas de Chixoy-Polochic, Motagua y Jocotán-Chamelecón, con direcciones Este-Oeste y movimiento lateral izquierdo. La zona denominada de "grandes fallas del Norte" está afectada principalmente por los sistemas Chixoy-Polochic y Motagua. La mayoría de sus eventos están localizados en esta zona teniendo magnitudes entre 3.0 y 5.0 siendo las profundidades de los focos menores de 20 Km. La sismicidad de esta zona es muy dispersa y pareciera seguir los alineamientos de las grandes fallas.

3

Molina, Enrique y Villagrán Mario, "Memorias del Primer Seminario Taller sobre Sismicidad de América Central". pp. 42-60. CEPREDENAC. Guatemala, 1990.

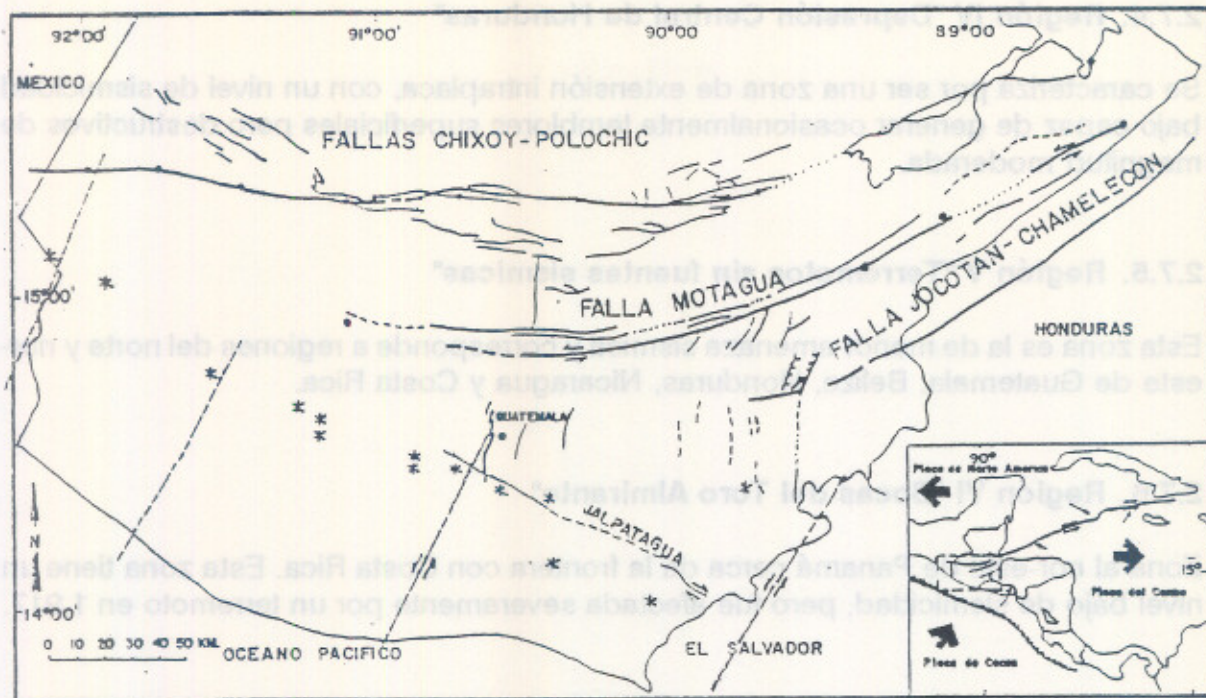


Figura 2-6. Mapa de Fallas de Transformación

Fuente: Sismos de América Central 1904-1988, p. 053.

2.8.1.2. Límite de Subducción entre las placas del Caribe y Cocos

La mayoría de estos sismos se localizan en el litoral pacífico o zona de subducción. Las magnitudes de estos sismos varían entre 3.0 y 5.0 a profundidades desde 20 Km. cerca de la fosa de Mesoamérica, hasta alcanzar profundidades de 250 Km. cuando están debajo de la cadena volcánica definiendo la zona de Benioff. La principal característica de esta zona es la segmentación de la placa de Cocos en bloques con la misma dirección pero distintos grados de inclinación.

2.8.1.3. Cadena Volcánica y Altiplano de Guatemala

La sismicidad de esta zona se asocia principalmente a la serie de fallas transversales y longitudinales originadas posiblemente por la extensión de la corteza. La mayoría de los eventos tienen magnitudes menores de 3.0 y profundidades menores de 20 Km. y se localizan cerca de la cadena volcánica, principalmente sobre el altiplano

central y oriental (Figura 2-7). Debido a la constante actividad sísmica menor se distinguen áreas con mayor concentración de epicentros con un comportamiento tipo enjambre.

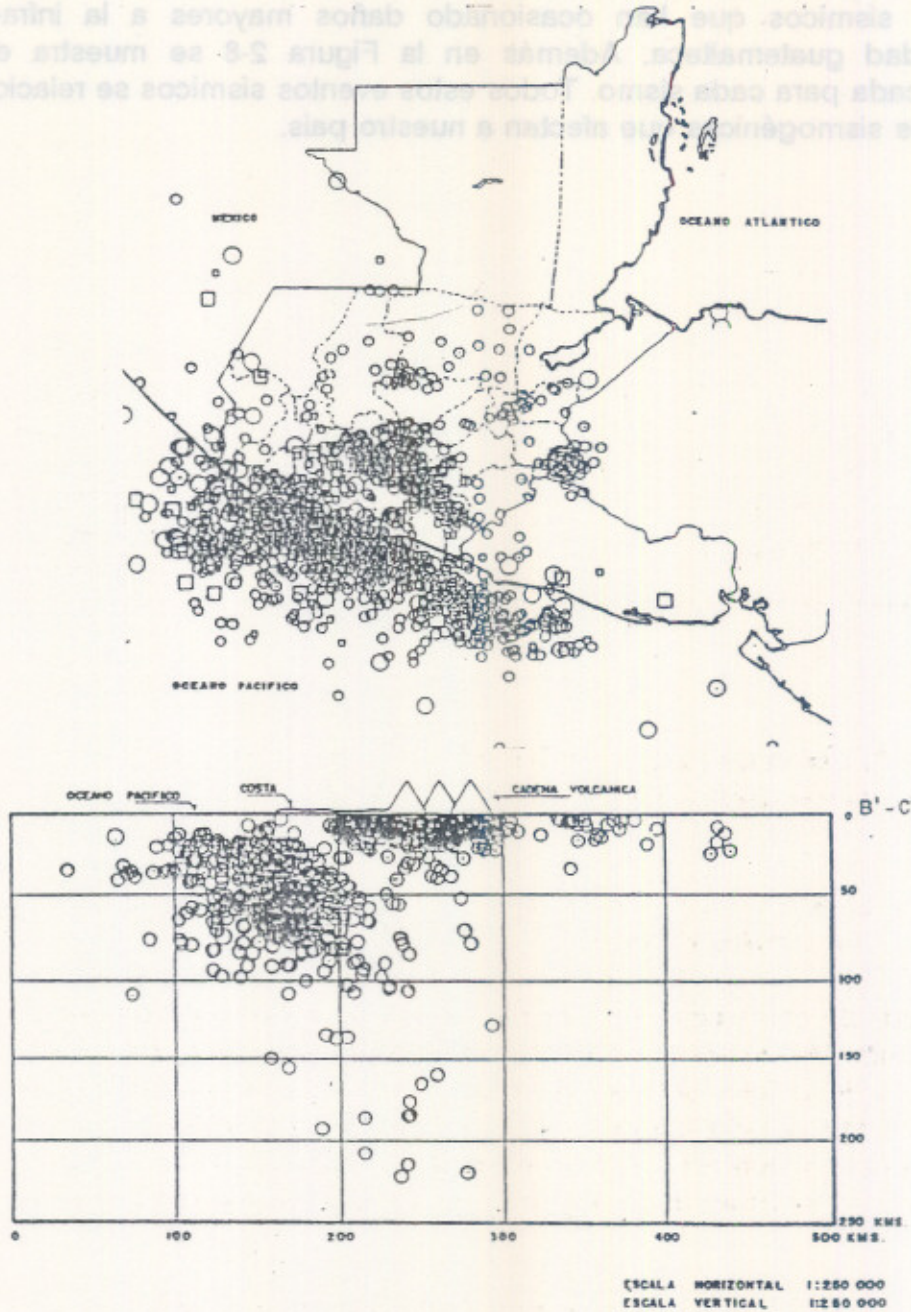


Figura 2-7. Mapas de Localización de Epicentros e Hipocentros de Guatemala
 Fuente: Sismos de América Central 1904-1988 p. 058.

2.8.2. Sismos destructores del presente siglo en Guatemala

A continuación en la tabla 2-1 se presenta un listado en orden cronológico de los eventos sísmicos que han ocasionado daños mayores a la infraestructura y comunidad guatemalteca. Además en la Figura 2-8 se muestra el área más damnificada para cada sismo. Todos estos eventos sísmicos se relacionan con las 3 fuentes sismogénicas que afectan a nuestro país.



Figura 2-7. Mapa de la localización de epicentros e hipocentros de terremotos en Guatemala. Fuente: Sismos de América Central 1904-1988 p. 028.

Sismo No.	Año	Magnitud	Fuente	Observaciones
1.	1,902	8.2	Zona de Subducción	Afectó gran parte del sur-occidente del país, dañando principalmente Quetzaltenango y Sololá
2.	1,913	?	Jalpatagua fallamientos menores	Destrucción de Cuilapa, Sta. Rosa.
3.	1,918	?	Fallamientos menores (Sta. Catarina o Jalpatagua)	Afectó la ciudad capital siendo un evento local.
4.	1,934	6.3	Fallas menores	
5.	1,942	8.3	Subducción	Daños principales en Amatitlán y Acatenango.
6.	1,959	6.5	Fallamientos del norte.	Daños en la población de Ixcán Depto. del Quiché.
7.	1,971	6.0	Fallamientos del norte.	
8.	1,976	7.5	Falla del Motagua	Afectó un área extensa del país a lo largo de la falla y en el altiplano central, severos daños a la capital, 22,000 fallecidos, 77,000 heridos, 1 billón de dólares Americanos en pérdidas materiales.

Tabla 2-1. Eventos sísmicos destructores del presente siglo

Fuente: Sismos de América Central 1,904-1,988. pp. 050 y 051.

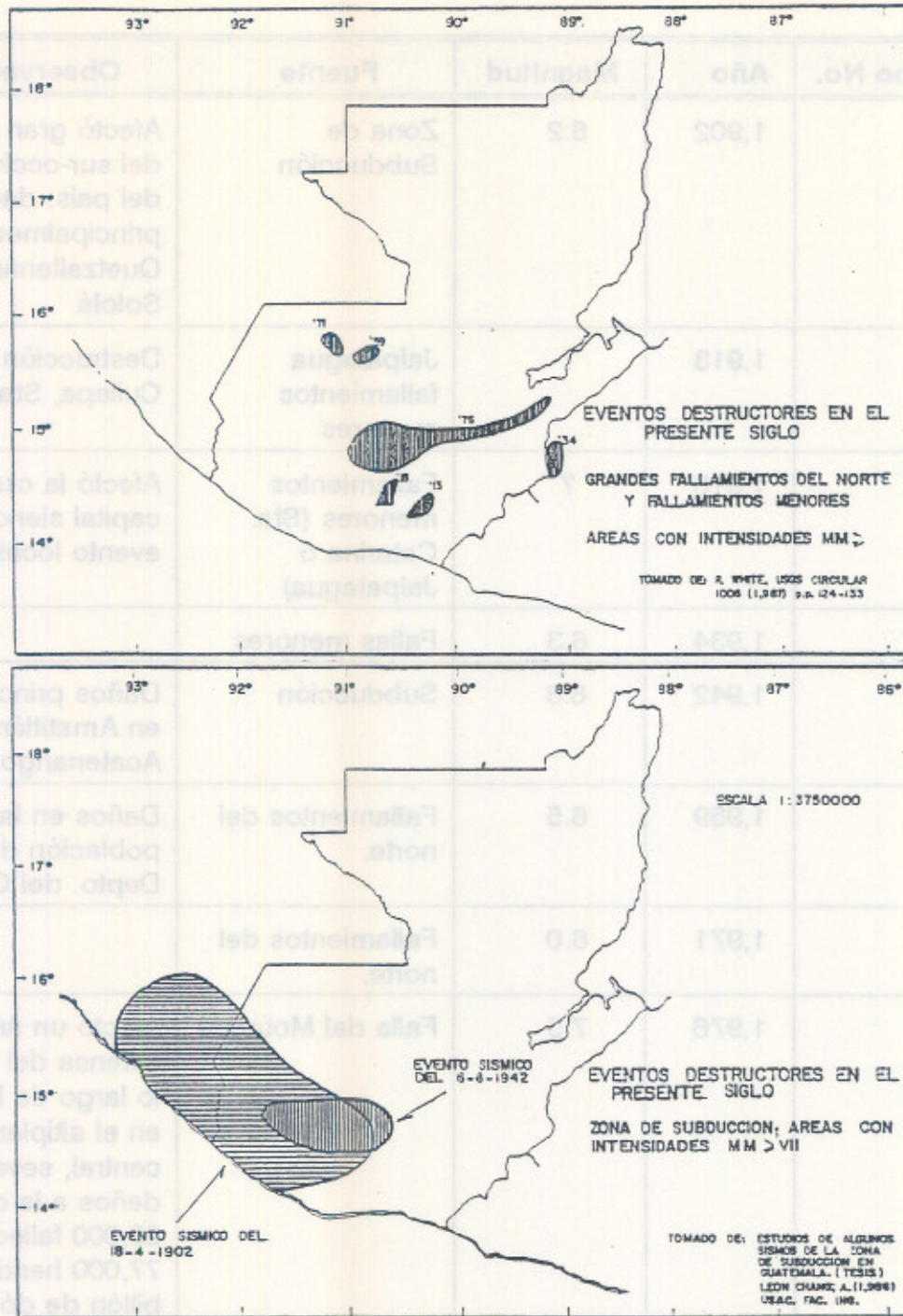


Figura 2-8. Mapa de Áreas afectadas por sismos destructores

Fuente: Sismos de América Central 1,904-1,988. p. 059

2.8.3. Áreas de Riesgo Sísmico en Guatemala

Analizando finalmente el comportamiento de la actividad sísmica sensible del país, en la Figura 2-7 se muestra que el 80% de los eventos sísmicos proceden de la zona de subducción que, a excepción del terremoto destructor de la zona de transurrencia en 1,976, la tendencia no varía. Se muestra también en la Figura 2-9 las áreas de amenaza sísmica tectónica siendo sobre todo la zona de subducción un potencial peligro para el Sur y Sur-Occidente del país la cual cuenta con ciudades bastante pobladas y donde se realizan actividades de industria, agricultura y de comercio portuario. La liberación de energía de la zona de subducción no representa amenaza para la ciudad capital, pero su influencia sobre los otros dos procesos sismogénicos causa una situación de extremo peligro para la zona central y norte del país.

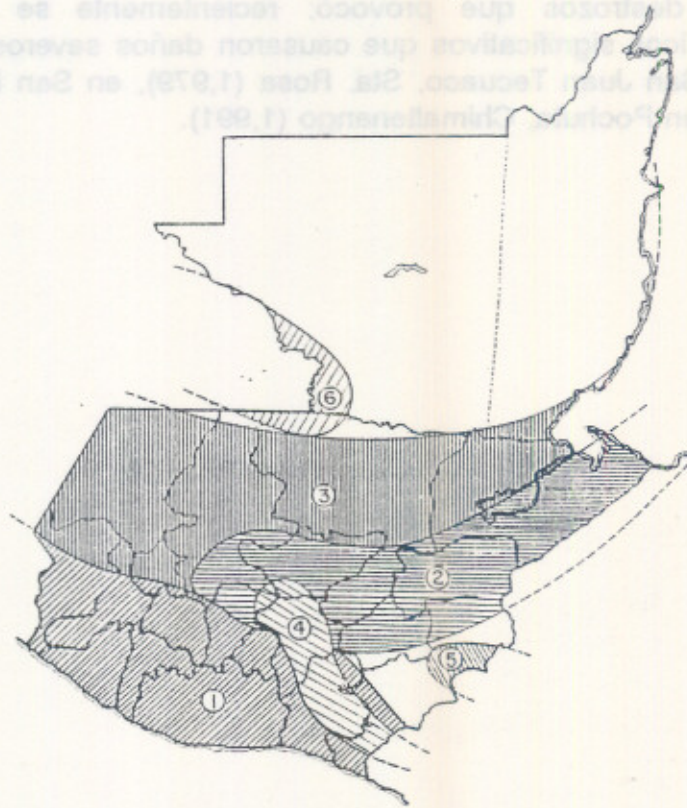
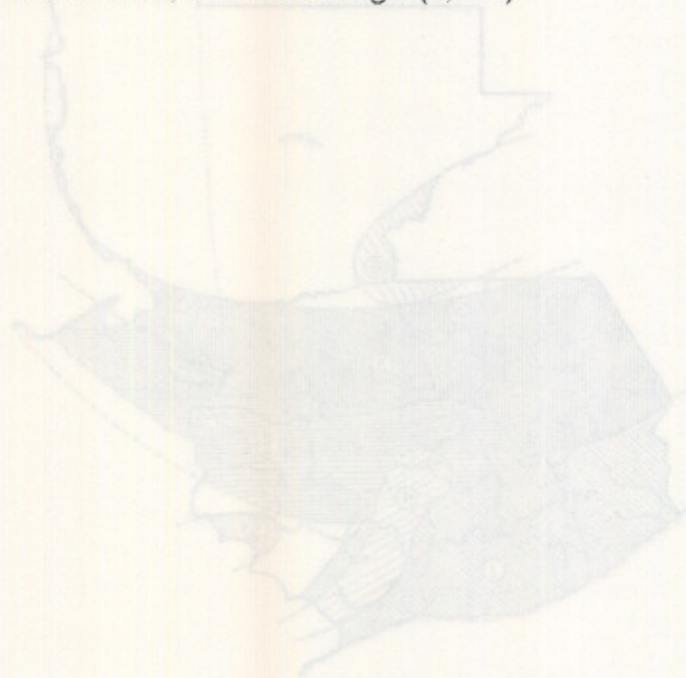


Figura 2-9. Mapa de Zonificación de áreas de amenaza sísmica tectónica
Fuente: INSIVUMEH

Zonas sísmicas:

1. Comprende la Costa Sur (M = 8.3)
2. Falla del Motagua (M = 7.5)
3. Fallas del Chixoy-Polochic (M = 7.0)
4. Fallas de Jalpatagua y de Mixco (M = 6.8)
5. Fallas de Chamagua, Jocotán (M = 5.8)
6. Fallas de Chamá y Chinajá (M = 6.2)

Por último, lo único que queda es aceptar que Guatemala es un país sísmico y deben tomarse precauciones y medidas importantes para evitar que sucedan desgracias como el terremoto de 1,976. Si bien el terremoto del '76 es el más comentado, no sólo por su intensidad, sino por la extensión territorial que abarcó y la cantidad de destrozos que provocó; recientemente se han presentado movimientos sísmicos significativos que causaron daños severos a las siguientes poblaciones: en San Juan Tecuaco, Sta. Rosa (1,979), en San Miguel Uspantán, Quiché (1,985) y en Pochuta, Chimaltenango (1,991).



3

EDIFICIOS DE NIVELES MÚLTIPLES DE CONCRETO REFORZADO

3.1. Altura de edificios de niveles múltiples

A través de la historia registrada de las construcciones, el crecimiento vertical de los edificios se debe fundamentalmente a factores sociales y económicos, tales como el aumento de la densidad de la población y el aumento del valor de la propiedad específicamente en áreas urbanas.

Para un arquitecto la altura de un edificio es uno de los aspectos fundamentales en cuanto a la planificación, estética e integración al medio donde se encuentra la edificación. Es importante señalar que la altura de un edificio es determinante para el planteamiento del sistema estructural, que debe satisfacer las necesidades arquitectónicas, así también, las de resistir los efectos de un sismo.

3.2. Tipos de Ocupación

La función arquitectónica de un edificio tiene un efecto considerable en la selección del sistema estructural. Consideraciones como el tamaño de espacio abierto requerido, servicios, la necesidad de flexibilidad arquitectónica, requieren un sistema estructural que satisfaga dichas necesidades.

La siguiente clasificación abarca en su mayoría el uso arquitectónico que se le puedan atribuir a edificios de niveles múltiples.

1. Edificios residenciales, incluyendo edificios de apartamentos, hoteles y dormitorios.
2. Edificios para oficinas y/o comercio.
3. Edificios para la industria, imprentas, talleres y estacionamientos, bodegas, y garages.
4. Edificios de ocupación mixta, entre éstos: comercial-industrial, comercial-residencial, etc.
5. Edificios para la educación y cultura general, incluyendo edificios para bibliotecas, arte, museos, auditorios y bibliotecas.
6. Edificios para hospitales y clínicas.
7. Edificios para bancos.
8. Edificios gubernamentales en general.

3.2.1. Edificios para oficinas y/o comercio

A continuación y de manera general, se abarcarán algunos aspectos arquitectónicos que deben estudiarse para dar una respuesta adecuada a las necesidades de un edificio en cuanto a su diseño.

En la actualidad, la tendencia, en general, para este tipo de edificios, se caracteriza por la ausencia de particiones durante su diseño y construcción, debido a que mas bien se diseña el espacio para uso de los locales específicamente. Las empresas o personas individuales, luego dividen el espacio o local para acomodar sus necesidades de espacio físico. El despliegue de particiones cambia cuando estas personas o empresas se van o bien los existentes desean hacer remodelaciones y ampliaciones para satisfacer sus necesidades actuales o de futuro crecimiento.

La arquitectura de este tipo de edificios tiene la particularidad de tener flexibilidad en los servicios de teléfono, electricidad, aire acondicionado, etc. La localización de ductos para instalaciones y servicios sanitarios deben de ser estratégicamente ubicados ya que estos son fijos y casi imposibles de mover de un lado para otro, sin modificaciones serias, costosas y con posibles perjuicios al sistema estructural y funcionamiento arquitectónico del edificio. Las escaleras y ascensores (circulación

vertical) son otros espacios arquitectónicos que juegan un rol importante en el mejor uso de los distintos espacios que conforman el edificio.

En cuanto al sistema estructural, los siguientes aspectos se deben tomar en cuenta: el tamaño óptimo del nivel típico, el espaciado entre columnas, la altura entre los niveles, el material en cuanto a su durabilidad, mantenimiento y vida útil; los sistemas de los pisos, entre éstos: losas en uno o dos sentidos, losas nervadas en uno o dos sentidos y sistemas de losas prefabricados; por último, el sistema estructural adecuado en sí.

El confort del edificio fundamentalmente está influenciado por los aspectos ambientales como: el calor, soleamiento, ruido, temperatura, vientos predominantes, humedad, iluminación natural, ventilación, etc. Es importante señalar que todos estos aspectos no deben limitar del todo al diseño, debido a que tienen soluciones artificiales pero a un costo más elevado.

En lo referente a la percepción visual y estética del edificio, los siguientes aspectos deben de ser estudiados: forma, aspecto formal, volumetría, proporción, color, textura, tipos de vidrios, expresión estructural, relación de escala con respecto a edificaciones cercanas, separación entre edificios, identidad pública, vista de noche, que dé la impresión de un edificio seguro, integración al entorno, y otros. La finalidad de esto es el de crear una apariencia no sólo vistosa sino amigable, que refleje una imagen de los valores positivos de los propietarios, inquilinos y transeúntes.

El estudio de la circulación, debe abarcar consideraciones como: la influencia del ingreso y egreso tanto peatonal como vehicular del edificio, el transporte público, caminamientos, aceras, plazas, vestíbulos, corredores, estacionamientos, etc.

Entre otros aspectos arquitectónicos se pueden mencionar los referentes a instalaciones especiales, entre estos: salidas de emergencia, protección contra incendios, sistemas de alarmas, sistemas de seguridad, equipos de comunicación y sonido, instalación de extractores, cisternas y tanques altos de agua potable, gradas eléctricas y ascensores, instalación de aire acondicionado, sistemas de bombeo e hidroneumáticos, cuarto de máquinas, plantas de emergencia y otros.

En fin, el diseño arquitectónico de cualquier edificio puede abarcar una gran cantidad de aspectos según el programa de necesidades que se tenga que satisfacer así como las cualidades arquitectónicas que se pretenden alcanzar.

3.3. Cargas en los edificios

Los tipos comunes de carga a que la estructura de un edificio se puede encontrar sometido, se pueden clasificar como: (1) cargas verticales, (2) cargas laterales, (3) cargas dinámicas y/o de impacto, (4) cargas debidas al efecto del tiempo.⁴

3.3.1. Cargas Verticales

A la combinación básica de carga muerta (D) más carga viva (L), se le conoce como cargas verticales o gravitacionales.

3.3.1.1. Carga Muerta (D)

Las cargas muertas son aquellas que son constantes en magnitud y localización. Generalmente, la mayor parte de la carga muerta lo constituye el peso propio de los elementos que conforman el sistema estructural, como: las columnas, losas y vigas. Otras cargas como el peso de pisos, rellenos, cielos falsos y soportes, acabados en paredes y cielos, tabiques permanentes y movibles, paredes interiores y exteriores (de fachada), vidrios, depósitos de agua, y en general, todo aquel peso en que un factor bajo de carga pueda ser apropiadamente aplicado. En la Tabla 3-1 se presentan los pesos de algunos materiales.

4

American Society of Civil Engineers. "Tall Building Criteria and Loading, Volume 1b", pp. 5-7. E.E.U.U., 1972.

Material	Peso
1. Concreto reforzado	150 lb/p ³
2. Madera (pino o ciprés)	35 lb/p ³
3. Tierra	100 lb/p ³
4. Cemento portland	94 lb/p ³
5. Agua	62 lb/p ³
6. Acero	490 lb/p ³
7. Paredes de block pómez de 0.10 mt	17 lb/p ²
8. Paredes de block pómez de 0.20 mt	29 lb/p ²
9. Repellos + cernidos	5 lb/p ²
10. Piso de cemento líquido con mortero	20 lb/p ²
11. Piso de granito con mortero	25 lb/p ²
12. Vidrieras	8 lb/p ²

Tabla 3-1. Cargas Muertas de algunos materiales
Fuente: Folleto del Curso de Diseño Estructural III
Facultad de Arquitectura. USAC

3.3.1.2. Carga Viva (L)

Las cargas vivas son aquellas que no son constantes en magnitud y localización. Son establecidas por códigos de construcción y que incluyen algún margen de seguridad para prevenir sobrecargas y efectos dinámicos. Las cargas vivas incluyen el peso de los ocupantes o personas, muebles en general, equipos, utensilios, y en general, todo tipo de carga al que un factor mayor de carga puede ser aplicado. En tabla 3-2 se presentan algunas cargas vivas que dependen del uso u ocupación arquitectónica del edificio.

Existen varios códigos de construcción donde se establecen las cargas vivas, mínimas, entre algunos de estos, todos de origen estadounidense: BOCA, NATIONAL, STANDARD, ANSI 72, UBC y ATC 3-06. El criterio en cuanto a las cargas vivas varía según cada diseñador y del código que se esté empleando en el diseño.

USO U OCUPACIÓN ARQUITECTÓNICA		Carga distribuida uniforme #/p ²
Categoría	Descripción	
1. Sistemas de piso para acceso	Uso de oficinas	50
	Uso de computadoras	100
2. Cornizas, marquesinas y balcones residenciales		60
3. Salidas de emergencia		100
4. Estacionamientos	Público y/o de reparación	100
	Privado	50
5. Manufactura	Liviana	75
	Pesada	125
6. Residencial		40
7. Terrazas	hasta 200 p ²	20
8. Aceras y accesos vehiculares	Acceso Público	250
9. Almacenaje	Liviano	125
	Pesado	250
10. Comercio	Ventas (menoreo)	75
	Ventas (mayoreo)	100

Tabla 3-2. Cargas Vivas de diseño en lb/p²

Fuente: Uniform Building Code, 1,985.

3.3.2. Cargas laterales

Entre las cargas laterales, se pueden mencionar: (1) las cargas debidas a presiones laterales como las resultantes del suelo en un muro que son transmitidas a la estructura del edificio, (2) cargas laterales debidas a la presión de un fluido como el agua, (3) carga de viento (W) y, (4) cargas de sismo (E).

3.3.3. Cargas dinámicas y/o de impacto

Un buen ejemplo de este tipo de carga son los ascensores, entre otros, sistemas de ventilación, compresores de aire, en general todo aquel equipo que cause vibración. Generalmente para tomar en cuenta este tipo de carga, se le agrega un porcentaje mayor a la carga viva; pero no es una regla general ya que depende del uso arquitectónico que se le dé al edificio. Los efectos de explosiones debidos a terrorismo, también pueden clasificarse en este grupo.

3.3.4. Cargas debidas al efecto del tiempo

Estas cargas se deben esencialmente a los efectos del flujo plástico y/o contracción del concreto, que dependen mucho del tamaño e importancia del edificio.

3.4. Efectos de los movimientos sísmicos en los edificios

Las fuerzas o cargas, a las cuales una estructura está sujeta a resistir debido a los movimientos sísmicos, resultan directamente de las distorsiones inducidas por el movimiento del suelo sobre el cual dicha estructura descansa. La respuesta (la magnitud y distribución de las fuerzas resultantes y desplazamientos) de una estructura a tal movimiento o cortante en la base se encuentra influenciada por las propiedades tanto de la estructura y cimentación, así como el carácter de la excitación del movimiento.

Una simplificación del comportamiento de un edificio durante un sismo se puede obtener considerando la Figura 3-1. Se puede observar que mientras el suelo donde descansa el edificio es desplazado, la base del edificio se mueve con éste. No obstante, la inercia de la masa del edificio se opone o trata de resistir dicho movimiento y causa que el edificio sufra una distorsión. Esta onda de distorsión viaja a través de la altura de la estructura de manera similar al movimiento de una barra deformable con un extremo libre. La continua agitación o sacudimiento de la base causa al edificio a padecer una compleja serie de oscilaciones.

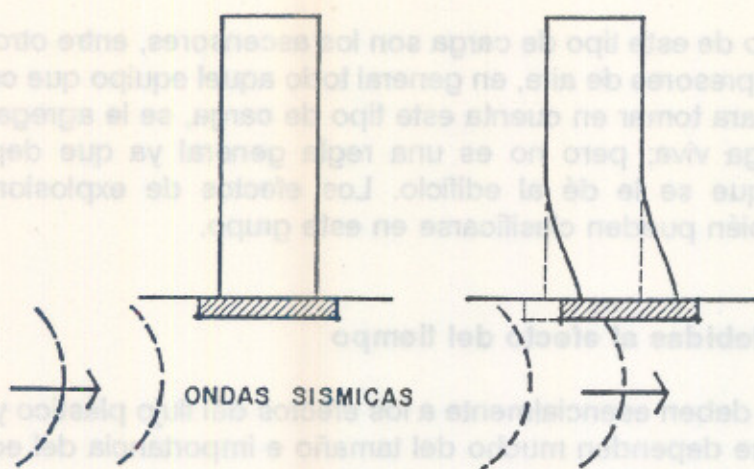


Figura 3-1. Simplificación del Comportamiento Sísmico de un edificio.

Fuente: Handbook of Concrete Engineering. p. 367

El comportamiento de un edificio durante un sismo es fundamentalmente un problema vibratorio. El movimiento sísmico no daña al edificio por impacto o por una presión aplicada externamente como el viento, sino más bien por fuerzas inerciales generadas internamente, causadas por la vibración de la masa del edificio. El aumento de la masa del edificio ocasiona básicamente 2 efectos que no son deseables en el diseño sismorresistente. Primero, dicho aumento resulta en el incremento de las fuerzas, y segundo, esto puede causar el pandeo de elementos verticales como columnas y muros que no sólo están sujetos a cargas verticales o gravitacionales, debido al desplazamiento producido por las fuerzas laterales. A este fenómeno se le conoce como el efecto P-Delta.

Es necesario hacer una distinción entre las fuerzas debidas al viento y a las fuerzas producidas por un sismo, aunque los códigos especifiquen fuerzas laterales estáticas equivalentes para ambos casos. Las cargas de viento y sismo son dinámicas en su carácter, pero existe una diferencia básica en la manera que dichas fuerzas son inducidas a la estructura. Mientras que las cargas de viento son externas y proporcionales a la superficie expuesta de la estructura, las cargas sísmicas son esencialmente fuerzas inerciales, son el resultado de la distorsión provocada por el movimiento sísmico y la resistencia inercial de la estructura, su magnitud proviene en función de la masa o peso de la estructura.

En cuanto al movimiento sísmico, el parámetro más comúnmente utilizado es el análisis de las variaciones de la aceleración del suelo del entorno donde se encuentra la estructura. En cualquier punto particular, la aceleración del suelo puede ser descrita por dos componentes horizontales ortogonales y otra componente vertical; adicionalmente otros componentes pueden agregarse debido a movimientos oscilatorios y torsionales. Debido a que la mayoría de estructuras son más sensibles a distorsiones horizontales o laterales, ha sido práctica común considerar en la mayoría de casos la respuesta estructural de los componentes horizontales del movimiento del suelo. Los efectos del componente vertical del movimiento del suelo generalmente no se consideran lo suficientemente significantes para que ameriten atención especial, pero en algunas ocasiones pueden ser significativas. El principal motivo de no analizar los efectos del componente vertical del sismo ha sido la simplificación y reducción del trabajo analítico involucrado, el cual puede ser considerable tomando en cuenta únicamente los componentes horizontales.

En la actualidad existe incertidumbre en determinar las cargas sísmicas apropiadas para el diseño estructural de un edificio debido a una serie de factores, entre los más importantes:

1. la dificultad de predecir el carácter de los movimientos sísmicos críticos (amplitud, frecuencia y duración); a la cual una estructura se pueda encontrar sometida durante su vida útil;
2. la dificultad de asertar con los valores adecuados de los parámetros de la estructura que afectan su respuesta dinámica (rigidez y amortiguamiento), así como las propiedades dinámicas del suelo o medio soportante.

Entonces, como se dijo, las principales propiedades que afectan la respuesta dinámica de una estructura son su masa o peso, rigidez y características de amortiguamiento, y bajo ciertas condiciones los efectos de la cimentación o medio soportante deben ser considerados. La determinación del peso y rigidez inicial de una estructura determinada, generalmente no presenta gran dificultad, pero la rigidez efectiva, amortiguamiento y el período fundamental de vibración de una estructura pueden variar durante los efectos de un sismo, debido al agrietamiento de sus elementos estructurales, inclusive antes de que lleguen a la cedencia. Habría que agregar que una vez la estructura empieza a ceder, el período de vibración se incrementa, es aquí donde la ductilidad juega un rol esencial en el buen comportamiento de la estructura.

Una manera conveniente de estudiar la respuesta dinámica de una estructura es considerando su respuesta total o global en términos de respuestas modales de los componentes de la estructura. La respuesta en el rango elástico y durante intervalos suficientemente pequeños en el rango inelástico, puede concebirse como la superposición de las respuestas de los modos de vibración que caracterizan al

sistema. En general, un sistema tendrá tantos modos de vibración como grados significativos de libertad. Cada modo de vibración puede considerarse como un "sistema de un grado de libertad" donde todas las masas vibran en una fase conservando sus mismas posiciones relativas. La Figura 3-2 muestra las formas típicas de los primeros tres modos de un edificio de niveles múltiples donde los grados significativos de libertad están relacionados al desplazamiento lateral de los pisos o niveles. El primer modo o modo fundamental corresponde al período más largo o período fundamental de vibración que es la frecuencia más baja de vibración.

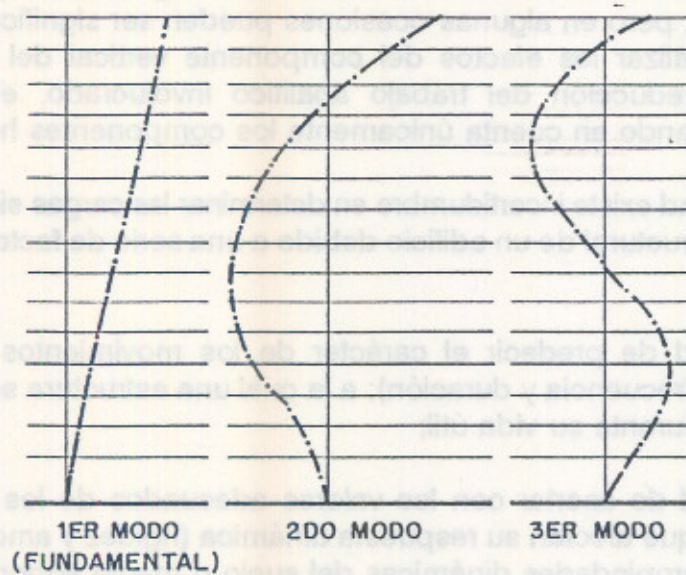


Figura 3-2. Modos de Vibración de un Edificio

Fuente: **Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions**, p. 60.

La respuesta de la mayoría de edificios de niveles múltiples se conforma predominantemente de los primeros modos a excepción de la parte superior de edificios relativamente flexibles. Estudios de la respuesta elástica de marcos de niveles múltiples indican que para la mayoría de edificios el modo fundamental contribuye en un 80%, mientras que el segundo modo y tercer modo en un 20% de la respuesta total. Es por esto que la mayoría de reglamentos sólo analizan el período fundamental en los edificios, para su diseño estructural en el rango elástico. Finalmente, para el análisis de cargas laterales existen 2 aproximaciones; una aproximación estática y la otra dinámica.

3.4.1. Cargas para el diseño sismorresistente de edificios

El reglamento de construcciones de concreto reforzado ACI 318-83, establece que las cargas verticales y laterales de servicio o trabajo se amplifiquen mediante factores de carga para garantizar la seguridad y confiabilidad del comportamiento del sistema estructural de un edificio. Según el ACI 318-83 para el análisis y diseño de edificios sismorresistentes se deben considerar las siguientes combinaciones de cargas últimas o cargas factorizadas "U":

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (2.1)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.8E) \quad (2.2)$$

$$U = 0.9D + 1.43E \quad (2.3)$$

donde:

U = carga factorizada o última

D = carga muerta

L = carga viva

E = carga de sismo

El reglamento ACI 318-83 también establece que los elementos o miembros que componen el sistema estructural deben resistir la peor condición de las combinaciones presentadas anteriormente. La combinación de cargas factorizadas de la ecuación (2.3) generalmente no es analizada a nivel preliminar debido a que no es tan crítica como las otras combinaciones. La ecuación (2.2) por cuestiones de análisis se descompone de la siguiente manera:

$$U = 0.75(1.4D+1.7L)+1.4E \quad (2.4)$$

$$U = 0.75(1.4D+1.7L)-1.4E \quad (2.5)$$

3.5. Sistemas estructurales

Un sistema estructural básicamente se define como un conjunto ordenado de elementos que se interconectan entre sí formando un solo cuerpo cuyo objetivo último es el de resistir fuerzas. Las distintas disposiciones de estos elementos en su conjunto hacen que dicho cuerpo tenga características singulares en su comportamiento para resistir fuerzas.

3.5.1. Sistemas estructurales para edificios de concreto reforzado

Estos sistemas se conforman por una serie de elementos estructurales menores que tienen funciones particulares dentro del mismo. Estos sistemas trabajan fundamentalmente a flexión y su respuesta estructural es a base de elementos relativamente voluminosos y masivos. Las distintas distribuciones u organizaciones funcionales y espaciales de estos elementos estructurales menores hacen que los sistemas estructurales en su conjunto tengan comportamientos estructurales particulares. Los sistemas estructurales se componen de dos partes principales, siendo estas: la super-estructura, que es la parte de la estructura formada por losas, vigas, muros y columnas de los edificios, y; la sub-estructura que es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de la super-estructura al suelo de cimentación.

3.5.1.1. Elementos que conforman los sistemas estructurales de concreto reforzado

Los elementos estructurales que conforman el sistema estructural se pueden clasificar en forma bastante general, en:

1. Losas de piso

Las losas de piso generalmente son los elementos horizontales de gran superficie que resisten las cargas verticales del edificio y las transmiten a otros elementos horizontales y/o verticales que componen el sistema estructural. Las losas se pueden clasificar básicamente en losas armadas en uno o dos sentidos, losas nervadas en uno o dos sentidos y los sistemas de losa prefabricados.

2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales longitudinales horizontales que resisten y transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a los elementos verticales del sistema estructural. Generalmente se funden de manera monolítica con las losas y se ven afectadas por las cargas laterales a las cuales se pueda someter el edificio. La diversidad de combinaciones de vigas con las losas de piso ha dado lugar al desarrollo de una gran variedad de sistemas de pisos.

3. Columnas

Las columnas son elementos verticales longitudinales de secciones generalmente cuadradas, rectangulares y circulares. El objeto fundamental de las mismas, es la de resistir y transmitir las cargas de las losas de piso y vigas a las cimentaciones del edificio. Las columnas son de vital importancia ya que de éstas depende fundamentalmente la estabilidad de la super-estructura del edificio y están sujetas a esfuerzos de flexo-compresión y cortante debido a cargas verticales y horizontales.

4. Muros

Los muros son paramentos de cerramiento vertical que pueden o no ser utilizados para resistir y transmitir las cargas verticales de las losas de piso. Los muros también se utilizan para resistir cargas horizontales de viento o sismo, actuando como muros de cortante mediante la integración de éstos a los marcos o pórticos de una estructura.

5. Cimentaciones

Las cimentaciones son elementos estructurales que resisten y transmiten las cargas de las columnas y muros al suelo de cimentación, y conforman la sub-estructura del edificio. Los sistemas de cimentación están conformados por zapatas, cimientos corridos, contratrabes, losas de cimentación, pilotes o cualquier otro elemento estructural vertical u horizontal que sirva para la transmisión de las cargas de la super-estructura al suelo.

3.5.1.2. Factores de reducción de resistencia (ϕ)

Según el reglamento de construcciones de concreto reforzado ACI 318-83, la resistencia nominal de cualquier elemento estructural debe reducirse utilizando un factor de reducción, ϕ , para tomar en cuenta las inexactitudes en la construcción de los mismos tales como en las dimensiones, posición del refuerzo o posibles variaciones en sus propiedades. A la resistencia reducida del elemento o miembro estructural se le define como la "resistencia de diseño" del miembro. A continuación la tabla 3-3 indica los factores de reducción, ϕ , para los elementos estructurales.

TABLA FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA ϕ	
Elemento estructural	Factor ϕ
Viga o losa: Flexión	0.9
Columnas con estribos	0.7
Columnas zunchadas	0.75
Columnas que soportan cargas axiales muy pequeñas (referirse al capítulo 9 para mayor detalle)	0.7-0.9, o bien 0.75-0.9
Viga: Cortante y torsión	0.85

Tabla 3-3. Factores de reducción de resistencia, ϕ

Fuente: Concreto Reforzado. Un Enfoque Básico p. 78.

3.5.2. Sistemas estructurales con marcos

Con el incremento de altura de los edificios, nuevos conceptos han evolucionado para que económicamente se provea de resistencia lateral a éstos, debido a fuerzas de viento y sismo.

A continuación, en la Figura 3-3 se presenta una gráfica de estos sistemas

estructurales según su número de niveles. Es necesario enfatizar que cada uno de estos sistemas tiene sus particularidades y limitaciones.

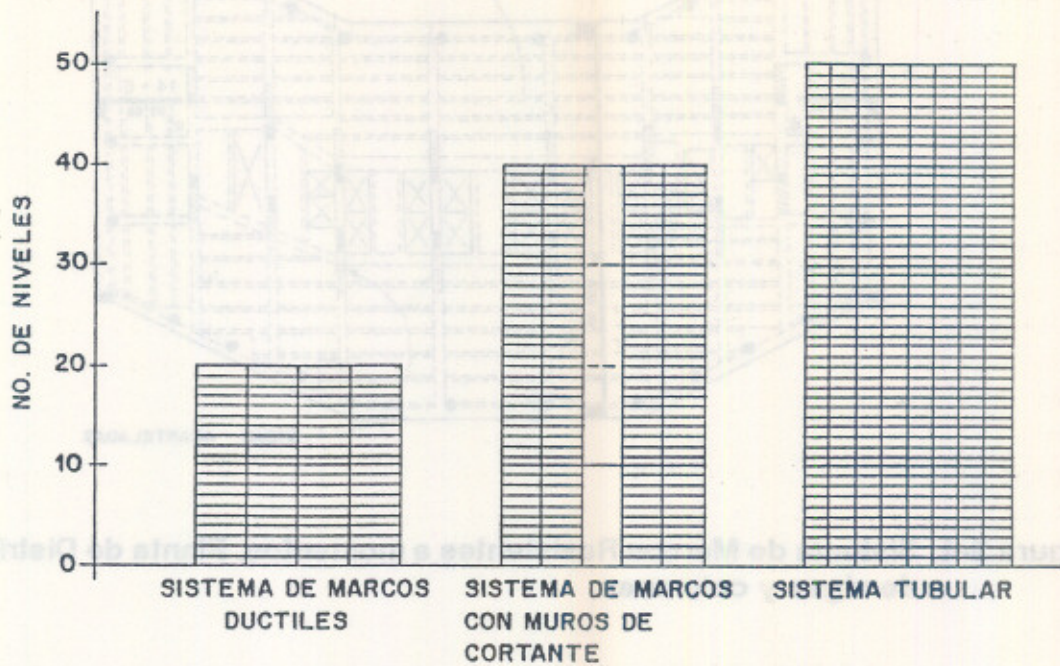


Figura 3-3. Sistemas Estructurales para Edificios de Distintas Alturas

Como podemos apreciar en la gráfica, para edificios de hasta 20 niveles de altura, el sistema de marcos rígidos o marcos resistentes a momentos (Figura 3-4) ya sean prefabricados o vaciados en sitio, es suficientemente capaz de proveer la resistencia lateral adecuada para resistir fuerzas debido al viento y/o sismo; a excepción de edificios sumamente esbeltos e inusuales, que requieren de cálculos más sofisticados y complejos para su análisis y diseño estructural.

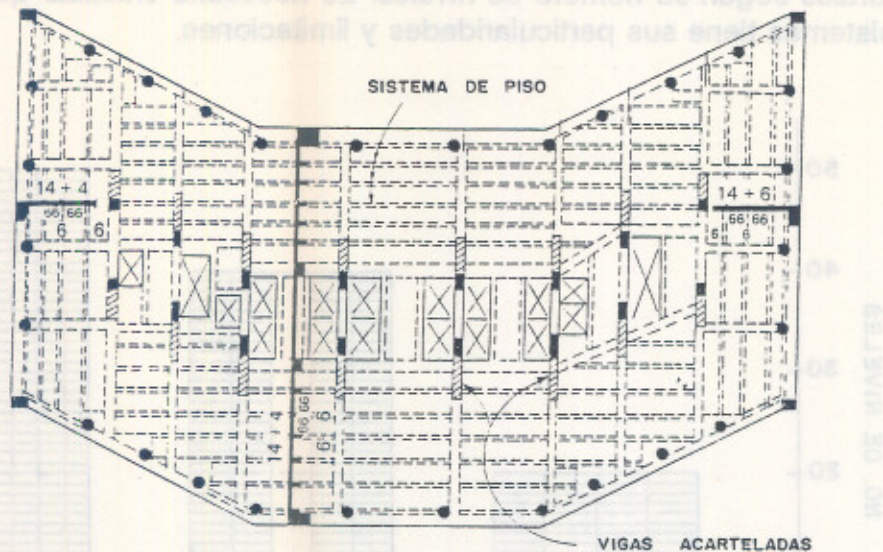


Figura 3-4. Sistema de Marcos Resistentes a momentos. Planta de Distribución de vigas y columnas.

Cuando los edificios se aproximan a alturas de 20 niveles, la rigidez del sistema estructural de marcos rígidos es insuficiente para resistir las cargas de viento, menos aún las cargas de sismo, siendo estas cargas las que predominan el diseño estructural. De ahí nace la introducción del sistema de marcos rígidos con muros de cortante (Figura 3-5) que interactúan con el marco, logrando de esta manera un aumento de rigidez, y con su uso lógico y adecuado se pueden alcanzar edificios de hasta 40 niveles de altura.

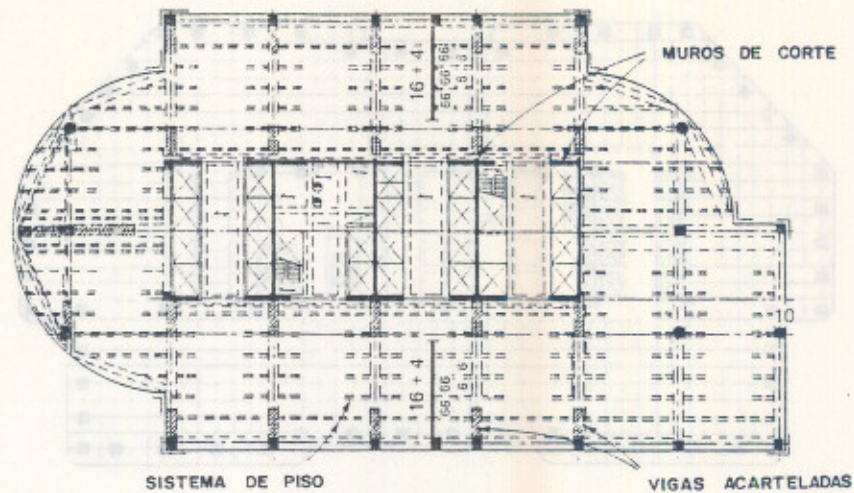


Figura 3-5. Sistema de Marcos con muros de cortante.
Planta de distribución de columnas, muros de cortante y vigas

El sistema tubular o de columnas perimetrales (Figura 3-6) consiste en un espacio cerrado mediante columnas perimetrales conectadas entre sí por vigas. Este sistema es muy eficiente ya que provee de gran resistencia lateral, con la ventaja de carecer de columnas interiores aisladas, pudiendo abarcar alturas de 30 a 50 niveles. La eficiencia de este sistema deriva en el hecho que tiene una gran cantidad de juntas rígidas que actúan en el perímetro del edificio, creando un enorme cajón o tubo, comportándose como un solo elemento rígido.

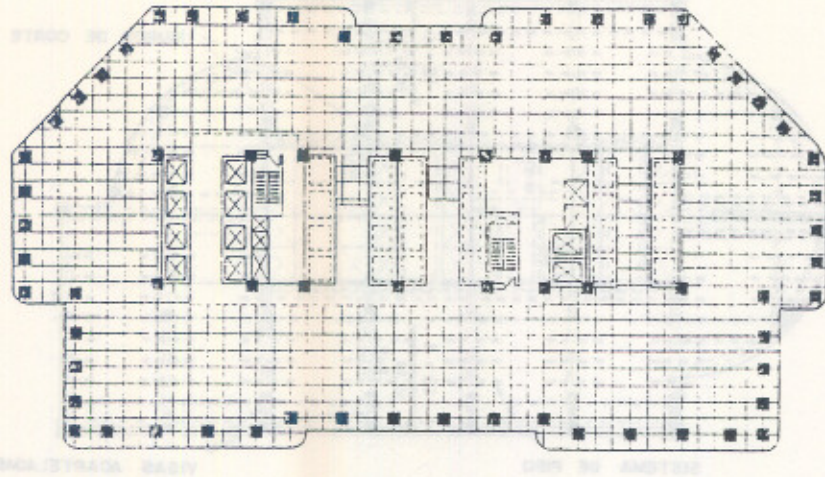


Figura 3-6. Sistema de Tubo o columnas perimetrales
Planta de distribución de vigas y columnas

3.5.2.1. Marcos dúctiles resistentes a momentos de concreto reforzado vaciados en sitio

Los marcos o pórticos resistentes a momentos generalmente consisten en una gría o malla rectangular de vigas y columnas conectadas en un mismo plano mediante nudos o juntas rígidas (Figura 3-7). Se denominan conexiones o nudos rígidos, a aquellos con la suficiente rigidez de conservar sus ángulos entre los elementos que la conforman sin virtualmente sufrir cambio alguno bajo la acción de una carga. Debido a la continuidad de sus elementos en sus juntas, los marcos pueden responder a cargas verticales y laterales mediante la deformación de sus elementos y giros de sus nudos.

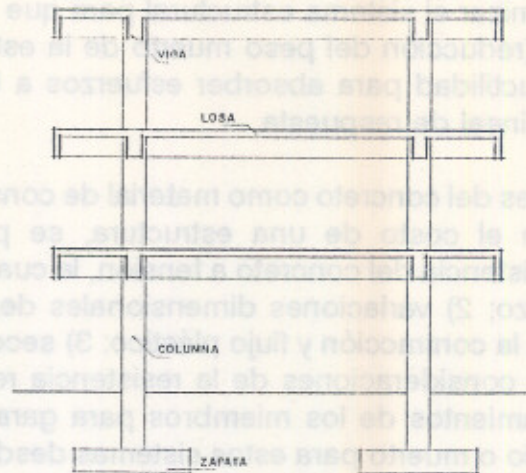


Figura 3-7. Marco Dúctil resistente a momentos

Los marcos de concreto vaciados en sitio tienen la ventaja inherente de proveer continuidad en sus juntas. Las vigas que se soportan directamente en las columnas pueden considerarse empotradas para su análisis preliminar para luego estudiar sus efectos de continuidad. Debido a las influencias de cargas horizontales en las vigas, éstas deben resistir cortantes y momentos mayores requiriendo un mayor peralte, que obviamente presenta la desventaja del incremento de la altura total del edificio. Además, debido a la misma influencia de cargas laterales, al detallado de juntas se les debe dar la necesaria atención mediante la distribución de estribos para evitar agrietamientos diagonales y la posible desintegración del concreto. Varios reglamentos incluyen provisiones especiales para el detallado y diseño de los elementos que conforman un marco para regiones de riesgo sísmico.

La ductilidad de la estructura es uno de los aspectos fundamentales en cuanto a la capacidad sismorresistente de este sistema. El término ductilidad en una estructura implica que ésta debe tener la habilidad de sostener deformaciones inelásticas significantes previo al colapso. También existen disposiciones para garantizar hasta cierto grado el comportamiento dúctil de los miembros que conforman la estructura.

3.5.3. Factores que influyen en el costo relativo de los sistemas estructurales de concreto reforzado

Esencialmente el costo de estructuras en zonas de riesgo sísmico se debe fundamentalmente a dos aspectos: 1) Que el sistema estructural además de ser

compatible con el diseño arquitectónico, tenga la capacidad inherente de resistir cargas laterales; 2) optimizar el sistema estructural para que con la menor cantidad de concreto y refuerzo (reducción del peso muerto de la estructura) se obtenga la máxima resistencia y ductilidad para absorber esfuerzos a base de disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

Entre las propiedades del concreto como material de construcción y que influyen de manera decisiva en el costo de una estructura, se pueden mencionar los siguientes: 1) la baja resistencia del concreto a tensión, la cual se satisface mediante la colocación del refuerzo; 2) variaciones dimensionales dependientes del tiempo debido principalmente a la contracción y flujo plástico; 3) secciones más grandes de los elementos debido a consideraciones de la resistencia requerida; 4) control de deformaciones y agrietamientos de los miembros para garantizar el servicio de la estructura. El peso propio o muerto para estos sistemas desde luego es significativo y su reducción no necesariamente se traduce en un ahorro en el costo total de la estructura, aunque es un factor que influye en el mismo. El objetivo es encontrar métodos mejorados y más eficientes para resistir fuerzas laterales.

Aunque en la actualidad existen un buen número de soluciones estructurales para edificios de concreto reforzado, los siguientes aspectos deben de ser tomados en cuenta para reducir los costos:

1. Es bien sabido que el costo de formaletas tiene un efecto significativo en el costo de construcción en concreto reforzado, de ahí que el sistema estructural debe minimizar este costo mediante el uso repetitivo del mismo formaleteado.
2. Donde existan condiciones pobres del suelo, el costo de la cimentación puede minimizarse mediante la reducción del peso de la estructura donde el uso de agregados livianos es conveniente.
3. También es bien entendido que los claros cortos son más económicos que los claros largos. Pero en edificios para oficinas debido a requerimientos arquitectónicos se abarcan claros entre 9.15 mt. a 12.20 mt. El uso de vigas acarteladas y otras técnicas como el de postensalos economizan en el peso muerto de la estructura y reducen la altura del edificio.
4. Al definir un sistema estructural se debe tomar en cuenta la experiencia y conocimiento que los constructores puedan tener sobre el mismo.
5. La disponibilidad de métodos de construcción eficientes y rápidos influyen también en el costo de la estructura.

Otros factores que han influido en la competitividad en costo para estructuras de concreto reforzado son los siguientes:

1. Equipo para el colocado más rápido y eficiente del concreto en la construcción.
2. La resistencia inherente del concreto al fuego que elimina la necesidad de utilizar materiales incombustibles para proteger la estructura.
3. Minimizar el espesor de los sistemas de los pisos, reduciendo la altura del edificio y su peso muerto.
4. Utilizar aceros de grado 60 y 75 con concretos de alta resistencia, reduciendo el número de columnas, permitiendo una mayor flexibilidad en el uso interno del edificio, con una reducción importante en el peso.
5. El uso de superplasticidas aumentan la trabajabilidad y resistencia del concreto y reducen el contenido de agua en la mezcla hasta en un 30%.

3.6. El concreto reforzado como material de construcción

En las últimas décadas el uso del concreto reforzado en edificios de niveles múltiples ha tomado auge debido fundamentalmente a los siguientes factores: (1) el desarrollo de concretos y acero de refuerzo altamente resistentes y de buen comportamiento estructural, (2) el desarrollo de teorías nuevas de diseño estructural, (3) el desarrollo de nuevos sistemas de estructuración, y, (4) métodos de construcción mejorados.

La gran aceptación del uso de concreto reforzado en edificios, en Guatemala, se debe esencialmente a que el cemento y agregados del concreto se producen nacionalmente, a que la mano de obra no necesariamente debe ser altamente calificada y, que dicho material no necesita protección al fuego y requiere poco mantenimiento.

Para comprender el comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado es necesario conocer aunque de manera breve, los materiales que componen el concreto reforzado, resistencia, y propiedades.

3.6.1. Materiales que componen el concreto

3.6.1.1. Cemento Portland

El cemento es un compuesto de minerales cristalinos pulverizados fundamentalmente de silicatos de calcio y aluminio. La adición de agua a estos minerales produce una pasta, la cual, una vez endurecida, alcanza una alta resistencia. El peso específico del cemento es de 94 lb./pie³ que resulta siendo el peso unitario de un saco o bolsa de cemento comercial.

Existen distintos tipos de cemento para las distintas necesidades que se pretenden alcanzar en un determinado proyecto. Los cementos para todo uso y de mediana liberación de calor conocidos como Cemento Portland Tipo I-Normal y el Tipo Portland I (de linker y escoria) son los generalmente utilizados en estructuras, bloques, pavimentos, etc. Para estructuras marinas y estructuras macizas tales como presas, muelles y compuertas, se utilizan otros tipos de cemento.

3.6.1.2. Agua y Aire

El agua se necesita en la producción del concreto para precipitar la reacción química con el cemento, para humedecer el agregado y hacer una mezcla que sea manejable. El agua debe estar exenta de ingredientes nocivos, contaminación, sedimentos, aceites o químicos ya que éstos perjudican la resistencia y fraguado del cemento.

La relación agua/cemento es uno de los aspectos más importantes en cuanto a la resistencia del concreto ya que mientras menos agua se utilice, la pasta quedará más espesa y será mejor la calidad del concreto. La calidad disminuye mientras más agua se le agregue a la mezcla o revoltura del concreto.

El contenido de aire tiene efectos en la manejabilidad, durabilidad y en la segregación del concreto durante el vaciado o colocado del mismo en las formaletas. En la actualidad existen aditivos que actúan como agentes incorporadores de aire que producen la inclusión del aire en el concreto en forma de pequeñas burbujas dispersas, que sirven para contrarrestar sus efectos en el concreto.

3.6.1.3. Agregados

Los agregados constituyen del 60% al 80% del volumen del concreto graduados en una combinación relativamente sólida, homogénea y densa, clasificándose en agregados gruesos y finos.

a) Agregado Grueso

El agregado grueso conocido en nuestro medio como piedrín, generalmente proviene de piedras naturales trituradas (rocas volcánicas o sedimentarias) conocidas como piedrín de cantera y de grava natural que provienen de los fondos y riberas de los ríos. Para que un agregado pueda calificarse de grueso su tamaño debe ser de por lo menos de 1/4 de pulgada. Este material debe estar limpio de impurezas y deberá tener aristas para que se comporte integralmente con el concreto.

b) Agregado Fino

El agregado fino lo constituye la arena. La arena generalmente en nuestro medio se saca de los ríos. Este material deberá estar libre de impurezas orgánicas, arcilla o cualquier otro material nocivo, y su tamaño varía desde el número 4 al 100 del tamiz estándar americano.

3.6.1.4. Aditivos

Los aditivos son otros materiales que además de los mencionados anteriormente se adicionan antes o durante el mezclado del concreto, cuyo objetivo es el de modificar las propiedades del concreto, para hacerlo más apropiado al trabajo y mejorar su calidad.

Mencionaremos algunos aditivos entre los más importantes: los acelerantes, inclusores de aire, superplasticidas, etc. del concreto.

3.6.2. Calidad del concreto

3.6.2.1. Parámetros que afectan la calidad del concreto

Los parámetros más importantes que afectan las propiedades y calidad del concreto son los siguientes:

- a. La calidad del cemento,
- b. proporción del cemento con relación al agua en la mezcla,
- c. interacción o adhesión en la pasta de cemento y el agregado,
- d. resistencia y limpieza del agregado,

- e. dosificación y mezclado adecuado de los ingredientes,
- f. apropiada colocación, terminación y compactación del concreto fresco, y
- g. un curado adecuado según el clima y temperatura ambiental.

3.6.2.2. Proporcionamiento del Concreto

La dosificación correcta de los agregados y una relación agua-cemento adecuada son determinantes en la calidad de un concreto. La resistencia del concreto depende de una adecuada relación agua-cemento, existen varias pruebas para lograr este objetivo. La economía depende del porcentaje del agregado presente, el cual debe dar una mezcla manejable. Las combinaciones correctas de los materiales para una resistencia determinada se hace mediante el peso de éstos. El método del ACI y el método del PCA son los de práctica recomendable para el diseño de mezcla del concreto.

En nuestro medio también se acostumbra a dosificar los materiales mediante proporciones volumétricas (cemento:arena:grava) agregando el agua hasta lograr una mezcla manejable, teniendo el cuidado de no excederse en la cantidad de agua; que ha dado buenos resultados para concretos normales. Por ejemplo: una proporción volumétrica 1:2:2 (cemento:arena:grava) dará una resistencia a compresión del concreto $f'c = 3000 \text{ lb./pulg.}^2$ a 3080 lb./pulg.^2 y una proporción de 1:1.5:1.5 dará aproximadamente un $f'c = 4000 \text{ lb./pulg.}^2$ a 4300 lb./pulg.^2 . Se hace la advertencia que las pruebas de laboratorio son imprescindibles cuando la mezcla del concreto se trabaja con proporciones volumétricas.

3.6.2.3. Pruebas de calidad del concreto

Mencionaremos a continuación las pruebas más conocidas que son la prueba de revenimiento y la prueba de resistencia a compresión del concreto endurecido.

a) Prueba de revenimiento o slump

Esta prueba consiste que en un molde metálico cónico que se describe en la norma C-143 ASTM, se coloca la mezcla del concreto apisonándola hasta alcanzar el nivel del borde superior del molde, para luego levantarlo dejando al concreto "revenirse", derramarse o bajarse en altura. A esta disminución en altura se le conoce como revenimiento que es una medida del grado de consistencia y manejabilidad de la mezcla de concreto. El revenimiento recomendado para zapatas, cimientos, corridos, muros de cimentación, pavimentos y losas puede variar entre 1 a 3 pulgadas, y para vigas, columnas y muros reforzados, el revenimiento puede ser entre 1 a 4 pulgadas.

b) Prueba de resistencia a la compresión del concreto endurecido

Esta prueba se hace sobre cilindros de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura previamente curados y se prueban a los 28 días. Estos cilindros se llevan a laboratorios donde se les aplica una compresión perpendicular a los ejes de éstos logrando verificar si el concreto cumple con la resistencia a compresión (f'_c) especificada en los planos, por último cada prueba deberá consistir en un mínimo de 3 cilindros.

3.6.3. Colocación, curado y fraguado del concreto

3.6.3.1. Colocación del concreto

La colocación del concreto es el proceso de hacer pasar la mezcla o revoltura desde el lugar de su hechura a su emplazamiento final en los encofrados, teniendo el cuidado que el material no se segregue. Las cimbras o encofrados deben estar limpios y húmedos y el refuerzo libre de óxido y otros materiales nocivos. Una vez colocado, el concreto debe compactarse mediante herramientas de mano o vibradores evitando la segregación del agregado, el desplazamiento de los encofrados o de la armadura dentro de ellos, el afloramiento y el mal enlace entre capas sucesivas del concreto fresco.

3.6.3.2. Curado de concreto

Debido a que el concreto empieza a fraguar una vez el cemento tiene contacto con el agua y que dicho proceso químico produce calor, provocando la pérdida de agua. La resistencia final del concreto depende de manera muy importante de su contenido de agua y de las condiciones de humedad y temperatura durante su período inicial de fraguado. Al mantenimiento de las condiciones adecuadas durante esta etapa se conoce como "curado". La importancia del curado está en el hecho que un 30% o más de la resistencia del concreto puede perderse debido al secado prematuro del mismo. Para evitar estos peligros, el concreto debe protegerse de las pérdidas de humedad al menos durante 7 días y, en trabajos más delicados, hasta 14 días. El curado puede lograrse manteniendo las superficies visibles continuamente mojadas por riego, formación de estanques o inundación, cubriéndolas con sacos húmedos o medios semejantes o mediante aditivos.

3.6.3.3. Fraguado del concreto

Mientras exista agua en contacto con el cemento se inicia una reacción química que paulatinamente endurece la mezcla o revoltura del concreto. La revoltura antes de su endurecimiento total, experimenta 2 etapas dentro de su proceso de endurecimiento que son: 1) el fraguado inicial, cuando la mezcla pierde su plasticidad volviéndose difícilmente trabajable y oscila entre 50 y 60 minutos; 2) el fraguado final, conforme el proceso de endurecimiento continúa, la revoltura alcanza una dureza tan apreciable que entra en su fraguado final, cuyo proceso se estima en unas 9 ó 10 horas. La resistencia a compresión especificada se alcanza a los 28 días generalmente.

3.6.4. Propiedades del concreto endurecido

3.6.4.1. Resistencia a la compresión (f'_c)

El concreto alcanza la resistencia especificada a los 28 días dicha resistencia puede ser verificada mediante pruebas de laboratorio. Las resistencias a compresión del concreto (f'_c) más comunes se encuentran en el rango de 3000 lb./pulg.² a 6000 lb./pulg.², llegando a obtenerse resistencias hasta de 10,000 lb./pulg.² o más.

3.6.4.2. Resistencia a Tensión (f_{ct})

La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja, aproximadamente f_{ct} es $0.10 f'_c < f_{ct} < 0.20 f'_c$, en otras palabras, de un 10% al 20% de la resistencia a compresión del concreto.

3.6.4.3. Resistencia al cortante

La resistencia al cortante es difícil de determinar experimentalmente debido a que no se puede separar este tipo de esfuerzo de otra combinación de esfuerzos que se producen al mismo tiempo. La resistencia al cortante debido a lo expuesto anteriormente puede variar de un 20% al 80% de la resistencia a compresión del concreto.

3.6.4.4. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto

La Figura 3-8 presenta curvas típicas de esfuerzo-deformación de cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial por varios minutos. Las curvas casi son

lineales hasta aproximadamente un 50% de la resistencia última f'_c . De las distintas curvas de esfuerzo-deformación puede observarse que: (1) cuanto más baja sea la resistencia del concreto, mayor será la deformación de la falla; (2) la longitud de la parte relativamente lineal inicial se incrementa con el aumento en la resistencia a compresión del concreto, y (3) existe una reducción aparente en la ductilidad con la resistencia incrementada.

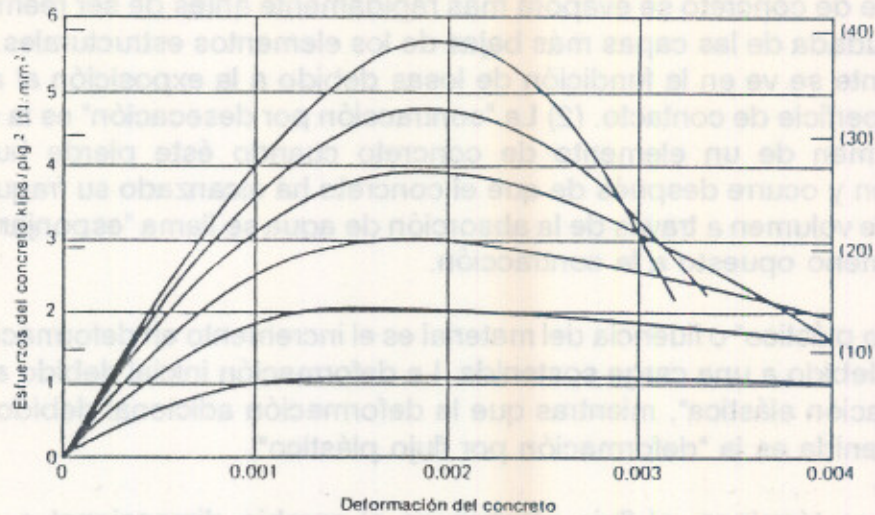


Figura 3-8. Curvas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial

Fuente: Estructuras de Concreto Reforzado, p. 14.

3.6.4.5. Módulo de Elasticidad (E_c)

Las normas del ACI para edificios dan las siguientes expresiones para el cálculo del módulo secante de elasticidad del concreto (E_c):

$$E_c = 33W_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad [3.1]$$

para $90 \text{ lb/p}^3 < W_c < 155 \text{ lb/p}^3$, donde W_c es la densidad del concreto en libras por pie cúbico y (f'_c) es la resistencia a compresión del cilindro en lb/pulg^2 . Para concreto de peso normal, generalmente utilizado en estructuras.

$$E_c = 57000\sqrt{f'_c} \text{ (lb/pulg}^2\text{)} \quad [3.2]$$

3.6.4.6. Contracción y flujo plástico

Existen dos tipos de contracción: (1) La "contracción plástica" ocurre durante las primeras horas después de colocar el concreto fresco debido a que la humedad de la superficie de concreto se evapora más rápidamente antes de ser reemplazada por el agua exudada de las capas más bajas de los elementos estructurales. Este efecto generalmente se ve en la fundición de losas debido a la exposición al aire seco de su gran superficie de contacto. (2) La "contracción por desecación" es la disminución en el volumen de un elemento de concreto cuando éste pierde humedad por evaporación y ocurre después de que el concreto ha alcanzado su fraguado final. Al aumento de volumen a través de la absorción de agua se llama "esponjamiento", esto es el fenómeno opuesto a la contracción.

El "flujo plástico" o fluencia del material es el incremento en deformación respecto al tiempo debido a una carga sostenida. La deformación inicial debido a la carga es la "deformación elástica", mientras que la deformación adicional debido a la misma carga sostenida es la "deformación por flujo plástico".

En otros términos, el flujo plástico es el cambio dimensional o aumento en esfuerzo en el tiempo debido a un esfuerzo sostenido. Algunos parámetros que influyen sobre sus efectos, son los siguientes a) la relación agua/cemento, b) características físicas del agregado, c) edad del concreto cuando está expuesto al secado o cuando una carga externa es aplicada, d) tamaño y forma del elemento estructural, e) cantidad de refuerzo, f) las condiciones ambientales como la humedad relativa, temperatura, etc.; g) condiciones del curado.

La importancia de considerar la contracción y flujo plástico se debe a que la estructura puede verse afectada por deformaciones muy grandes, provocando agrietamientos y afectando el servicio de la misma; y a que se provocan acortamientos diferenciales elásticos e inelásticos en los elementos verticales de carga incrementando los esfuerzos en algunos soportes o redistribuyendo esfuerzos a otras partes de la estructura, cuyos efectos deben incluirse en diseño estructural cuando son considerables.

3.6.5. El acero de refuerzo

El concreto por sí mismo no tiene las propiedades mecánicas para la edificación de edificios debido a que fundamentalmente es débil en tensión aunque trabaja fuerte en compresión. Por lo que, se necesita de un refuerzo de acero para

resistir los esfuerzos de tensión que resulten de las cargas aplicadas a las estructuras. El acero de refuerzo para el concreto consiste en varillas, alambres y mallas de alambre soldadas que se fabrican de acuerdo con las especificaciones ASTM. Entre las características y propiedades del refuerzo, mencionaremos las siguientes:

3.6.5.1. Corrugaciones en las varillas

Las varillas que se emplean en el refuerzo se fabrican en dos tipos: lisas y corrugadas. Las corrugaciones son proyecciones que se laminan en la superficie de las varillas para incrementar la adherencia entre el concreto y el acero. Las corrugaciones deben satisfacer la especificación ASTM A616-76 para que sean aceptadas como tales. Las varillas lisas no son recomendables como refuerzo del concreto aunque pueden utilizarse bajo práctica aprobada.

3.6.5.2. Designación de los grados y curvas típicas de esfuerzo-deformación del acero

La Figura 3-9 muestra las curvas típicas de esfuerzo-deformación para aceros de grado 40 y 60, los cuales tienen resistencias a fluencias (f_y) correspondientes de 40,000 y 60,000 lb/pulg². Entre mayor es el grado del acero, también mayor es su contenido de carbono y dureza, y por lo tanto menos trabajable se vuelve en cuanto a cortes, dobleces, ganchos, etc.; pudiéndose clasificar por grados de dureza: Grado intermedio y Grado duro, como ejemplos. Por último, puede observarse en el acero como en el concreto que en cuanto a más baja sea la resistencia del acero, mayor será la deformación de la falla; y existe una reducción aparente en la ductilidad con la resistencia elevada.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

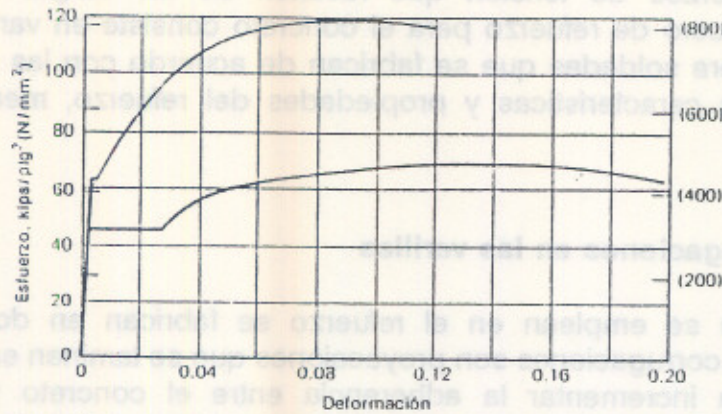


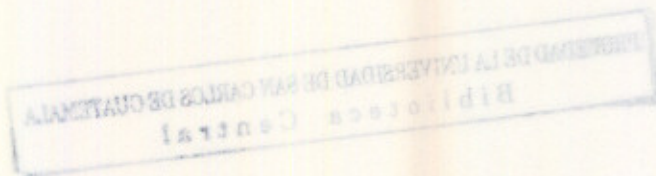
Figura 3-9. Diagramas típicos de esfuerzo-deformación para diferentes aceros.
 Fuente: Estructuras de Concreto Reforzado, p. 41.

3.6.5.3. Módulo de Young (E_s)

Se supone un comportamiento elastoplástico para la mayoría de aceros y el módulo de Young (E_s) se toma como 29×10^6 lb./pulg².

3.6.5.4. Tamaños y diámetros de las varillas

A continuación la Tabla 3-4 presenta las propiedades geométricas de los distintos tamaños de varillas.



Número del tamaño de las varillas	Área nominal de la sección transversal, en pulg. ²	Peso en lb por ft	Diámetro nominal pulg.
#3	0.11	0.376	0.375
#4	0.20	0.668	0.500
#5	0.31	1.043	0.625
#6	0.44	1.502	0.750
#7	0.60	2.044	0.875
#8	0.79	2.670	1.000
#9	1.00	3.400	1.128
#10	1.27	4.303	1.270
#11	1.56	5.313	1.410
#14	2.25	7.650	1.693
#18	4.00	13.600	2.257

Tabla 3-4. Propiedades Geométricas de las varillas de refuerzo.

Fuente: Concreto Reforzado. Un enfoque básico. p. 733.

4

LINEAMIENTOS SOBRE SISMORRESISTENCIA PARA EL DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE EDIFICIOS

4.1 Introducción

Es frecuente, en la práctica, que el profesional de arquitectura, al diseñar un edificio de niveles múltiples tome con brevedad los aspectos estructurales del mismo, pensando más bien que es un problema que corresponde al ingeniero estructural. Desde el punto de vista del diseño sísmico, esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado o no compatible con los objetivos del diseño arquitectónico se comporte satisfactoriamente ante sismos, por muy avanzado que sea el análisis y diseño estructural del edificio.

El diseño sísmico comienza y es fundamentalmente determinado por el concepto arquitectónico global del edificio. Seleccionar un sistema estructural económico, sismorresistente y compatible con la arquitectura, es más importante que la computación de esfuerzos y deflexiones del sistema estructural. El criterio de diseño integral de un edificio es aquel en el cual se busca que la estructura aparte de ser compatible con el diseño arquitectónico, también tenga la capacidad y resistencia inherente para absorber los esfuerzos impuestos por los efectos de un sismo. Generalmente, se hace lo contrario, se plantea el edificio y se espera que el ingeniero estructural diseñe los elementos que conforman la estructura para resistir los efectos de cargas verticales y laterales, sea o no la estructura eficiente para ello.

Es entonces, que en ciertos casos, el mismo análisis estructural indica la inconveniencia del sistema adoptado y la necesidad de cambiarlo. Edificios con formas arquitectónicas complejas y asimétricas son una clara invitación a la torsión, colocar cargas sumamente pesadas en los niveles más altos hacen que el edificio se comporte como un péndulo invertido, discontinuidad estructural y cambios abruptos en la rigidez del sistema estructural, hacen del problema de reducir el riesgo sísmico más difícil de resolver. Entre mayor el nivel de incertidumbre de una respuesta sismorresistente eficiente, mayor el riesgo y peligro fatal de la pérdida de seres humanos y sus bienes económicos.

Lo anterior ya ha sido expuesto en numerosos trabajos, donde se estudian diversos conceptos que deben tenerse presentes al estructurar edificios que van a soportar sismos. En este capítulo se exponen algunos de estos conceptos con énfasis al sistema estructural de marcos dúctiles resistentes a momentos. Aunque se trate solamente de lineamientos generales, se recomienda que se evite hasta donde sea posible, de no salirse de estos lineamientos al diseñar un edificio. Se aclara que un lineamiento no es una regla o ley que debe cumplirse a como de lugar; es sencillamente una guía o recomendación. Finalmente, la importancia de estos lineamientos reside en el hecho de compatibilizar el diseño arquitectónico con la estructura, para dar respuestas eficientes a edificios que puedan estar sujetos a fuerzas laterales, debido a la acción de sismos.

4.2. Configuración de la superestructura

Una parte muy influyente de la resistencia inherente de un edificio a fuerzas laterales está determinada por su configuración tanto en elevación y en planta. El estudiante o profesional de arquitectura puede influir de manera eficiente o deficiente al concebir la configuración de un edificio, al grado que el diseño arquitectónico determina el sistema estructural que pueda ser empleado para resistir fuerzas sísmicas. Aspectos como: al tamaño y forma del edificio, naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos no estructurales importantes; en la etapa conceptual o partido inicial en el diseño contribuyen de manera más significativa en la determinación exacta de las fuerzas mínimas especificadas por los reglamentos de construcción. Donde es importante recalcar que al estar sometido el edificio a un sismo, las fuerzas reales son bastante más grandes y que en el peor de los casos se acepta la pérdida económica total del edificio pero bajo ningún punto de vista el colapso del mismo.

Además, es importante agregar que en general debido a las nuevas corrientes en arquitectura, los edificios tienen formas altamente irregulares, grandes diferencias en resistencia o rigidez entre pisos adyacentes u otros aspectos estructurales muy deficientes para resistir fuerzas laterales, donde un análisis dinámico es imprescindible, el cual también tiene limitaciones en cuanto a su aplicación

adecuada.

A continuación, aunque a un nivel conceptual e introductorio se establecen algunos lineamientos en cuanto a la configuración de los edificios donde es impráctico establecer parámetros definidos y normas razonables debido a que existen demasiadas irregularidades en el diseño arquitectónico de los mismos, donde la aplicación de estos lineamientos para edificios poco usuales, conduce a una evaluación poco realista.

4.2.1. Configuración en planta

La concepción de la forma y características generales de un edificio, pueden influir apreciablemente en la magnitud y distribución de las propiedades sismorresistentes del edificio, afectando de manera decisiva su comportamiento ante fuerzas laterales. Entre las propiedades sismorresistentes importantes, se pueden mencionar: la masa o peso, rigidez, resistencia, amortiguamiento, ductilidad y capacidad de absorción de energía del sistema estructural. Los lineamientos que a continuación se describen son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio.

4.2.1.1. Simplicidad en la forma

Plantas de configuraciones sencillas preferentemente simétricas, como formas cuadradas, rectangulares y circulares son deseables para el diseño sismorresistente, debido a que se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto al de una estructura compleja y es más fácil preparar, entender, dibujar y construir detalles estructurales. En la figura 4-1a, se muestran edificios irregulares que tienen entrantes y salientes o que forman alas, que generalmente tienen formas como la L, U, H, T, Y; donde la porción del ala puede sufrir colapso ante un sismo severo, como se muestra en la Figura 4-1b. En tales casos, como en la figura 4-1c, se deben suministrar juntas sísmicas con suficiente holgura para separar estructuralmente las alas y evitar que las porciones del edificio que son adyacentes no se golpeen unas con otras.

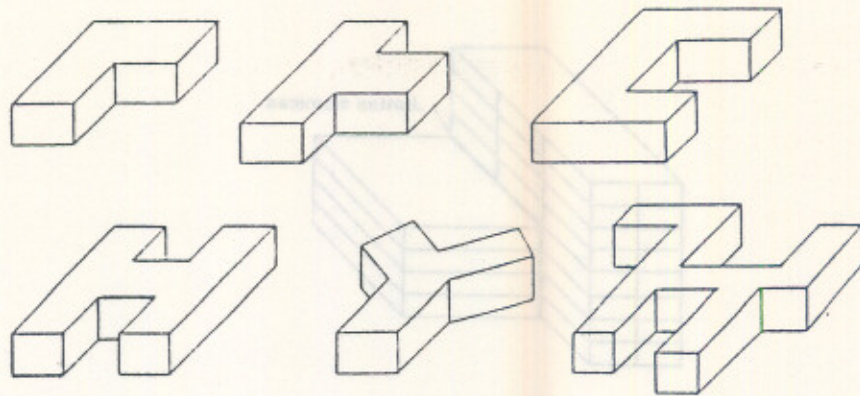


Figura 4-1a. Edificios con formas complicadas
 Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 245.

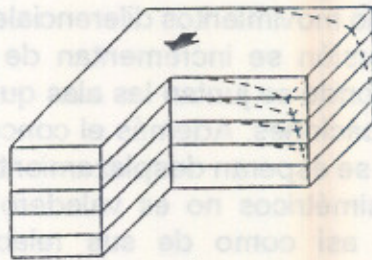


Figura 4-1b. Edificio con un ala deformada
 Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 245

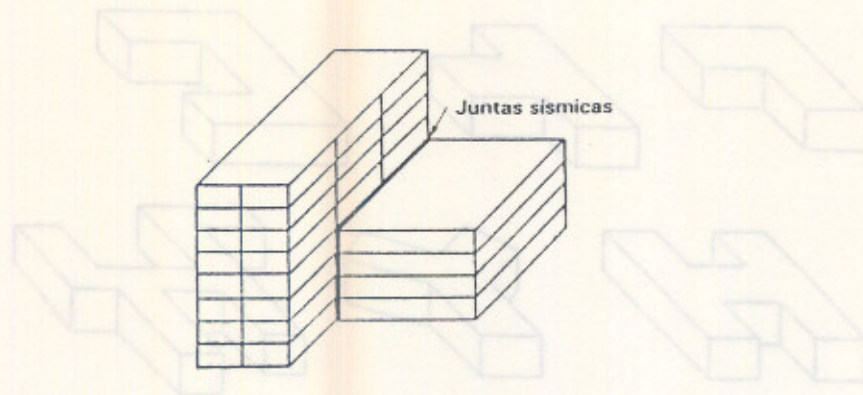


Figura 4-1c. Edificio con juntas sísmicas

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 245

Los problemas que en general presentan estas formas es que tienden a producir variaciones de rigidez provocando movimientos diferenciales entre las diversas partes del edificio y los efectos de torsión se incrementan de manera significativa con concentraciones de esfuerzos donde se juntan las alas que conforman las esquinas y entrantes en este tipo de edificaciones. Además el concepto que las losas actúan como diafragmas rígidos donde se esperan desplazamientos y rotaciones iguales en los niveles como en edificios simétricos no es valedero ya que dependen de la longitud y altura de las alas así como de sus relaciones de aspecto y de altura/anchura.

4.2.1.2. Compacticidad

Plantas con formas alargadas o extendidas, no son recomendables debido a que aumentan la probabilidad de que actúen sobre el edificio, movimientos que difieren en un extremo y otro del mismo debido a que la rigidez de piso puede ser insuficiente para redistribuir la carga horizontal hacia los elementos que fueron diseñados para precisamente resistir los efectos del sismo. Se sugiere para estos casos, juntas sísmicas que dividan al edificio en varios cuerpos de formas simples no alargadas, como en la Figura 4-2.

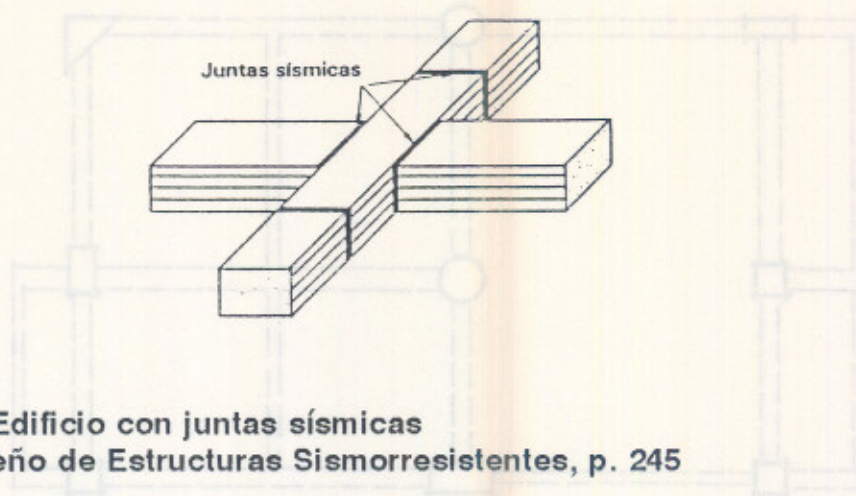


Figura 4-2. Edificio con juntas sísmicas

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 245

4.2.1.3. Simetría y regularidad estructural

La experiencia ha demostrado, en terremotos pasados, que edificios de plantas asimétricas son más susceptibles a daño sísmico, que los edificios simétricos. El diseño asimétrico hace que la estructura se vea afectada por oscilaciones torsionales. Para evitar la deformación torsional, el centro de rigidez del edificio debe coincidir con el centro de masa; por lo tanto, se recomienda la regularidad y simetría en planta.

A continuación, los siguientes lineamientos deben de ser tomados en cuenta para lograr este objetivo: las columnas deben estar distribuidas uniformemente sin variaciones en sus secciones; que en lo posible, los claros entre columnas sean iguales; que las vigas y columnas estén en un mismo plano y que sus ejes se intersecten y; es deseable que las vigas y columnas contiguas sean de dimensiones similares. Por el contrario, distribuciones de columnas y vigas como se muestran en la planta de la Figura 4-3, deben de evitarse.

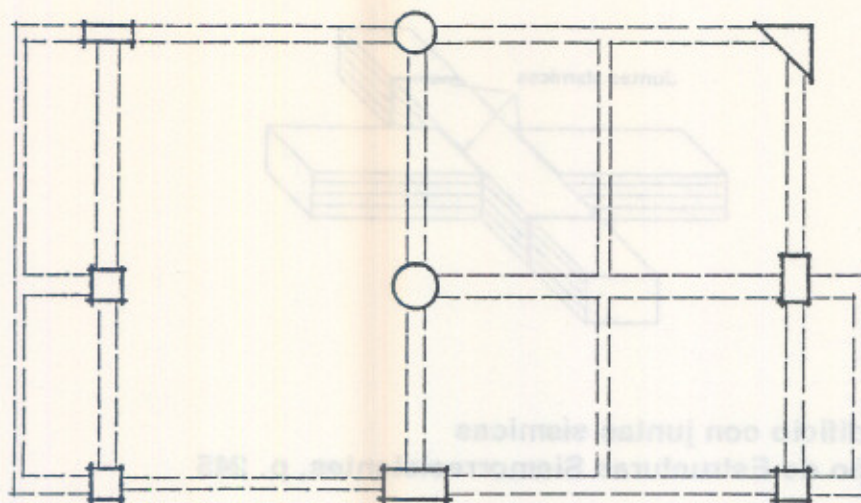


Figura 4-3. Planta de distribución asimétrica de columnas y vigas

4.2.1.4. Distribución del peso

Un aspecto fundamental es la reducción del peso total de la estructura en su conjunto, debido a que, a mayor peso, mayores serán las fuerzas laterales sísmicas a que se someterá la estructura. Por esta razón, generalmente se trata de reducir el peso de los sistemas de pisos, mediante el uso de concreto liviano o sistemas de losas prefabricados. También es recomendable no mezclar los niveles de carga viva en un nivel determinado del edificio y menos aún el de anular un panel de losa de un entrepiso cualquiera, debido a que se aumenta la excentricidad en el centro de masa o peso y el centro de rigidez del edificio, incrementando la torsión. La figura 4-4 muestra una solución pobre que es opuesta a la suposición usual de diseño sismorresistente. Finalmente, se hace la observación que, voladizos y vigas con claros sumamente largos pueden producir fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable debido a su peso excesivo que sumadas a las de gravedad, conviene ser reducidas al mínimo.

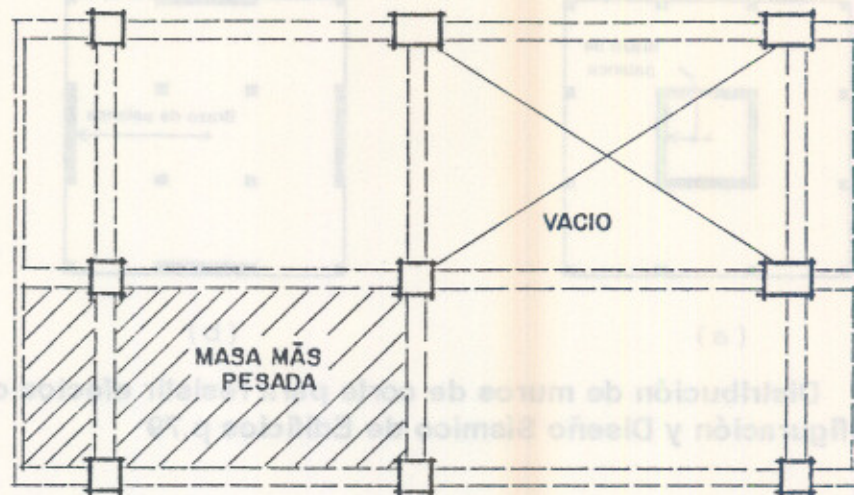


Figura 4-4. Distribución asimétrica de cargas en un nivel

4.2.1.5. Distribución, concentración, densidad y resistencia perimetral de la estructura en planta

Un edificio con una resistencia bien distribuida en cuanto a sus elementos soportantes tienden a compartir igualmente las cargas según sus rigideces, evitando las concentraciones de fuerzas sísmicas a unos pocos elementos que no tendrían la ventaja inherente que otros elementos cercanos proporcionen la resistencia necesaria, si alguno de éstos empieza a fallar.

La densidad de los elementos estructurales verticales (columnas, muros, contravientos) pueden variar según los sistemas estructurales empleados, pero lo importante es buscar dentro del diseño global del edificio rutas regulares, directas y bien definidas para resistir los efectos de cargas gravitacionales y sísmicas.

El objetivo principal de buscar una resistencia perimetral en un edificio, cuando este sea simétrico y exista una coincidencia muy cercana entre el centro de masa y rigidez del mismo, reside en el hecho que entre más distante del centro de rigidez se coloque el material, mayor será el brazo de palanca al cual actúe, y por lo tanto mayor será la rigidez torsionante o momento torsional resistente en el edificio y además se puede obtener un sistema más eficiente para transmitir los efectos de volteo. En la Figura 4-5a se muestra una planta donde no se aprovecha de esta ventaja, mientras que la planta de la Figura 4-5b es más eficiente para resistir efectos torsionales.

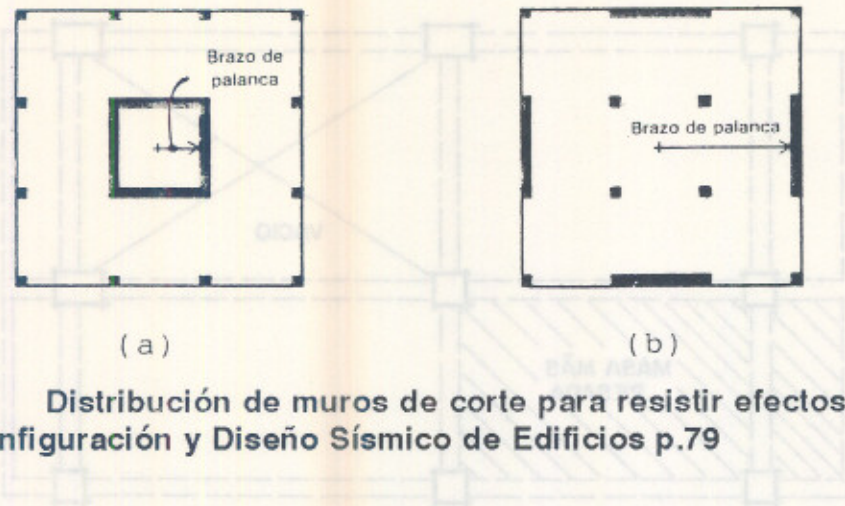


Figura 4-5. Distribución de muros de corte para resistir efectos de torsión
Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.79

4.2.1.6. Influencia de la ubicación del núcleo de circulación vertical en el edificio (Falsa simetría)

Generalmente en edificios de niveles múltiples, la situación más común para los muros de cortante es el núcleo. El muro de corte es un elemento sumamente rígido y tienden a absorber una gran parte de las fuerzas laterales, de ahí que la localización del núcleo con relación a la simetría del conjunto del edificio, es crítica, debido a que una localización asimétrica del mismo incrementa los efectos torsionales en el edificio de manera severa al grado que edificios han colapsado debido a este defecto. Si por alguna razón el núcleo debe colocarse en algún lugar donde sus efectos son críticos, es mejor que dichos muros no sean estructurales o de corte.

Otro defecto que provocan los núcleos que podrían tener efectos desastrosos, es que perforan las losas en todos los niveles del edificio y afectan dependiendo de su ubicación el comportamiento de diafragma que se espera de las losas, así como el comportamiento global del sistema estructural. En la Figura 4-6 se presentan algunas plantas esquemáticas de edificios donde la ubicación de los núcleos se encuentran en las posiciones menos convenientes.

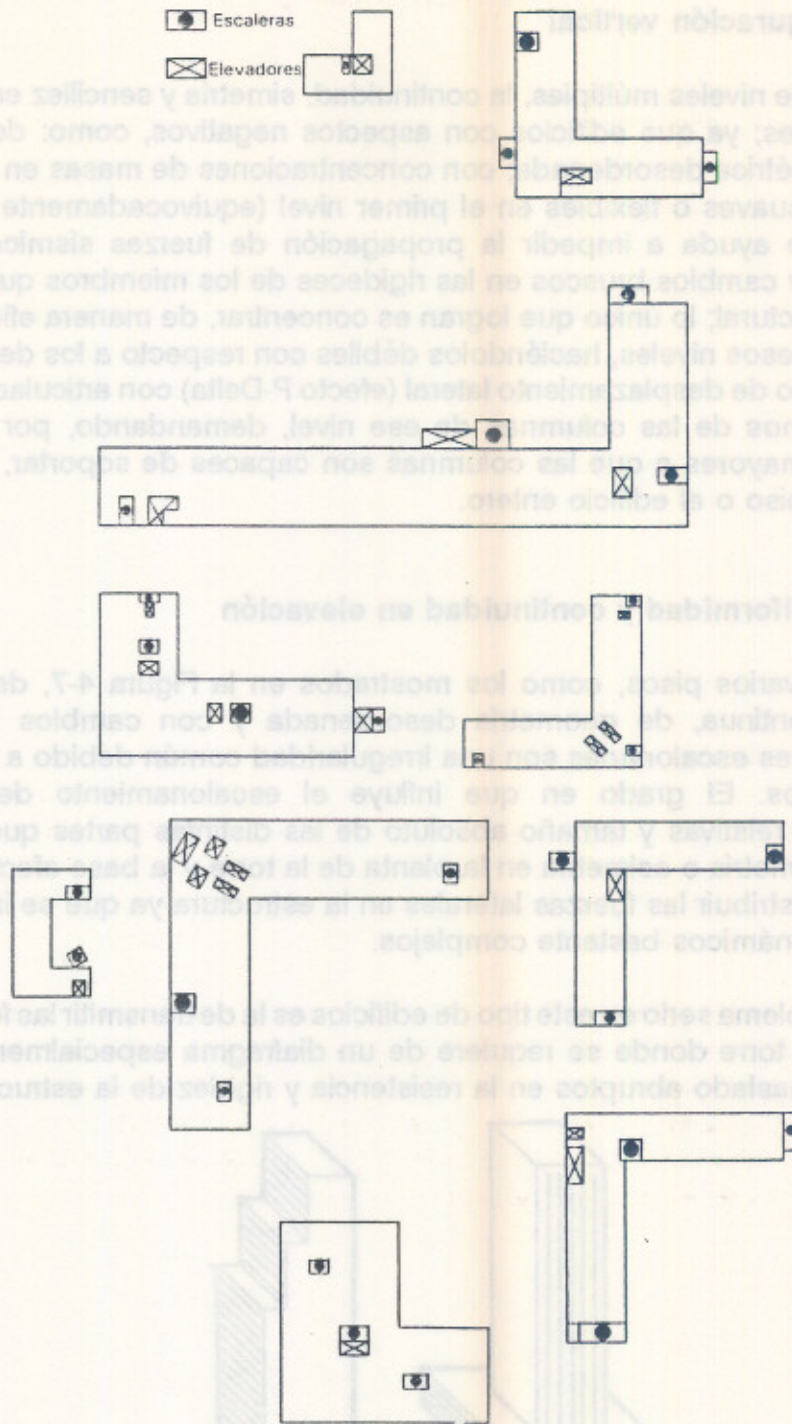


Figura 4-6. Ubicaciones indeseables del núcleo en edificios
 Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.104

4.2.2. Configuración vertical

En edificios de niveles múltiples, la continuidad, simetría y sencillez en elevación son recomendables; ya que edificios con aspectos negativos, como: de configuración vertical geométrica desordenada; con concentraciones de masas en ciertos niveles; con plantas suaves o flexibles en el primer nivel (equivocadamente se piensa que dicho partido ayuda a impedir la propagación de fuerzas sísmicas a los pisos superiores); y cambios bruscos en las rigideces de los miembros que componen el sistema estructural; lo único que logran es concentrar, de manera eficiente, grandes esfuerzos en esos niveles, haciéndolos débiles con respecto a los demás, formando un mecanismo de desplazamiento lateral (efecto P-Delta) con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de ese nivel, demandando, por lo tanto, giros inelásticos mayores a que las columnas son capaces de soportar, provocando el colapso del piso o el edificio entero.

4.2.2.1. Uniformidad y continuidad en elevación

Edificios de varios pisos, como los mostrados en la Figura 4-7, de configuración vertical discontinua, de geometría desordenada y con cambios bruscos, o de configuraciones escalonadas son una irregularidad común debido a requerimientos arquitectónicos. El grado en que influye el escalonamiento depende de las proporciones relativas y tamaño absoluto de las distintas partes que conforman el edificio. La simetría o asimetría en la planta de la torre y la base afecta la naturaleza y forma de distribuir las fuerzas laterales en la estructura ya que se inducen efectos torsionales dinámicos bastante complejos.

Otro problema serio en este tipo de edificios es la de transmitir las fuerzas laterales al área de la torre donde se requiere de un diafragma especialmente fuerte y sin cambios demasiado abruptos en la resistencia y rigidez de la estructura.

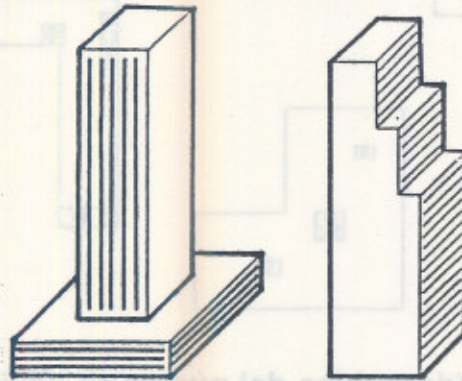


Figura 4-7. Edificios con cambios bruscos en su geometría vertical
Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes. p. 247.

4.2.2.2. Rigidez y resistencia

Se recomienda evitar cambios repentinos en la distribución vertical de los miembros que componen el sistema estructural, entre estos se pueden mencionar: variaciones en altura entre los niveles del marco, la utilización de secciones variadas tanto en vigas y columnas en un nivel determinado, cambios bruscos de las secciones de columnas entre un nivel y otro en la estructura, la anulación de vigas y columnas dando lugar a la discontinuidad en el sistema estructural. En la Figura 4-8a, se muestran edificios con este tipo de irregularidades.

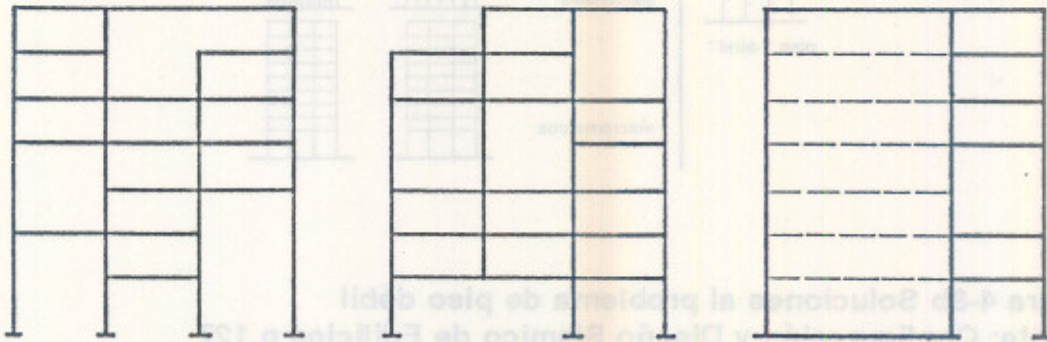


Figura 4-8a. Edificios con cambios bruscos en rigideces y resistencias

Uno de los problemas más graves en un edificio es el concepto de "Piso Débil", que se refiere comúnmente a edificios donde en algún nivel cualquiera exista una discontinuidad o reducción significativa de resistencia y rigidez con respecto al resto de la estructura, y donde las repercusiones son bastante más graves cuando se presentan en la primera planta del edificio. El problema básico que tiene un piso débil es que la mayor parte de las fuerzas sísmicas tenderán a concentrarse en él, en lugar de distribuirse de manera más uniforme en todos los niveles, demandando de este nivel flexiones rotacionales inelásticas mayores, sometiéndolo a esfuerzos y deformaciones excesivas que no puede sobrellevar.

Un piso débil se puede presentar en un nivel, cuando el primero es significativamente más alto que el resto de niveles; cuando no todos los elementos soportantes se proyectan a la cimentación, donde algunos de estos se interrumpen abruptamente en el segundo nivel para aumentar los claros en la planta baja; y, debido a un piso abierto que soporta muros estructurales y/o no estructurales pesados, donde la situación se agrava donde el elemento actúa como un muro de corte donde su objetivo principal es el de resistir fuerzas laterales. En la Figura 4-8b, se presentan algunas posibles soluciones al problema.

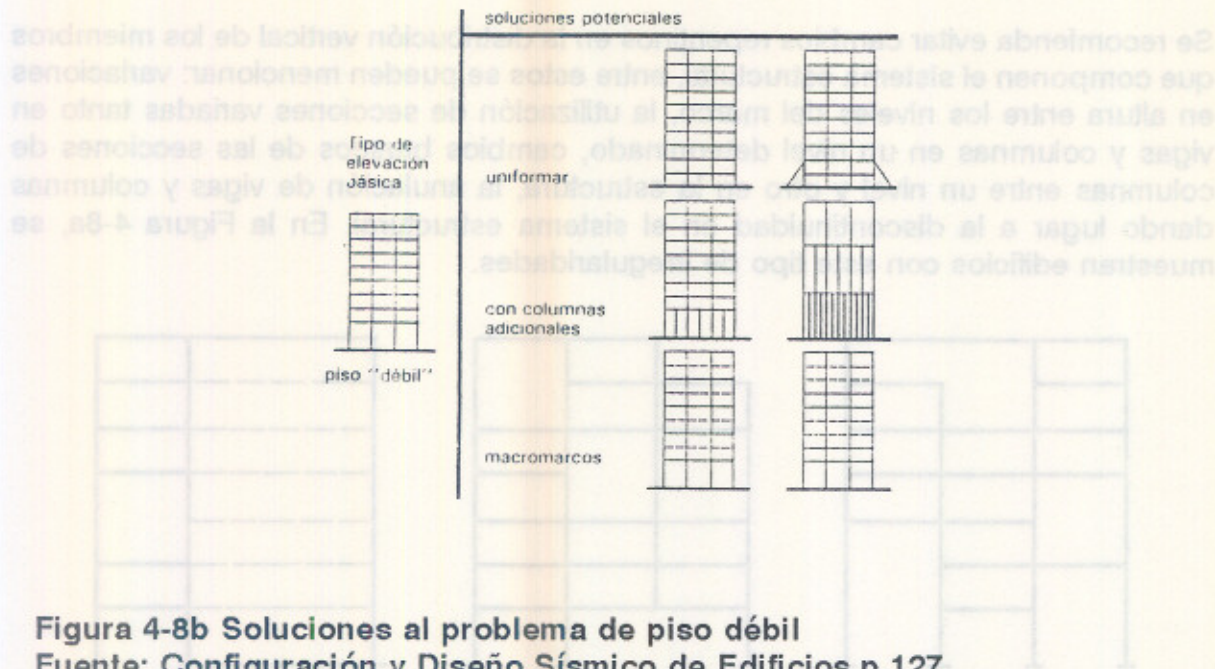


Figura 4-8b Soluciones al problema de piso débil
Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.127

4.2.2.3. Distribución irregular de los pesos en la altura del edificio

Concentraciones de masas en algunos niveles, como los edificios mostrados en la Figura 4-9, son ejemplos de una distribución inadecuada de los pesos sobre el sistema estructural. Una distribución lógica de cargas un edificio, es aquel donde los niveles más cargados se encuentren en los primeros niveles del edificio para acortar los brazos de palanca de las fuerzas laterales correspondientes a esos niveles, evitando que el sistema estructural se encuentre sujeto a modos de vibración complejos y difíciles de analizar.

Generalmente, las concentraciones de masas suceden en edificaciones de ocupación mixta, como por ejemplo: edificios para comercio y oficinas, edificios para comercio, oficinas y apartamentos, edificios para comercio, talleres y bodegas, etc. Se debe tener especial cuidado en no mezclar el tipo de actividad en un nivel determinado en estos edificios.

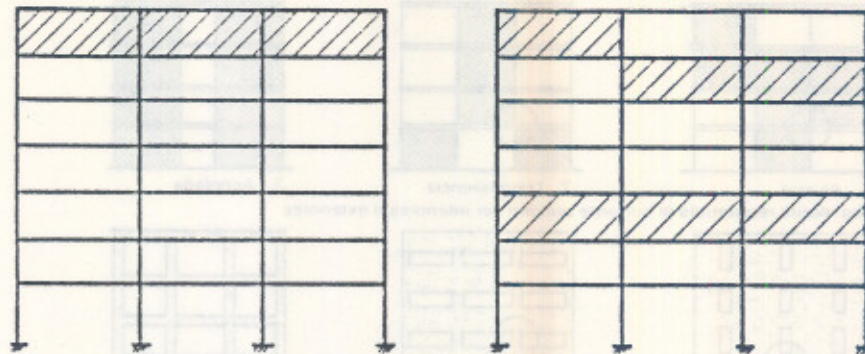


Figura 4-9. Edificios con concentraciones de masas en algunos niveles
Fuente: Manual de Diseño Sísmico de Edificios. p. 178.

4.2.2.4. Acción entre muros de cortante y marcos y efectos de discontinuidad

En este tipo de sistemas estructurales generalmente se presenta un efecto de columna débil y viga fuerte, donde la capacidad del muro de cortante se reduce seriamente debido a la localización de grandes aberturas en el mismo. Básicamente son tres los requerimientos que son deseables en este tipo de sistemas: a) el muro debe tener la capacidad suficiente para resistir las fuerzas cortantes que se le transmiten en cada conexión del diafragma; b) deben tener la capacidad de soportar la flexión creada por las fuerzas de volcamiento; c) la relación entre muro y marco debe ser capaz de transmitir las fuerzas del muro al marco o de muro a muro a través del marco, como un sistema de muros acoplados. En la Figura 4-10a se indican la localización de posibles fallas en muros de cortante y la Figura 4-10b presenta posibles soluciones al problema de muros de cortante acoplados, donde se espera que la fluencia ocurra en la viga en vez de la columna que es precisamente el comportamiento deseable.

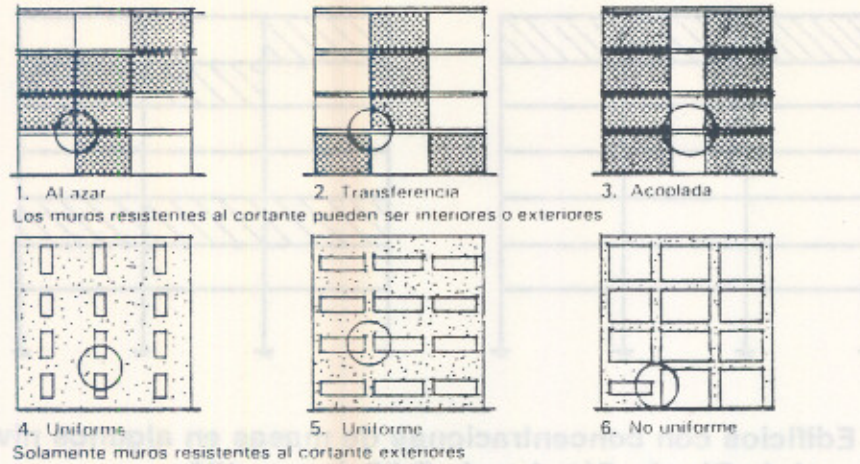


Figura 4-10a. Localización de posibles fallas en muros de cortante
Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.140

En este tipo de sistemas estructurales generalmente se presenta un efecto de columna débil y viga fuerte, donde la capacidad del muro de cortante se reduce solamente debido a la localización de grandes acaduras en el mismo. Básicamente son tres los requerimientos que son deseables en este tipo de sistemas: a) el muro debe tener la capacidad suficiente para resistir las fuerzas cortantes que se le transmiten en cada conexión del diafragma; b) deben tener la capacidad de soportar la flexión creada por las fuerzas de volcamiento; c) la relación entre muro y marco debe ser capaz de transmitir las fuerzas del muro al marco o de muro a muro a través del marco, como un sistema de muros acoplados. En la Figura 4-10a se indican la localización de posibles fallas en muros de cortante y la Figura 4-10b presenta posibles soluciones al problema de muros de cortante acoplados, donde se espera que la flexión ocurra en la viga en vez de la columna que es precisamente el comportamiento deseable.

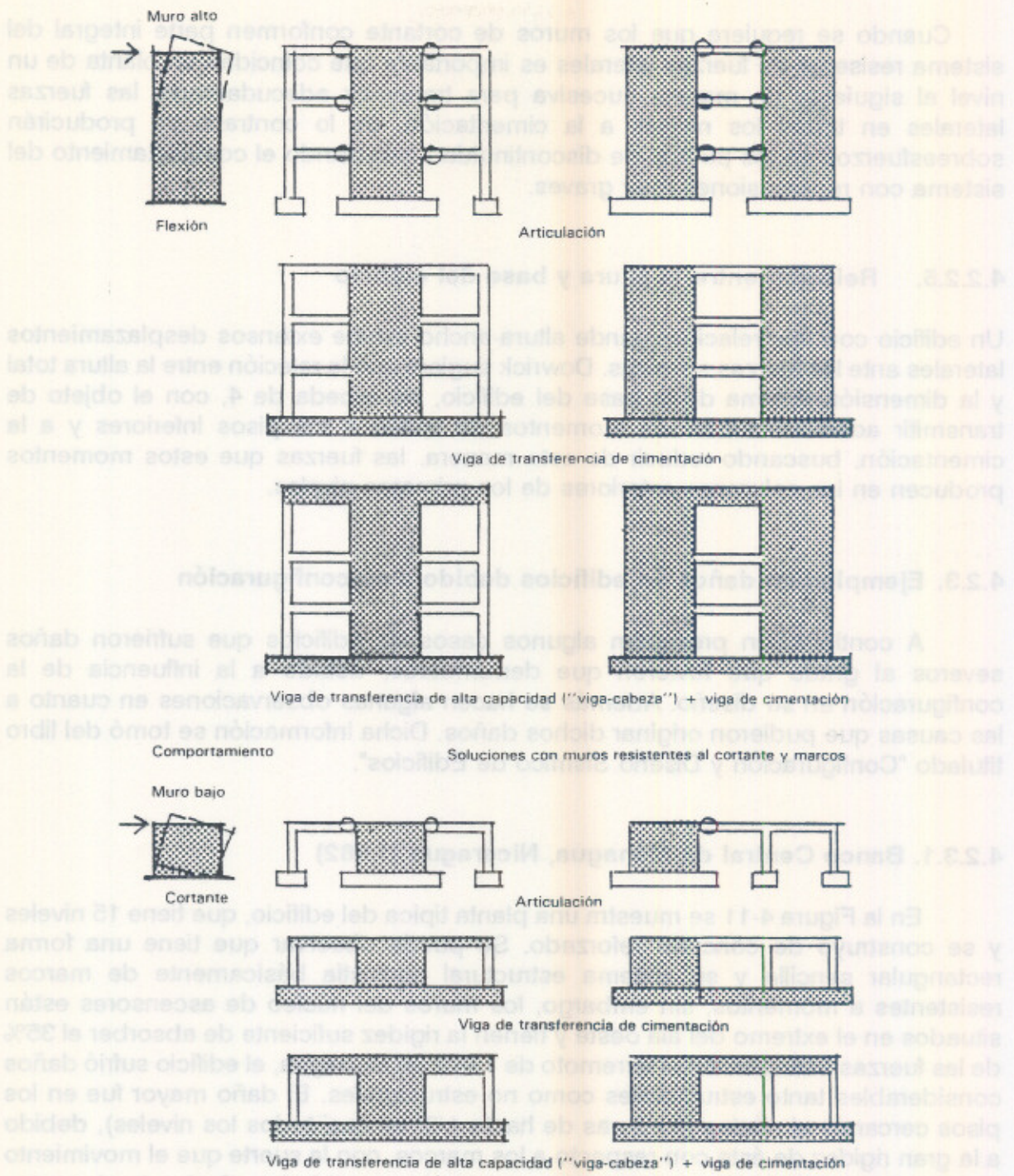


Figura 4-10b Soluciones para muros de cortante acoplados
Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.142

Cuando se requiere que los muros de cortante conformen parte integral del sistema resistente de fuerzas laterales es importante que coincidan en planta de un nivel al siguiente de manera sucesiva para transmitir adecuadamente las fuerzas laterales en todos los niveles a la cimentación, de lo contrario se producirán sobreesfuerzos en los puntos de discontinuidad cambiando el comportamiento del sistema con repercusiones muy graves.

4.2.2.5. Relación entre la altura y base del edificio

Un edificio con una relación grande altura-ancho exhibe extensos desplazamientos laterales ante las fuerzas sísmicas. Dowrick sugiere que la relación entre la altura total y la dimensión mínima de la base del edificio, no exceda de 4, con el objeto de transmitir adecuadamente los momentos de volteo a los pisos inferiores y a la cimentación, buscando reducir de esta manera, las fuerzas que estos momentos producen en las columnas exteriores de los primeros niveles.

4.2.3. Ejemplos de daños en edificios debido a su configuración

A continuación presentan algunos casos de edificios que sufrieron daños severos al grado que tuvieron que derrumbarse, debido a la influencia de la configuración en su diseño. Además se hacen algunas observaciones en cuanto a las causas que pudieron originar dichos daños. Dicha información se tomó del libro titulado "Configuración y Diseño Sísmico de Edificios".

4.2.3.1. Banco Central de Managua, Nicaragua (1,962)

En la Figura 4-11 se muestra una planta típica del edificio, que tiene 15 niveles y se construyó de concreto reforzado. Se puede observar que tiene una forma rectangular sencilla y su sistema estructural consistía básicamente de marcos resistentes a momentos, sin embargo, los muros del núcleo de ascensores están situados en el extremo del ala oeste y tienen la rigidez suficiente de absorber el 35% de las fuerzas laterales. En el terremoto de 1,972 en Managua, el edificio sufrió daños considerables tanto estructurales como no estructurales. El daño mayor fue en los pisos cercanos al núcleo (fracturas de hasta 1/2" en casi todos los niveles), debido a la gran rigidez de éste con respecto a los marcos, con la suerte que el movimiento sísmico fue en dirección este-oeste ya que en ese sentido los efectos torsionantes no son tan críticos.

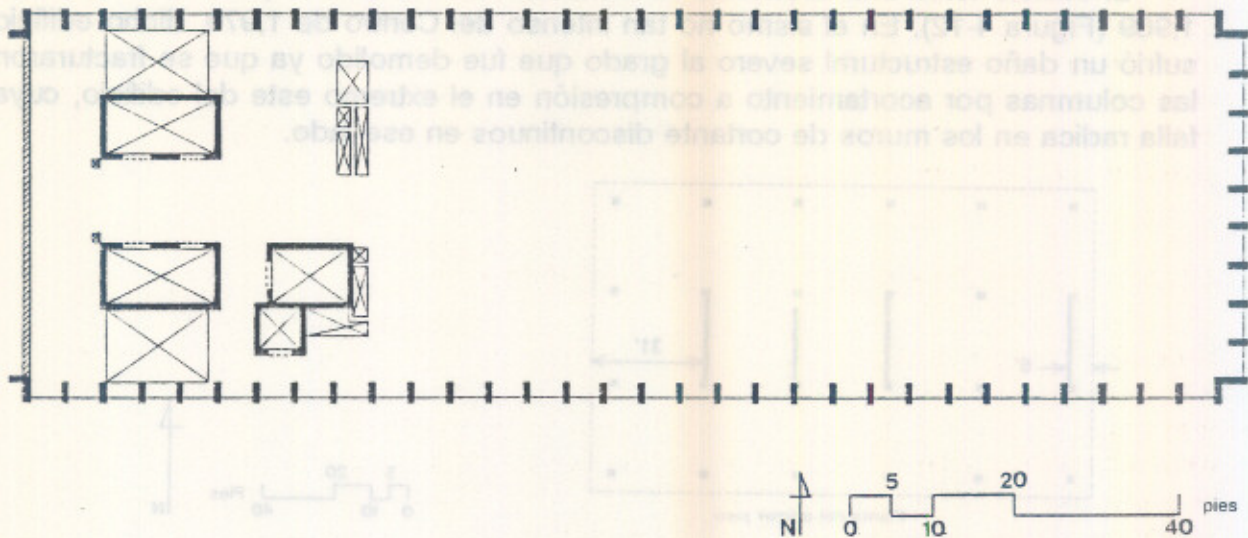


Figura 4-11 Planta típica del Banco Central de Managua
Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.93

En este edificio claramente se observa una falsa simetría debido a la posición del núcleo, una distribución inadecuada de los muros de cortante, y la anulación de sectores de la losa concentrados en el ala oeste que pudieron haber afectado el comportamiento de diafragma de los niveles en el edificio, no pudiendo distribuir adecuadamente las fuerzas sísmicas a los elementos resistentes.

Soluciones al problema a nivel conceptual, hay varias, proponiendo una de estas: centralizar los núcleos y colocarlos de una manera simétrica no concentrando todos los espacios vacíos en ese mismo sector, colocar muros de cortante acoplados en las fachadas este y oeste, y en la ubicación de espacios vacíos colocar vigas perimetrales para tratar de compensar la acción de diafragma en esos sectores asegurándose que estas vigas perimetrales se empotren a otros elementos perpendiculares (supongamos vigas principales) que tengan la rigidez torsional suficiente de transmitir las fuerzas laterales a los elementos soportantes.

4.2.3.2. Edificio de Servicios de Imperial County

Edificios como el Imperial County, en El Centro, California, de varios niveles repetitivos de forma rectangular con muros en los extremos con cerramientos totales o casi totales que se interrumpen en el 2do. nivel para lograr una planta abierta en la planta baja, son muy comunes en nuestro medio.

El edificio tenía una estructura de concreto de seis niveles y fue construido en 1,969 (Figura 4-12). En el sismo no tan intenso del Centro de 1,979, dicho edificio sufrió un daño estructural severo al grado que fue demolido ya que se fracturaron las columnas por acortamiento a compresión en el extremo este del edificio, cuya falla radica en los muros de cortante discontinuos en ese lado.

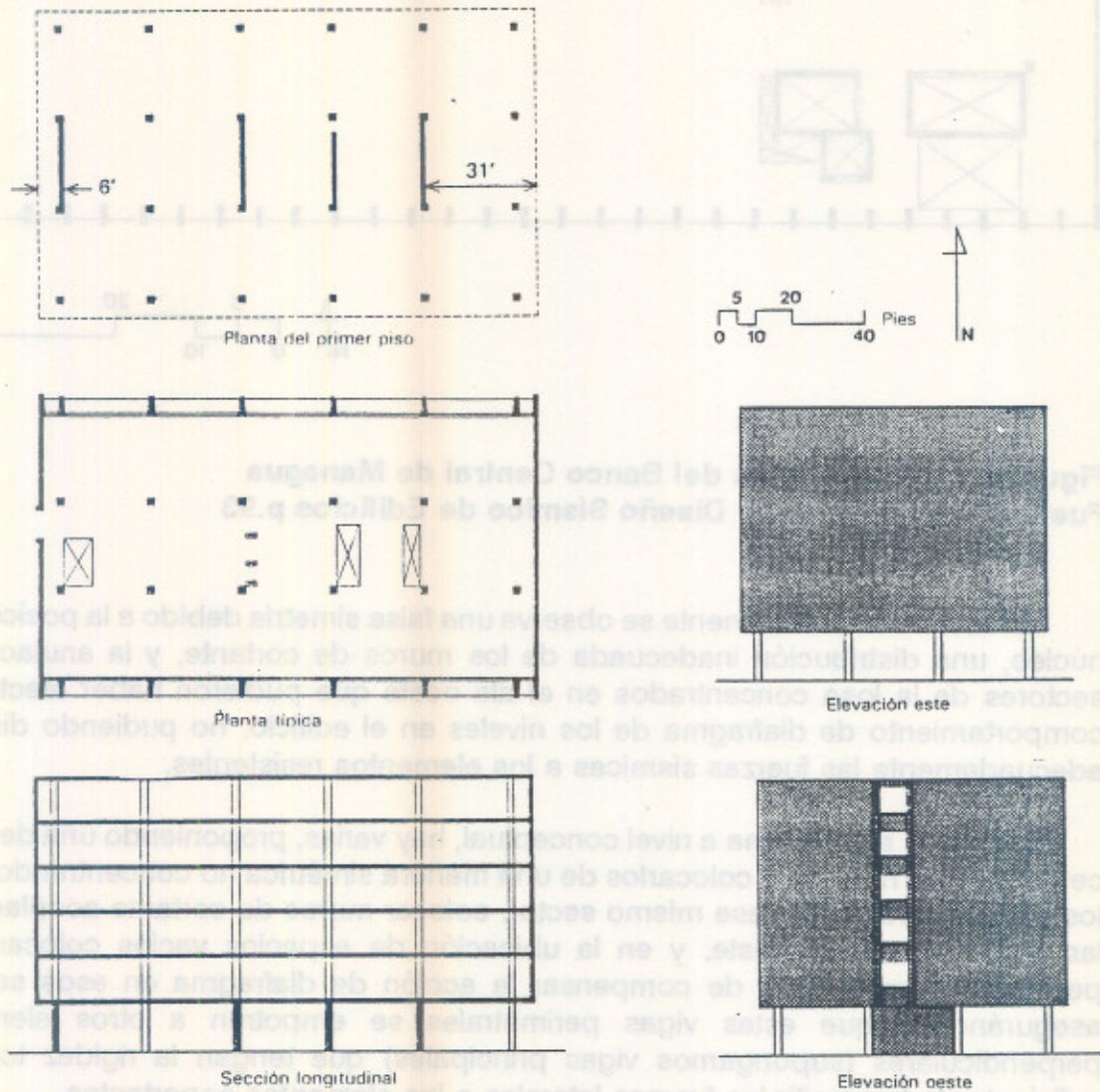


Figura 4-12 Edificio de servicios de Imperial County
Fuente: Configuración y Diseño Sísmico de Edificios p.133

La falta de simetría de los muros de cortante en las fachadas este y oeste, y la colocación asimétrica de los muros de cortante en la planta baja fueron los principales responsables de la falla por efectos del momento de volteo. La solución es eliminar la condición de discontinuidad, otros defectos importantes; es que no existe una trayectoria directa de transmitir las fuerzas laterales a la cimentación (en este edificio la acción de diafragma es fundamental), además se observa que existe una excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez debido al diseño, claramente es obvio que el partido inicial de diseño es inadecuado.

La lección es que si se toma la decisión de utilizar muros de cortante, se tiene que reconocer su presencia al iniciar el diseño ubicando los muros de manera simétrica donde su localización juega un rol fundamental en el comportamiento del edificio. Son una limitante en el diseño arquitectónico, pero se trata de obtener el mayor provecho de ellos, es necesario reconocer que estos muros de cortante absorben una gran parte de las fuerzas sísmicas y que por lo tanto no son elementos que se puedan tomar tan a la ligera, sus efectos en cuanto a la rigidez torsional deben estudiarse cuidadosamente.

4.2.3.3. Resumen de algunas irregularidades significativas en edificios de configuraciones sencillas

En el Anexo 1 se presentan algunos problemas de irregularidades importantes en edificios de configuraciones sencillas así como sus posibles soluciones. Además se presentan posibles alternativas para sistemas estructurales, en edificios cuya ocupación sea para oficinas y/o comercio, a un nivel muy elemental, pero que pueden ayudar a aclarar un poco más la idea de un diseño con cualidades sismorresistentes. La información se basa en experiencias pasadas en edificios que sufrieron daños importantes durante la influencia de sismos, y la información que se presenta es empírica en su totalidad. Un profesional de arquitectura que se dedique al diseño de edificios debería tener un conocimiento bastante más profundo de lo que se presenta en este anexo.

Finalmente, la información fue tomada de la referencia "Configuración y Diseño Sísmico de Edificios", y es importante señalar que el diseño sismorresistente en el diseño arquitectónico no se puede tomar a un nivel preprimario, ya que su influencia tiene un rol fundamental en el comportamiento eficiente y económico de resistir fuerzas laterales debido a cargas sísmicas.

4.3. Configuración de la subestructura

4.3.1. Cimentaciones

El cometido esencial de una cimentación es el de proporcionar un medio para que las cargas verticales y laterales de la superestructura, concentradas en columnas, muros o cualquier otro soporte, se transmitan al suelo produciendo en éste un sistema de esfuerzos que deben ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales. La selección del tipo de cimentación depende fundamentalmente de la disposición de los apoyos o soportes estructurales y de las condiciones del suelo, que pueden diferir de un lugar a otro e inclusive dentro del mismo terreno. Otras consideraciones como la rapidez en la construcción, economía y adaptabilidad influyen en la selección del tipo de cimentación.

4.3.2. Tipos de cimentación

El área de la cimentación debe ser adecuada para soportar las descargas de los apoyos o soportes de la superestructura, el peso propio de la cimentación, el peso del suelo sobre la misma, posibles sobrecargas y cualquier otro esfuerzo debido a cargas de viento, sismo o de otra índole. En una forma bastante general, las cimentaciones se pueden clasificar en dos grupos: las cimentaciones directas y las cimentaciones indirectas.

4.3.2.1. Cimentaciones directas

Una cimentación directa es aquella en la cual los soportes verticales de la superestructura se prolongan dentro el terreno hasta el nivel de cimentación descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal cuyo esfuerzo unitario no debe exceder la capacidad o valor soporte del suelo a esa profundidad. Entre las cimentaciones directas se pueden mencionar:

1. Zapatas de muros

Estas zapatas consisten en una franja continua de losa, a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo. La longitud de la proyección de losa perpendicular a la dirección del muro se determina con la capacidad de resistencia del suelo y se diseña estructuralmente como un voladizo cargado con la presión distribuida del suelo. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro. La Figura 4-13a muestra un detalle del mismo.

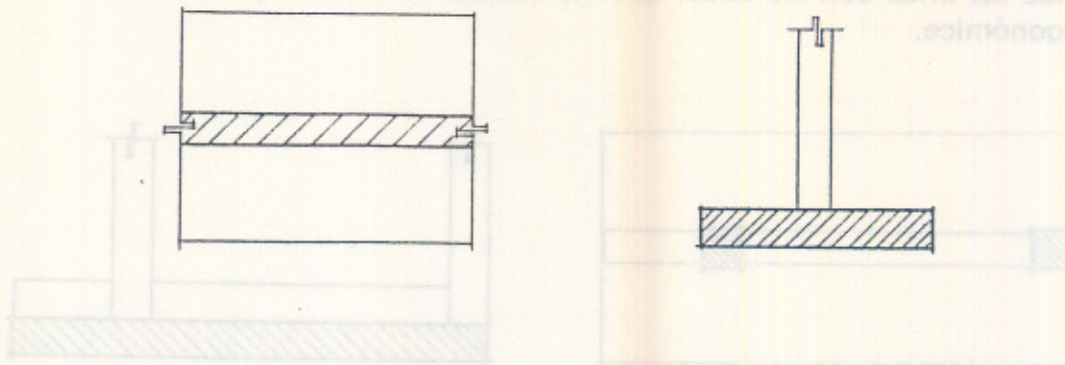


Figura 4-13a. Zapata de muro o cimiento corrido

2. Zapatas aisladas

Consisten de losas en formas de polígonos regulares generalmente de formas cuadradas o rectangulares, (Figura 4-13b), que pueden tener un espesor constante o que se reduce uniformemente hacia los extremos. Estas zapatas se refuerzan en las dos direcciones y son económicas para cargas relativamente pequeñas o para cimentaciones sobre capas duras o rocosas.

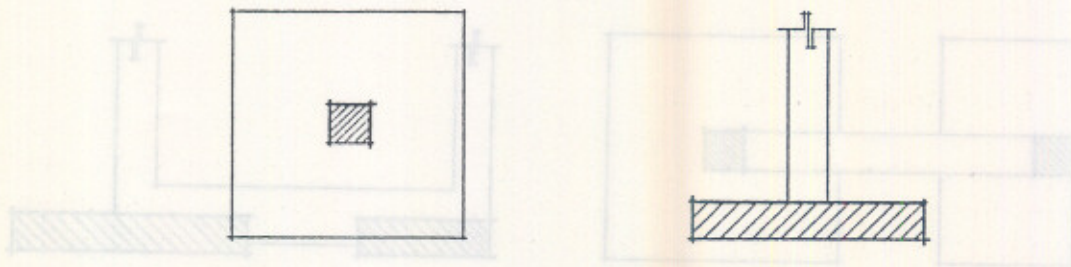


Figura 4-13b. Zapata aislada de forma cuadrada.

3. Zapatas combinadas

Estas zapatas consisten en una franja continua de losa con vigas rígidas que soportan las descargas de dos o más columnas. Se utilizan generalmente cuando una columna se coloca en la colindancia de un edificio donde el cimiento no se puede proyectar fuera de esta a otra propiedad, quedando la columna cargada excéntricamente con respecto al cimiento, como se muestra en la Figura 4-13c. El objeto de combinar las zapatas es para transmitir adecuadamente los esfuerzos de

la columna excéntrica al suelo. También cuando las columnas en un eje están próximas las unas con las otras, la cimentación mediante zapatas combinadas es más económica.

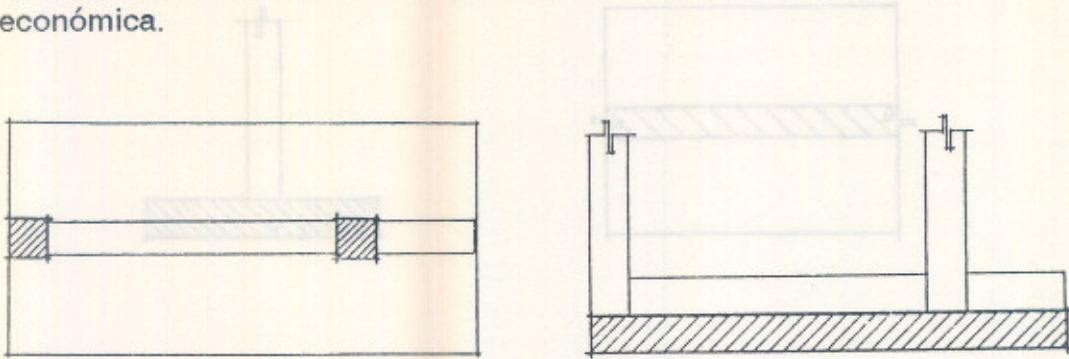


Figura 4-13c. Zapata combinada

4. Zapatas ligadas

Su función es similar al de las zapatas combinadas pero con la diferencia que las columnas tienen zapatas individuales que se unen mediante una viga de gran rigidez para que los efectos de la zapata con la columna excéntrica puedan ser transmitidos a la otra zapata interior, como se puede observar en la Figura 4-13d.

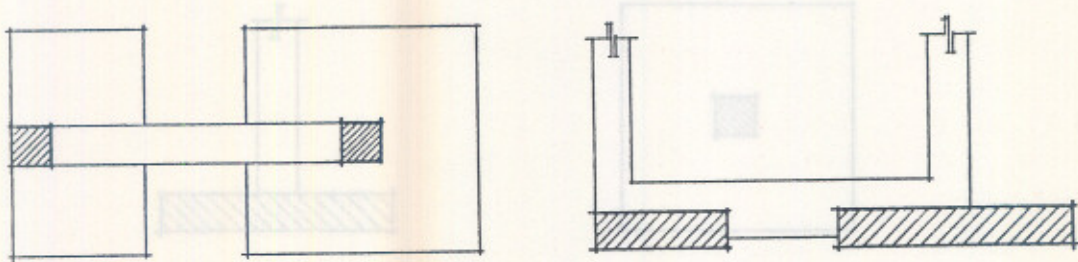


Figura 4-13d. Zapatas ligadas

5. Cimentaciones reticulares

Cuando las descargas de las columnas o apoyos verticales de la superestructura son bastante grandes y la presión admisible del subsuelo es baja de manera que son necesarias grandes superficies de apoyo, combinaciones de los tipos de cimentación mencionados anteriormente son posibles. El objeto fundamental de este tipo de cimentación es el de proporcionar zapatas continuas que se disponen en ambas

- direcciones, como se puede ver en la Figura 4-14, para proporcionar una mayor superficie de apoyo de una manera más económica que las zapatas individuales debido a que se comportan como vigas continuas cuyos momentos son menores que los momentos en voladizo de las zapatas individuales.

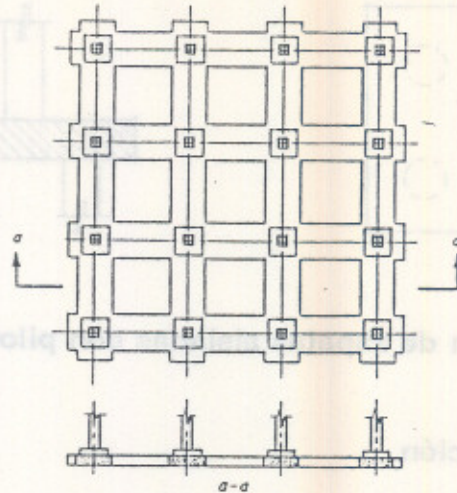


Figura 4-14. Cimentación Reticular

Fuente: Proyecto de Estructuras de Hormigón. p. 370.

4.3.2.2. Cimentaciones indirectas

Las cimentaciones indirectas se deben fundamentalmente a que los estratos del suelo con la capacidad de resistencia adecuada se encuentran a profundidades relativamente grandes o donde el valor soporte del suelo es tan pobre que ni a profundidades mayores se encuentran estratos resistentes para la cimentación. Estas cimentaciones se llevan a cabo mediante pilotes, cilindros de cimentación, cajones de cimentación y cimentaciones flotantes. A continuación se describen algunas de estas:

1. Cimentaciones en pilotes

El objeto de este tipo de cimentación es el de encontrar estratos resistentes a profundidades mayores mediante el uso de pilotes. Los pilotes se pueden hincar hasta encontrar un estrato duro o de roca sólida, o a la profundidad necesaria dentro del suelo, para que el pilote desarrolle su capacidad permisible por medio de la resistencia a fricción o una combinación de ambas. Los pilotes pueden ser prefabricados de concreto reforzado o presforzado y se hincan en el suelo o se

pueden colar en el terreno haciendo una perforación que después se funde. Los pilotes se deben combinar con cualquier tipo de las cimentaciones directas mencionadas anteriormente, como el que se muestra en la Figura 4-15.

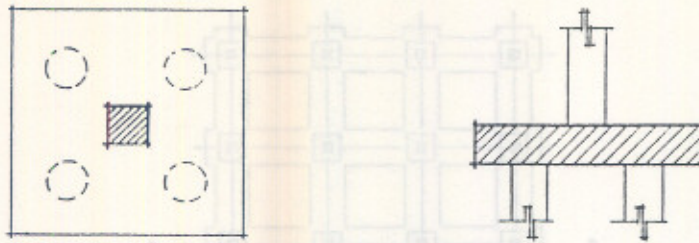


Figura 4-15. Cimentación de zapatas aisladas con pilotes

2. Losas de cimentación

Las losas de cimentación son sistemas de cimentación flotantes donde se abarca la superficie de apoyo máxima disponible bajo el edificio debido a que el valor soporte del suelo es muy baja hasta profundidades muy grandes y donde la cimentación mediante pilotes no es económica. Este tipo de cimentación consiste en una gran losa o placa de cimentación que se deben combinar con otros tipos de cimientos para la transmisión adecuada de las cargas y esfuerzos al suelo y que se comportan como una placa o forjado de piso invertido, es decir, cargado hacia arriba por la presión admisible del suelo y hacia abajo por las reacciones concentradas en las columnas, como la que se muestra en la Figura 4-16.

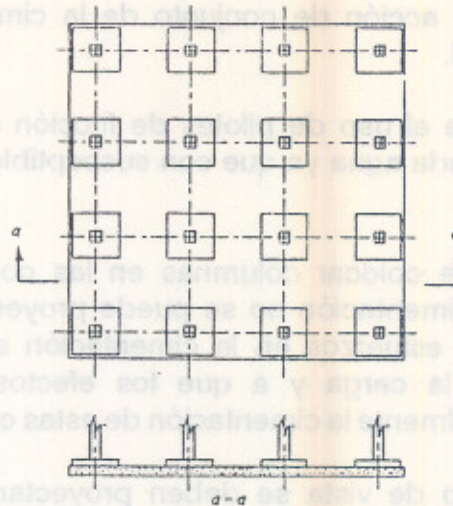


Figura 4-16. Sistema de placa de cimentación con capiteles
Fuente: Proyecto de estructuras de Hormigón. p. 371.

4.3.3. Lineamientos sobre sismorresistencia para cimentaciones

Como ya se dijo, las cimentaciones aparte de transmitir las cargas verticales de la superestructura al suelo, deben ser capaces de resistir de manera adecuada los esfuerzos, distorsiones, sobrecargas y efectos torsionales causados por los sismos y transmitirlos de manera segura al suelo. A continuación se dan algunos lineamientos para el diseño de cimentaciones sismorresistentes.

1. Los mismos lineamientos recomendados para la configuración de la superestructura pueden aplicarse a las cimentaciones, tales como la simetría, regularidad, distribución uniforme, construcción compacta y no alargada, rigidez y resistencia continua, simplicidad en la forma y poco peso.
2. Cuando se utilicen zapatas aisladas se recomienda ligarlas entre sí mediante vigas conectoras rígidas para que la cimentación tenga una acción de conjunto para limitar en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales sobre el suelo; siendo las cimentaciones reticulares las más convenientes en zonas de elevado riesgo sísmico.
3. Debe evitarse al máximo combinar distintos sistemas de cimentación superficiales y profundos en una misma estructura y tampoco hasta donde

sea posible el uso individual de distintos tipos de cimentación para las columnas o soportes verticales de una misma estructura, recuerde el objetivo fundamental es la acción de conjunto de la cimentación y no la de cada cimiento individual.

4. No es conveniente el uso de pilotes de fricción en suelos arenosos o que contienen demasiada agua ya que son susceptibles a la licuefacción durante un temblor.
5. No es conveniente colocar columnas en las colindancias de los edificios debido a que la cimentación no se puede proyectar fuera de la propiedad, haciendo que los esfuerzos en la cimentación sean mayores debido a la excentricidad de la carga y a que los efectos sísmicos sobre ésta se incrementen, y finalmente la cimentación de estas columnas es antieconómica.
6. Bajo ningún punto de vista se deben proyectar las cimentaciones de un edificio sin un estudio de suelos.

4.4. Elementos arquitectónicos no estructurales

En la práctica, los sistemas estructurales de los edificios contienen diversos elementos no estructurales, entre éstos: muros divisorios y de cerramiento, ventanerías, recubrimientos, cielos falsos, tabiques, cubos de gradas y ascensores, etc. Los elementos no estructurales deben de estar desligados del sistema estructural, y como su nombre lo indica, bajo ningún punto de vista deben interactuar o formar parte integral del sistema estructural para resistir cargas verticales y laterales. Lo expuesto anteriormente, no significa que dichos elementos no estén sujetos a efectos debidos a las fuerzas de inercia que se generan por su propia masa durante un sismo, así como, a las deformaciones y desplazamientos que puede inducirles la estructura debido a cargas de viento y sismo. Para fijar los elementos no estructurales, es necesario prever detalles que aseguren, por una parte, su desligamiento adecuado de la estructura principal y por otra, su estabilidad y resistencia ante los efectos mencionados anteriormente.

Finalmente, existen varias razones por las cuales se debe dar atención especial a los elementos no estructurales, entre estas: 1. La mayor parte del daño económico de un edificio causado por un sismo importante se debe a los costos de reparación y/o reposición de los elementos no estructurales; 2. la distribución asimétrica de los elementos no estructurales, en especial la de muros de cerramiento y divisorios, pueden provocar una torsión importante al sistema estructural; 3. la fijación inadecuada de los elementos no estructurales a la estructura, puede hacer que éstos formen parte integral del sistema estructural, cambiando totalmente el comportamiento del sistema estructural y concentrando esfuerzos que exceden

sobradamente la resistencia para los cuales fueron diseñados dichos elementos, cuya influencia puede tener repercusiones graves en el edificio al grado de llevarlo al colapso durante un sismo importante, y; 4. sucede muchas veces que las cargas verticales y laterales de la estructura se incrementan debido a que el peso de diseño asumido para tabiques móviles (20 lb./pie^2) es excedido por el uso ilimitado de tabiques de mampostería que obviamente son más pesados; pudiendo ser resuelto este problema mediante un estudio más profundo de la distribución de los elementos no estructurales en el edificio y la utilización de materiales más livianos.

4.4.1. Muros interiores o divisorios

Los muros divisorios conocidos también como tabiques, tienen como objeto principal la división y definición del espacio interior del edificio, debiendo llenar además requisitos de confort. Los tabiques pueden sufrir agrietamientos, pandeos, roturas o vuelcos debido a movimientos verticales, horizontales, inclinados o combinaciones de los mismos, por los efectos de un sismo. Por esta razón, se deben tomar precauciones para descoplar a estos muros del sistema estructural mediante holguras con sus respectivos selladores o rellenos así como el diseño de detalles especiales de sujeción.

Los tabiques pesados, generalmente constituidos por muros de mampostería que a su vez están conformados por bloques de concreto o piedra pómez, ladrillo u otras piezas de características semejantes, en cuanto a su uso en la construcción, aún son una modalidad bastante frecuente en nuestro medio. El uso de muros de mampostería en edificios dan lugar a muros rígidos que tienden a absorber una fracción importante de la fuerzas sísmicas tendiendo a amplificar inclusive sus efectos y debido a que son materiales frágiles, sufren daños para deformaciones pequeñas. Para aislar a los muros de la estructura es necesario proporcionar una holgura generosa entre el muro y la estructura principal, la cual se determina con base en el posible desplazamiento (drift) lateral del nivel donde están ubicados los muros divisorios; generalmente se recomienda una separación mínima de 1 a 1/2 pulgada. Dicha separación debe existir con respecto a las columnas, vigas y losas superiores o cualquier otro elemento estructural que pueda influir en su comportamiento. La Figura 4-17 presenta un ejemplo del sistema de muros descoplados, cuyas holguras se acojinan con duroport, el cual ha dado resultados aceptables. La Figura 4-18 también presenta algunas soluciones para desligar muros de mampostería para asegurar la estabilidad del muro contra el volteo y a su vez permitir el libre movimiento de éste con respecto a la losa superior.

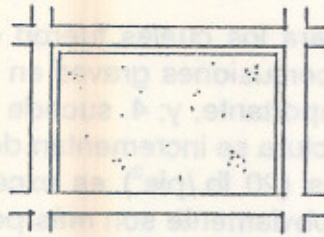


Figura 4-17. Aislamiento de 3 esquinas del marco con respecto al muro divisorio

Fuente: *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, p. 294.

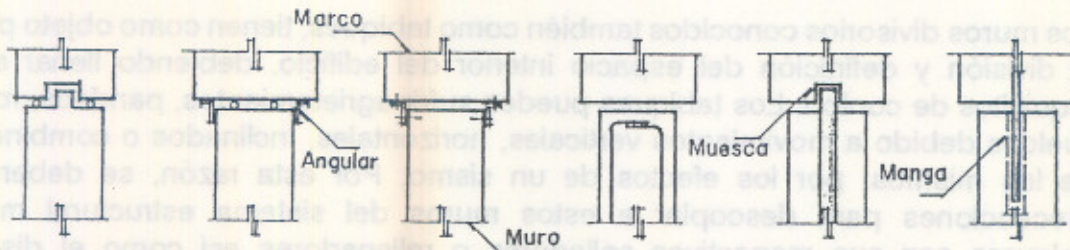


Figura 4-18. Soluciones para desligar muros de mampostería

Fuente: *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, p. 294 y *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, p. 234.

Otros materiales que se emplean cada vez con más frecuencia en edificios y que son mucho más flexibles y livianos, que ofrecen más posibilidades de ser protegidas contra daños sísmicos, son a base de armazones metálicos livianos o entramados de madera que se recubren con tabla yeso, plywood, fibrolit, durpanel o cualquier otro material liviano decorativo. La Figura 4-18 muestra algunos detalles para desligar muros divisorios livianos del sistema estructural. El objetivo de estas soluciones es que estos muros divisorios flexibles y ligeros fallen en zonas locales controladas de manera que sean fácilmente reparables.

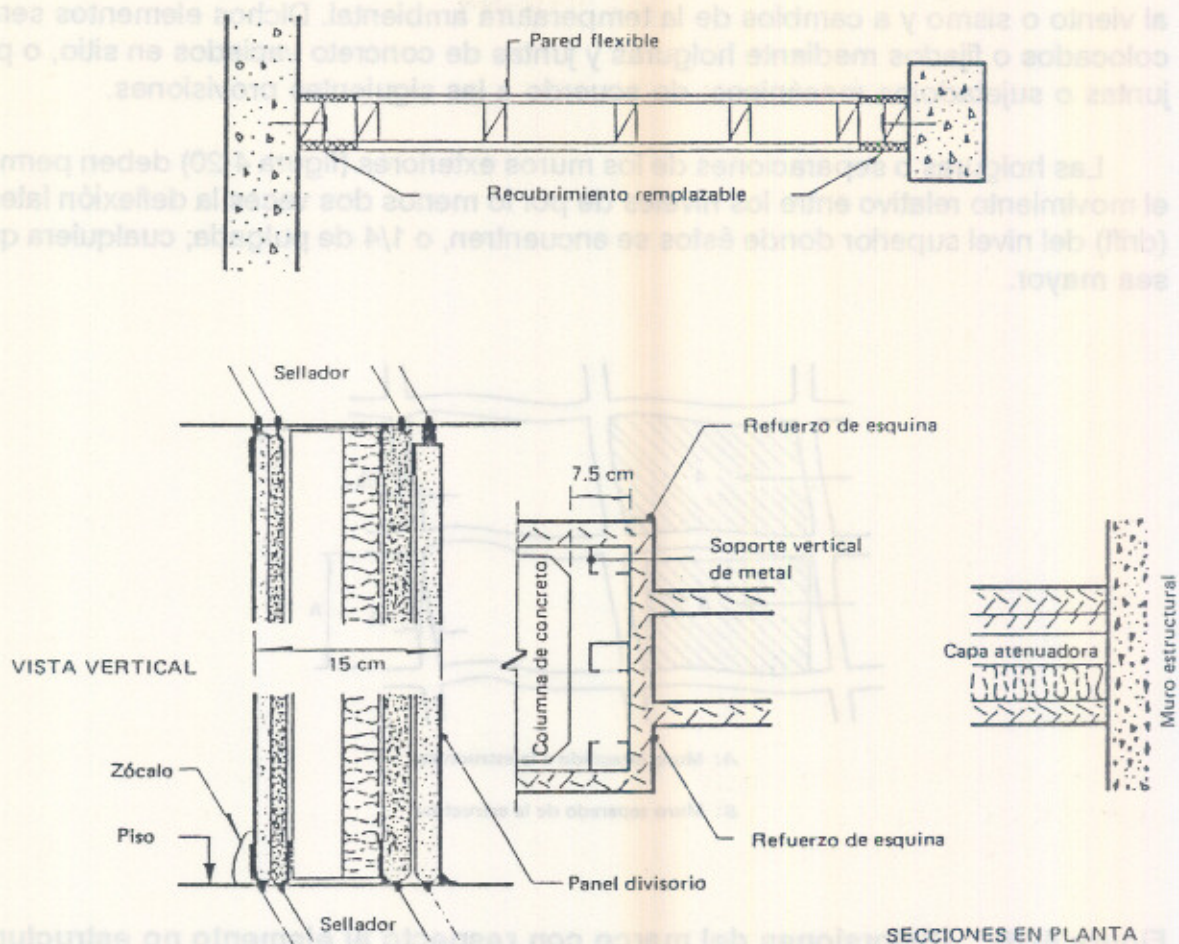


Figura 4-19. Detalles para desligar muros divisorios ligeros del sistema estructural.

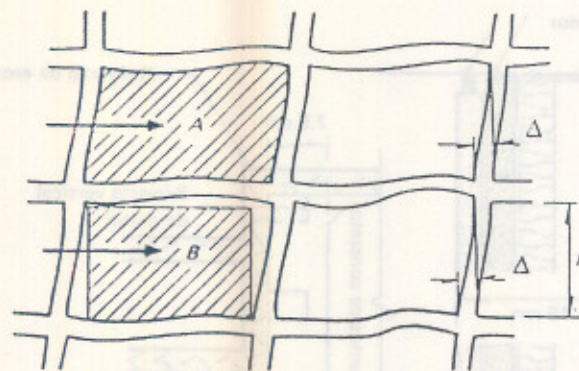
Fuente: Manual de Diseño Sísmico de Edificios. pp. 232 y 234.

4.4.2. Muros Exteriores o de Fachada

Los muros exteriores conocidos también como muros de cerramiento o de fachada, generalmente están conformados por materiales pesados como muros de mampostería y por materiales relativamente ligeros como muros prefabricados de concreto liviano. Varios reglamentos para la construcción sismorresistente recomiendan que cualquier elemento, que no sea utilizado como muro de carga o muro de cortante ya sea éste prefabricado o de cualquier otro material, que sirva para delimitar el espacio exterior de un edificio, debe ser acomodado de manera tal que permita el libre movimiento del sistema estructural ante fuerzas laterales debidas

al viento o sismo y a cambios de la temperatura ambiental. Dichos elementos serán colocados o fijados mediante holguras y juntas de concreto vaciados en sitio, o por juntas o sujetadores mecánicos; de acuerdo a las siguientes provisiones.

Las holguras o separaciones de los muros exteriores (figura 4-20) deben permitir el movimiento relativo entre los niveles de por lo menos dos veces la deflexión lateral (drift) del nivel superior donde éstos se encuentren, o 1/4 de pulgada; cualquiera que sea mayor.



A: Muro integrado a la estructura

B: Muro separado de la estructura

Figura 4-20. Distorsiones del marco con respecto al elemento no estructural
Fuente: Manual de Diseño Sísmico de Edificios. p. 228.

La figura 4-21 presenta varios ejemplos para aislar los muros exteriores respecto a los marcos estructurales. El problema principal de estas soluciones lo constituye la necesidad de sellar las holguras para proporcionar aislamiento térmico y acústico, evitar filtraciones de agua dentro del edificio y, permitir el colocado de recubrimientos o acabados finales. Las holguras se deben rellenar o sellar con materiales muy flexibles y aislantes, como la espuma de poliestireno. Otros materiales frecuentemente empleados para uso exterior como el duroport, son demasiados rígidos o se vuelven rígidos con el tiempo, se despegan de las juntas y sufren deformaciones permanentes a la compresión.

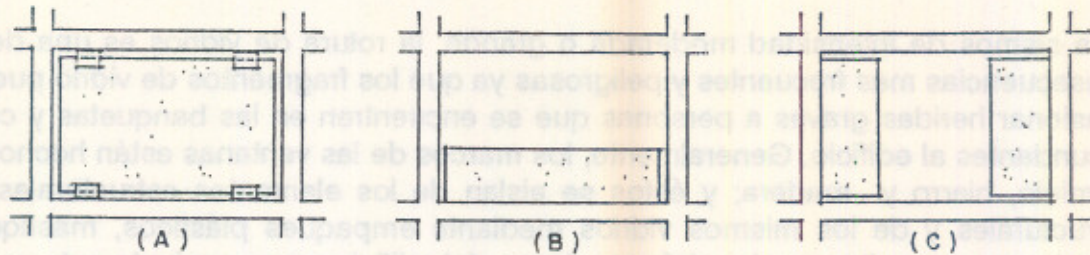


Figura 4-21. a) Aislamiento con placas de acero
b) Aislamiento vertical
c) Aislamiento horizontal

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistente. pp. 294 y 296.

La figura 4-22 muestra varias soluciones para desligar mediante holguras muros de mampostería de la estructura principal. Los muros de mampostería generalmente se apoyan directamente a la estructura en su base, haciendo que soporten mayores esfuerzos ante movimientos sísmicos, a pesar de esta desventaja su comportamiento ha sido bastante satisfactorio para edificios bajos.

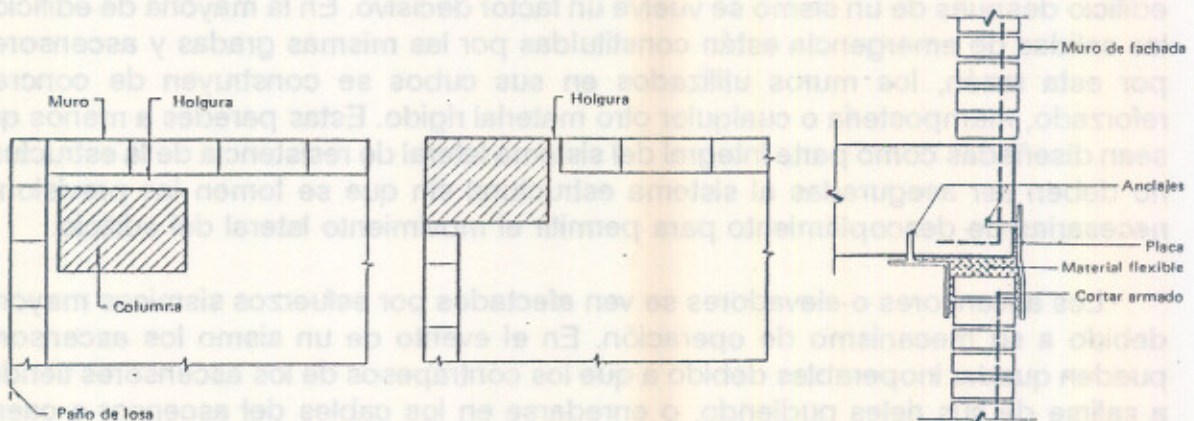


Figura 4-22. Detalles para desligar muros de mampostería

Fuente: Manual de Diseño Sísmico de Edificios. pp. 233 y 234.

4.4.3. Ventanerías

Ante sismos de intensidad moderada o grande, la rotura de vidrios es una de las consecuencias más frecuentes y peligrosas ya que los fragmentos de vidrio pueden ocasionar heridas graves a personas que se encuentren en las banquetas y calles circundantes al edificio. Generalmente, los marcos de las ventanas están hechos de aluminio, hierro y madera; y éstos se aíslan de los elementos estructurales, no estructurales y de los mismos vidrios mediante empaques plásticos, mastique y selladores para evitar que las deformaciones del edificio en su conjunto ante cargas de sismo o viento, rajen, quiebren o rompan los vidrios. Los marcos de las ventanas deben estar bien fijados y los vidrios deben tener el espesor suficiente para resistir cargas de viento que puedan afectar al edificio durante su vida útil. Es necesario agregar que además de los lineamientos mencionados anteriormente, algunos reglamentos de construcción obligan a que los edificios contengan voladizos o marquesinas para proteger a los transeúntes de la caída de fragmentos de vidrio al verse afectados por algún siniestro.

4.4.4. Salidas de emergencia, cubos de gradas y ascensores

Las gradas, ascensores y salidas de emergencia deben de ser diseñados para que permanezcan funcionales durante y después de un sismo. Los accesos y puertas a cubos de gradas y ascensores deben obligadamente permitir el movimiento lateral entre los entresijos debido a que si se atrancan, la evacuación de las personas del edificio después de un sismo se vuelve un factor decisivo. En la mayoría de edificios, las salidas de emergencia están constituidas por las mismas gradas y ascensores, por esta razón, los muros utilizados en sus cubos se construyen de concreto reforzado, mampostería o cualquier otro material rígido. Estas paredes a menos que sean diseñadas como parte integral del sistema lateral de resistencia de la estructura, no deben ser aseguradas al sistema estructural sin que se tomen las previsiones necesarias de descoplamiento para permitir el movimiento lateral del edificio.

Los ascensores o elevadores se ven afectados por esfuerzos sísmicos mayores debido a su mecanismo de operación. En el evento de un sismo los ascensores pueden quedar inoperables debido a que los contrapesos de los ascensores tienden a salirse de sus rieles pudiendo, o enredarse en los cables del ascensor o caer a través de la cabina. Una probable solución a este problema es la utilización de rieles de 15 libras, en vez de las usuales de 8 libras debiéndose tomar precauciones en su sujeción para evitar el pandeo de los mismos durante un sismo; también, si es posible, para evitar que los contrapesos se salgan de los rieles debe diseñarse una caja o jaula alrededor de éstos. Algunos reglamentos obligan a que los edificios tengan un cuarto de máquinas o planta de emergencia para conservar operables por lo menos un ascensor y todo el sistema de iluminación para emergencias después del evento de un sismo.

Al espacio arquitectónico denominado salida de emergencia se le puede definir como un medio continuo, seguro y sin obstáculos por el cual los ocupantes pueden egresar o abandonar un edificio en caso de emergencia, en el cual se pueden incluir cubos de gradas, ascensores, rampas, corredores, vestíbulos, balcones, marquesinas, patios, jardines, o cualquier otro espacio arquitectónico diseñado para garantizar el egreso de manera segura del edificio en caso de emergencia. Desde luego, estos espacios deben estar protegidos contra incendios, se deben aislar contra el humo, deben contener cierto equipamiento para emergencias y todos los sistemas e instalaciones de apoyo deben estar funcionando. Algunas otras consideraciones para las salidas de emergencia son las siguientes: 1. la utilización de mampostería para las paredes que conforman estos espacios es valedera siempre y cuando todas las unidades contengan acero de refuerzo; 2. revestimientos frágiles como baldosas, mármol, lajas de piedra, fachaletas, azulejos, vidrios y espejos, etc. no deben aplicarse a estos espacios debido a que se despegan fácilmente obstaculizando el paso y pueden ocasionar heridas a las personas; 3. posibles juntas sísmicas en los pisos deben estar diseñados para resistir movimientos tridimensionales debido a los efectos sísmicos. En resumen, el diseño de estos espacios arquitectónicos es crítico y se deben tomar todas las precauciones necesarias para garantizar la salida de los ocupantes en el caso de cualquier siniestro.

4.4.5. Cielos Falsos

La utilización de cielos falsos en edificios, cada día son más frecuentes debido a las siguientes razones: permiten el paso de casi cualquier tipo de instalaciones, se utilizan como elementos decorativos debido a su gran variedad en colores y texturas, se pueden aprovechar como una superficie reflectiva para mejorar el nivel de iluminación en los ambientes, se utilizan para la instalación de las unidades de iluminación y se comportan como una barrera acústica reduciendo la transmisión del ruido entre los entrepisos de los edificios. Sin embargo, los cielos falsos bajo la influencia de un sismo se pueden convertir en un elemento potencialmente letal debido a que los paneles, lámparas y soportes que lo conforman se pueden soltar y caer sobre los ocupantes del edificio.

Para evitar el daño de cielos falsos y minimizar su posible amenaza a los ocupantes del edificio, los siguientes lineamientos se deben tomar en cuenta para su diseño e instalación: 1) el sistema de suspensión se debe fijar mediante barras con dispositivos aislantes y amortiguadores, capaces de resistir cualquier tipo de movimiento vertical u horizontal de la estructura principal; 2) se deben dejar holguras en el perímetro o superficie del cielo falso con cualquier otro elemento arquitectónico, para evitar el golpeteo entre estos; 3) el sistema de suspensión de cielos falsos nunca se debe apoyar o tener contacto con elementos no estructurales; 4) sistemas de suspensión con perfiles en forma de "T" y fijados a losa mediante alambres no

son recomendables en zonas sísmicas; 5) es recomendable que las unidades de iluminación instaladas en cielos falsos tengan un sistema de suspensión propio. La Figura 4-23 muestra una posible solución, que toma en cuenta los lineamientos expuestos anteriormente.

4.4.5. Cielos Falsos

La utilización de cielos falsos en edificios, cada día son más frecuentes debido a las siguientes razones: permiten el paso de casi cualquier tipo de instalaciones, se utilizan como elementos decorativos debido a su gran variedad en colores y texturas, se pueden aprovechar como una superficie reflectiva para mejorar el nivel de iluminación en los ambientes, se utilizan para la instalación de las unidades de iluminación y se comportan como una pantalla acústica reduciendo la transmisión del ruido entre los ambientes de los edificios. Sin embargo, los cielos falsos bajo la influencia de un sismo se pueden convertir en un elemento potencialmente letal debido a que los paneles, lámparas y soportes que lo conforman se pueden soltar y caer sobre los ocupantes del edificio.

Para evitar el daño de cielos falsos y minimizar su posible amenaza a los ocupantes del edificio, los siguientes lineamientos se deben tomar en cuenta para su diseño e instalación: 1) el sistema de suspensión se debe fijar mediante paneles con dispositivos aislantes y amortiguadores, capaces de resistir cualquier tipo de movimiento vertical u horizontal de la estructura principal; 2) se deben dejar holguras en el perímetro o superficie del cielo falso con cualquier otro elemento arquitectónico, para evitar el golpeo entre estos; 3) el sistema de suspensión de cielos falsos nunca se debe apoyar o tener contacto con elementos no estructurales; 4) sistemas de suspensión con perfiles en forma de "T" y fijados a los muros mediante alambres no

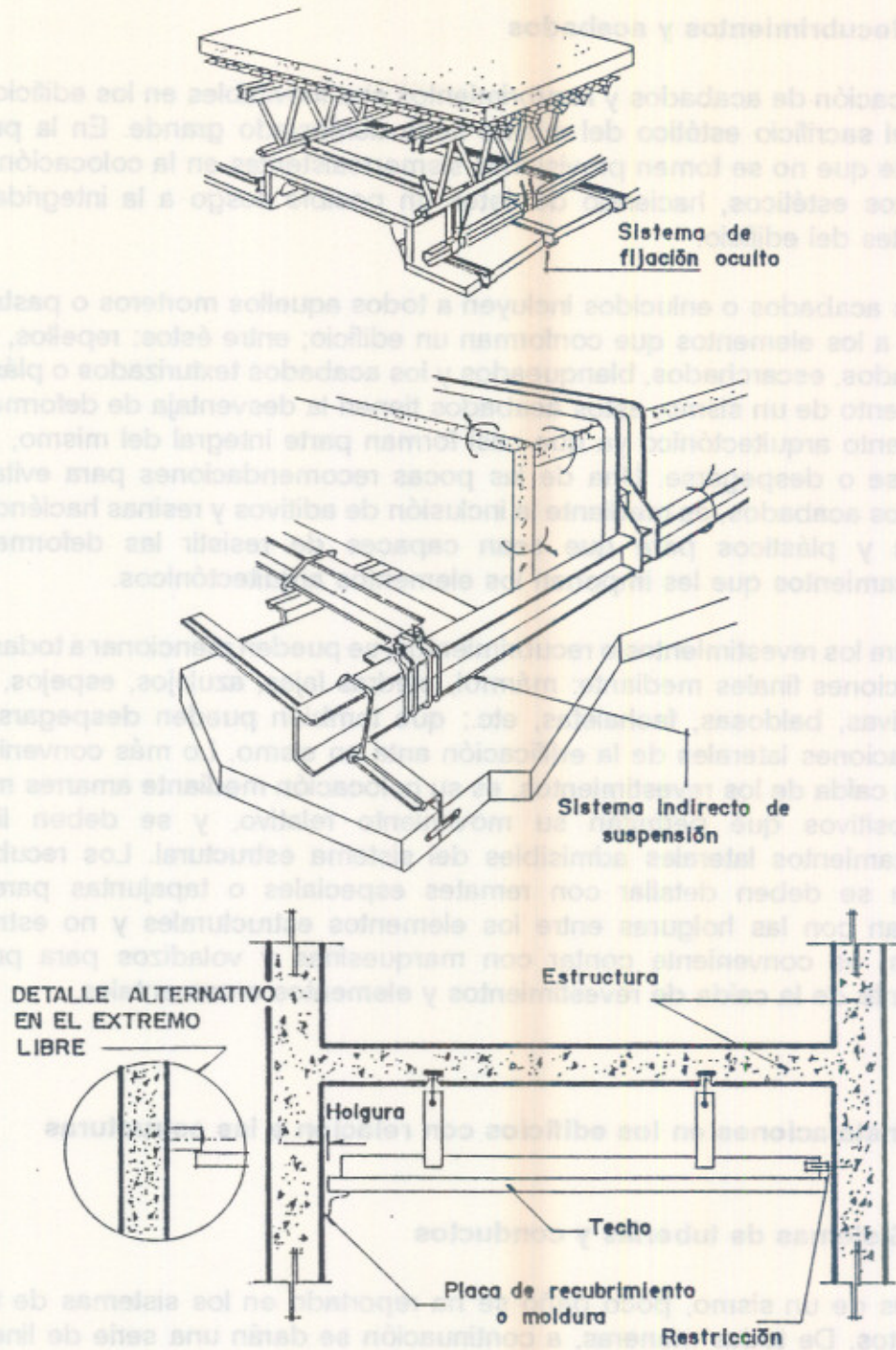


Figura 4-23. Instalación sismorresistente para cielos falsos

Fuente: Manual de Diseño Sísmico de Edificios, p. 236

Tall Building Criteria and Loading. Volume 1b, p. 1127

4.4.6. Recubrimientos y acabados

La colocación de acabados y recubrimientos son inevitables en los edificios debido a que el sacrificio estético del mismo sería demasiado grande. En la práctica es frecuente que no se tomen provisiones sismorresistentes en la colocación de estos elementos estéticos, haciendo de éstos un posible riesgo a la integridad de los ocupantes del edificio.

Los acabados o enlucidos incluyen a todos aquellos morteros o pastas que se adosan a los elementos que conforman un edificio; entre éstos: repellos, cernidos, granceados, escarchados, blanqueados y los acabados texturizados o plásticos. En el momento de un sismo, estos acabados tienen la desventaja de deformarse junto al elemento arquitectónico ya que casi forman parte integral del mismo, pudiendo agrietarse o despegarse. Una de las pocas recomendaciones para evitar que se dañen los acabados, es mediante la inclusión de aditivos y resinas haciéndolos más flexibles y plásticos para que sean capaces de resistir las deformaciones y desplazamientos que les imponen los elementos arquitectónicos.

Entre los revestimientos o recubrimientos, se pueden mencionar a todas aquellas terminaciones finales mediante: mármol, piedras lajas, azulejos, espejos, planchas decorativas, baldosas, fachaletas, etc.; que también pueden despegarse por las deformaciones laterales de la edificación ante un sismo. Lo más conveniente para evitar la caída de los revestimientos, es su colocación mediante amarres mecánicos y dispositivos que permitan su movimiento relativo, y se deben limitar los desplazamientos laterales admisibles del sistema estructural. Los recubrimientos también se deben detallar con remates especiales o tapajuntas para que no interfieran con las holguras entre los elementos estructurales y no estructurales. Además, es conveniente contar con marquesinas y voladizos para proteger al transeúnte de la caída de revestimientos y elementos ornamentales.

4.5. Instalaciones en los edificios con relación a las estructuras

4.5.1. Sistemas de tuberías y conductos

Después de un sismo, poco daño se ha reportado en los sistemas de tuberías y conductos. De todas maneras, a continuación se darán una serie de lineamientos para el comportamiento adecuado de estos sistemas.

1. Las tuberías deberán ser atadas a un solo sistema estructural. Donde los sistemas estructurales cambien y se anticipen deflexiones relativas diferentes, se deberá proveer a la tubería de juntas móviles.

2. Las tuberías o conductos suspendidos deberán tener grados consistentes de libertad a movimientos verticales y horizontales, por ejemplo; los ramales de un sistema de tuberías no deberán ser anclados fijamente al sistema estructural si se permite el bamboleo de la tubería principal.
3. Si se permite el bamboleo de todo el sistema de tuberías y conductos, se deberán proporcionar juntas móviles en su conexión con equipos o máquinas.
4. Evite hasta donde sea posible que los sistemas de tuberías y conductos crucen las juntas sísmicas del edificio. La figura 4-24 muestra posibles arreglos de tuberías que cruzan juntas sísmicas. Los pasos de tuberías en juntas sísmicas deben hacerse en los niveles inferiores del edificio y se deberá evaluar cuidadosamente las posibles deflexiones y esfuerzos al que estén expuestas las tuberías debido a la deflexión lateral de los sistemas estructurales.

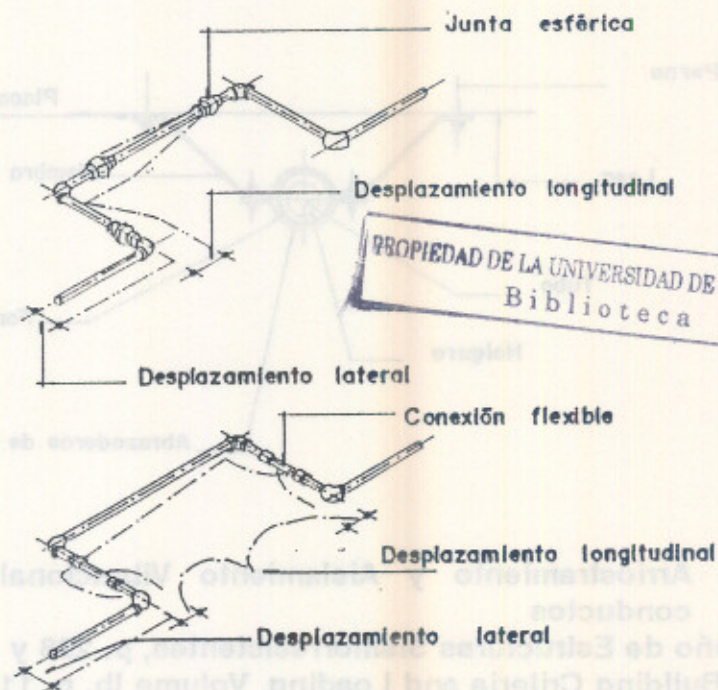


Figura 4-24. Detalles de tuberías que cruzan juntas sísmicas
 Fuente: Tall Building Criteria and Loading. Volume 1b, p. 1129

5. Mangas y aberturas para conductos en paredes y pisos deben ser lo suficientemente amplios para permitir el movimiento de las tuberías y

conductos que pasan a través de estos.

6. Los sistemas de tuberías y conductos se deben arriostrar mediante barras tanto en direcciones longitudinales como transversales para evitar el bamboleo excesivo de los mismos ante cargas sísmicas severas. La Figura 4-25 muestra detalles para arriostrar y aislar de la vibración a los sistemas de tuberías y conductos.

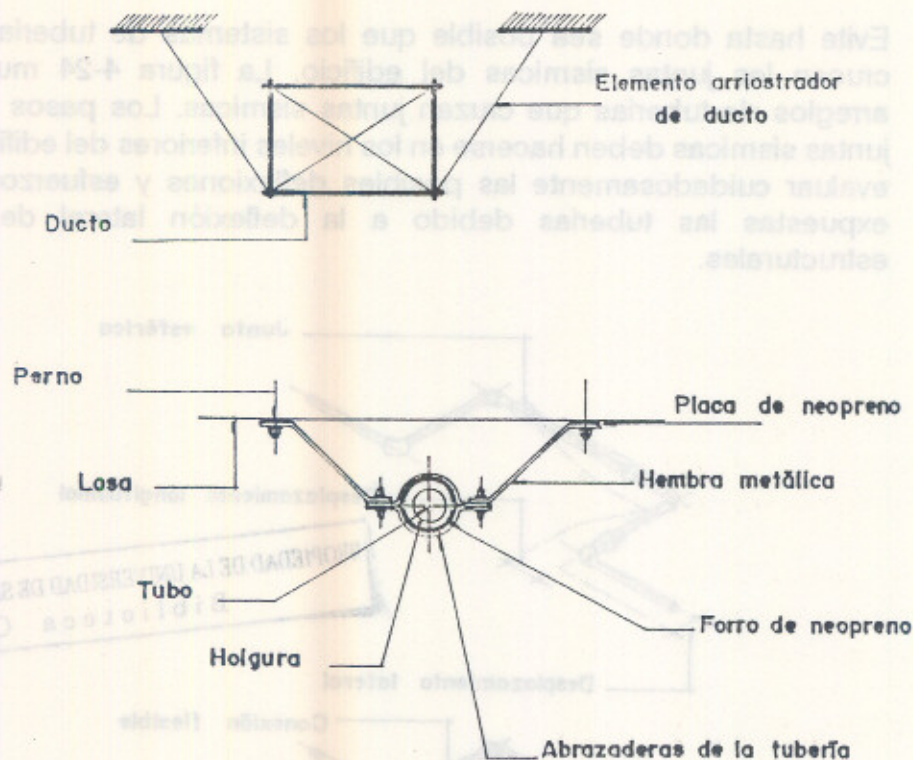


Figura 4-25. Arriostramiento y Aislamiento Vibracional para tuberías y conductos

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes, p. 298 y
Tall Building Criteria and Loading. Volume Ib, p. 1128.

4.5.2. Equipo y Maquinaria

El equipo y maquinaria de un edificio consiste en: motores, sistemas de bombeo, hidroneumáticos, tanques, bancos de transformadores, calderas, unidades de aire acondicionado y extracción, o cualquier otro elemento mecánico y/o eléctrico que apoye a las instalaciones generales y especiales de un edificio. El daño al equipo y maquinaria de un edificio tiene costos muy elevados, por lo tanto se deben tomar previsiones para su montaje y aislamiento ante la influencia de un sismo. A continuación se enumeran algunos lineamientos sobre sismorresistencia para su instalación.

1. Se recomienda el diseño de espacios específicos y cuartos de máquinas para la instalación del equipo y maquinaria de un edificio.
2. Los sistemas de montaje o de suspensión del equipo y maquinaria deben satisfacer fundamentalmente dos requerimientos incompatibles y contrapuestos: la disipación de vibraciones (la necesidad de ser flexibles) y soportar las cargas sísmicas (la necesidad de ser rígidos).
3. Los soportes para el montaje de equipos pesados y tanques deberán ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas y momentos de volteo inducidas por el movimiento lateral del edificio.
4. El equipo y maquinaria de un edificio también pueden ser asegurados directamente a las losas de los pisos o montados sobre bases o plataformas, debiéndose para ambos casos anclarse mediante pernos siempre y cuando se coloquen junto a estos dispositivos de restricción y amortiguamiento que limiten su movimiento vertical como horizontal como en la Figura 4-26.

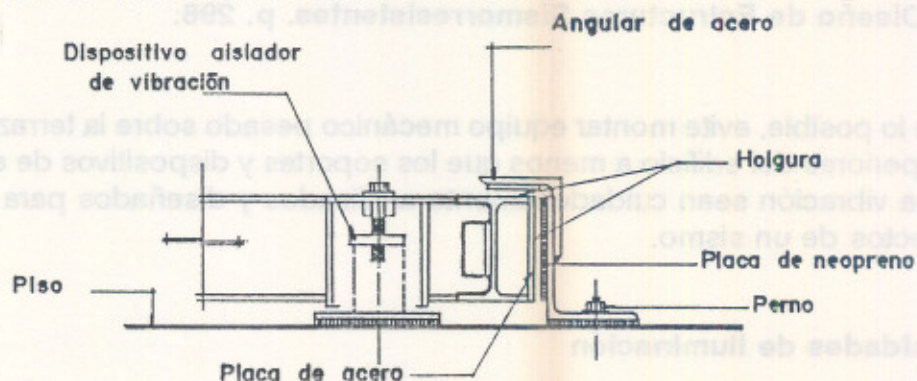


Figura 4-26. Detalle de montaje para un equipo o máquina

Fuente: Tall Building Criteria and Loading. Volume Ib. p. 1128.

5. Toda maquinaria o equipo suspendido deberá arriostrarse en forma de X en direcciones longitudinales y transversales. Si se permite el movimiento del equipo se deberán construir dispositivos amortiguadores y restrictores en las barras de suspensión del sistema de suspensión para limitar bamboleos excesivos, como los detalles que se muestran en la Figura 4-27.

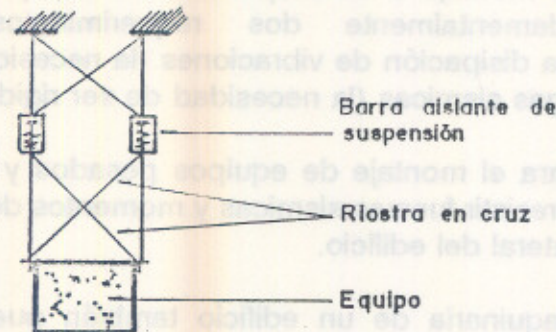
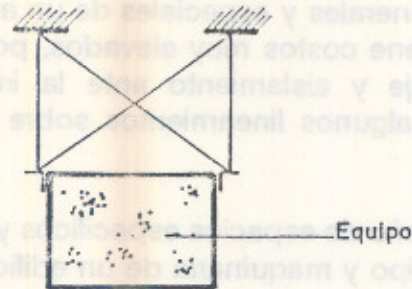


Figura 4-27. Sistemas de suspensión para equipos

Fuente: Diseño de Estructuras Sismorresistentes. p. 298.

6. En lo posible, evite montar equipo mecánico pesado sobre la terraza o niveles superiores del edificio a menos que los soportes y dispositivos de aislamiento a la vibración sean cuidadosamente analizados y diseñados para resistir los efectos de un sismo.

4.5.3. Unidades de Iluminación

Fundamentalmente la colocación de lámparas en un edificio pueden ser: (1) empotradas; (2) montadas sobre la superficie, y (3) suspendidas. En el momento de un sismo se han originado daños a lámparas empotradas y montadas sobre la superficie debido a la instalación inadecuada de algunas de estas. En el sistema de

lámparas suspendidas se deben utilizar dispositivos de amortiguación y restricción para limitar el movimiento de éstas y evitar que entren en resonancia.

4.6. Tolerancias y detalles constructivos de juntas y miembros estructurales

En la construcción de edificios de concreto reforzado vaciados en sitio se cometen relativamente pequeños errores o desajustes en la colocación de las varillas de los miembros estructurales y la resistencia a compresión del concreto puede reducirse debido a que las fundiciones se hacen en varias etapas y a descuidos tan sencillos como una revoltura de concreto con exceso de agua. Existen reglamentos de construcción que regulan y norman hasta donde un error es aceptable o tolerable, pero resulta que estas tolerancias en la práctica de la construcción van bastante más allá de lo que normalmente se puede esperar debido a varias razones, entre éstas: una supervisión despreocupada de la actitud típica y equivocada que los materiales son nobles; planos constructivos mal elaborados, con poco estudio e información; y falta de comprensión o entendimiento de quien construye, de que las medidas, especificaciones y detalles de los miembros estructurales en los planos se deben cumplir lo más exactamente posible en obra.

Aunque no se crea, tolerancias dimensionales muy comunes y detalles constructivos poco estudiados pueden reducir la resistencia de losas y vigas en un 25 a 50% y con suma facilidad se pueden reducir la resistencia en columnas en más del 25%. Algunos estudios indican que en edificios grandes, una o varias columnas están debajo del 50% de la resistencia mínima intencionada. Finalmente, estas estructuras aparentan ser buenas y estables mientras que no existan variaciones excesivas en las cargas que resisten y que no se vean afectadas por un sismo severo.

4.6.1. Reducción de resistencia en miembros estructurales

Como se dijo anteriormente, una supervisión inadecuada, poca comprensión del comportamiento de los miembros estructurales, una planificación con poco estudio e información y las tolerancias dimensionales aceptables según los reglamentos de construcción, pueden tener efectos considerables en la resistencia de los miembros estructurales de la superestructura de un edificio. A continuación se presentan algunas situaciones frecuentes en la construcción de edificios que reducen la resistencia en losas, vigas y columnas.

4.6.1.1. Reducción de resistencia en losas

Para describir este problema se utilizará un ejemplo como el de la Figura 4-28, que muestra una losa continua diseñada en un sentido que tiene 10 cm. de espesor cuyo armado se indica únicamente en planta (por ejemplo: No. 4 a cada 25 cm. en ambos sentidos) donde tampoco se indican las resistencias del acero y del concreto. El lado derecho de la misma figura muestra la losa terminada o construida. En cuanto a la planificación y al detalle se pueden hacer las siguientes observaciones: 1. especificar las resistencias del concreto y acero en el plano e indicar el recubrimiento mínimo para losas de 3/4 de pulgada; 2. se debió acotar e indicar el armado en el detalle, así como agregar cuanta anotación se crea necesaria; 3. en las especificaciones de ejecución, se debió indicar que el refuerzo del sentido corto de la losa debe estar lo más pegado posible a las superficies exteriores, siempre dentro de los límites aceptables. En cuanto a la losa terminada desde ya se pueden ver una serie de aspectos negativos, entre éstos: 1. la losa no tiene el espesor para el que fue diseñado debido a que el nivel de la tarima quedó un poco arriba y no se utilizaron arrastres en la fundición, además posiblemente la losa sufrió un efecto de contracción excesiva debido a un curado tardío; 2. el refuerzo principal está mal colocado debido a que se le dió mayor importancia a las barras en el otro sentido.

Las consecuencias son las siguientes: se redujo considerablemente la resistencia a flexión de la losa y se podría tener un problema de deflexión excesiva debido a la disminución del espesor de la losa.

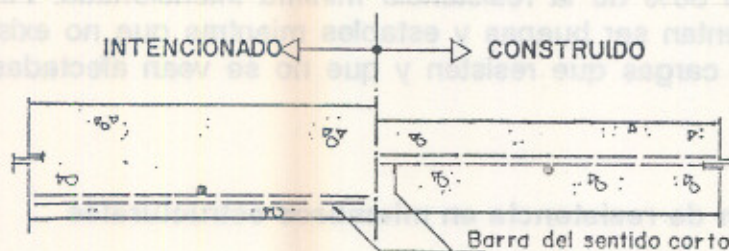


Figura 4-28. Reducción de resistencia en una losa unidireccional

4.6.1.2. Reducción de resistencia en vigas

Para la descripción del problema, vea la Figura 4-29, donde 2 vigas de la misma sección se intersectan sobre una columna. Nuevamente una planificación incompleta y una supervisión descuidada son los responsables de la construcción defectuosa de las vigas. Se hacen las siguientes observaciones: debido a que el constructor no anticipó el choque de varillas entre las vigas, los estribos fueron hechos del mismo

tamaño y las barras de las vigas se doblaron al aproximarse a la junta o bien como en este caso el constructor se vió obligado a bajar el nivel de las barras del lecho superior de una de las vigas. Si se asume que las barras del lecho superior de la viga principal fueron cambiadas de posición, la resistencia para el momento negativo en el apoyo se redujo muy seriamente.

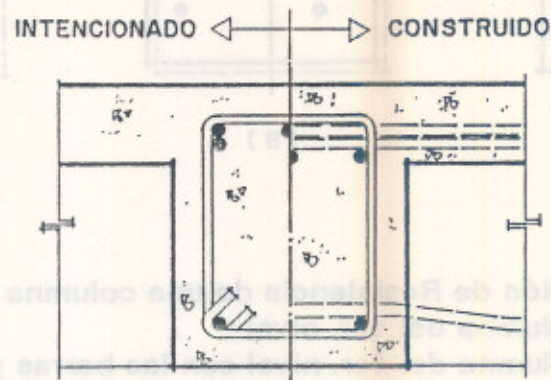


Figura 4-29. Reducción de resistencia en vigas

Fuente: Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings, Volume III, p. 849.

4.6.1.3. Reducción de resistencia en columnas

Las columnas son elementos estructurales bastante más complicados y de suma importancia ya que su construcción defectuosa puede provocar el colapso parcial o total de un edificio. A continuación se presenta una de las muchas situaciones que normalmente pueden suceder en la construcción de columnas en un edificio. Asumamos que la columna (Figura 4-30.a.) fue perfectamente construida en el primer nivel pero al fundirla la caja o jaula formada por su armado fue movido de su lugar debido a que no se sujetó adecuadamente desviando sus extremos de su verdadera posición como en la Figura 4-30.b., además, se observa que la sección de columna no está colocada en la posición exacta de los ejes. Una vez fundido el entrepiso la colocación del armado de la columna del segundo nivel quedará colocado con cierta excentricidad con respecto a la del primer nivel, pudiendo por respetar los recubrimientos, quedar desfasada de su eje vertical como lo presenta la Figura 4-30.c. Además, habría que agregar que las columnas se funden con distintas mezclas sean o no premezcladas, las cuales también afectan la resistencia de una columna.

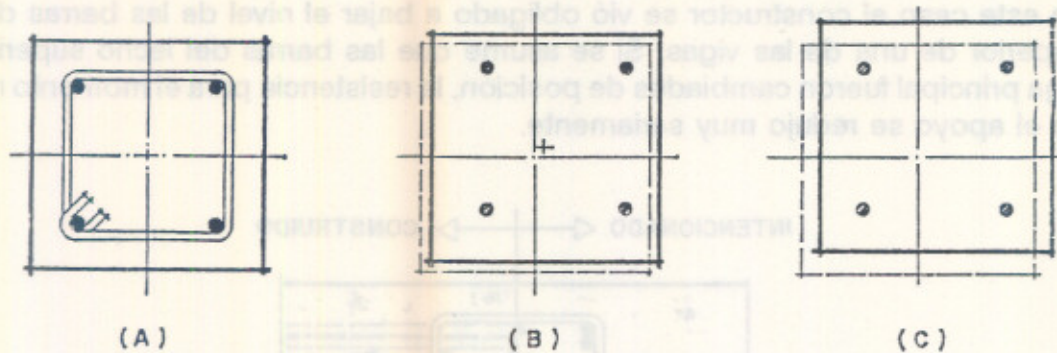


Figura 4-30. Reducción de Resistencia de una columna

- a) Columna del 1er. nivel
- b) Columna del 1er. nivel con las barras y cajón desviados
- c) Columna desfasada del 2do. nivel

4.6.2. Consideraciones en la práctica del detallado de miembros estructurales

El arte de detallar los miembros estructurales tienen como objetivo fundamental evitar la reducción de resistencia de los miembros estructurales así como minimizar las posibles interferencias de sus armados en el proceso de construcción. A continuación se dan algunas recomendaciones en cuanto a los detalles constructivos de los miembros de una estructura para su comportamiento satisfactorio.

4.6.2.1. Interferencias de las barras en las juntas

Es muy común que las vigas se dispongan ortogonalmente en un edificio y que se intersecten a la misma altura a través de la columna. En algunas ocasiones el ancho de las vigas es igual al ancho de las columnas como lo muestra la Figura 4-31. Si se dejan los mismos recubrimientos para las barras de las vigas y columnas, se provocarán interferencias entre las mismas (las barras chocan entre sí) y la solución que se muestra en la misma figura 4-31, sea la probablemente adoptada por el constructor. Esta solución es inadecuada porque la tensión originada en las barras de la viga tenderán a sacar a las barras de la columna hacia los lados.

Para evitar las interferencias con las barras de las columnas, lo más deseable y conveniente es que los anchos o lados de las secciones de las columnas sean más anchos que las bases de las vigas como en la Figura 4-32. La figura 4-33 muestra una solución pobre del detallado de refuerzo.

Las interferencias entre las barras de vigas ortogonales puede ser resuelta fácilmente mediante la utilización de alturas distintas en las secciones de las mismas, como en la Figura 4-34. Para el caso de vigas con la misma altura, la solución de la Figura 4-35 parece apropiada, pero una mejor solución se muestra en la Figura 4-36 con estribos de distintas alturas; la anterior (Figura 4-35), al agregarle bastones a cualquiera de los lechos y sin una inspección adecuada, podría guiar al constructor a los mismos resultados inadecuados de la Figura 4-31.

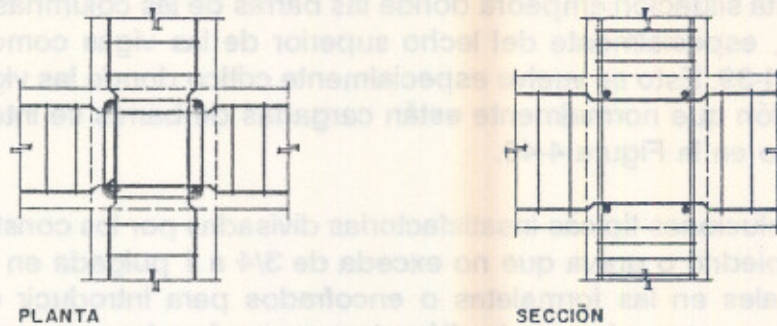
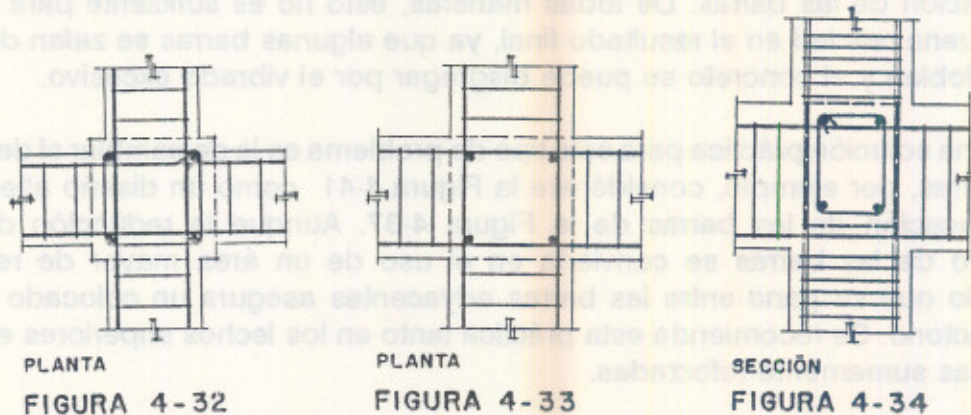
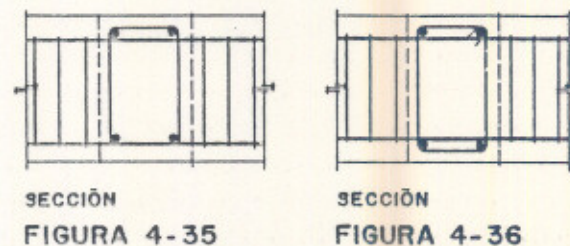


FIGURA 4-31

PLANTA
FIGURA 4-32PLANTA
FIGURA 4-33SECCIÓN
FIGURA 4-34SECCIÓN
FIGURA 4-35SECCIÓN
FIGURA 4-36

Figuras: 4-31, 4-32, 4-33, 4-34, 4-35 y 4-36.

Interferencia de las barras en las juntas.

Fuente: Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings, Volume III.
p. 313.

4.6.2.2. Interferencia de las barras con el colocado y vibrado del concreto

Los reglamentos o códigos de concreto reforzado prescriben distancias mínimas entre barras adyacentes y recubrimientos mínimos para las mismas en las secciones de miembros estructurales. Resulta que aunque estas distancias se respeten, las barras aún interfieren en el colocado y vibrado del concreto, como se muestra en la Figura 4-37. Esta situación empeora donde las barras de las columnas se intersectan con las barras, especialmente del lecho superior de las vigas como muestran las Figuras 4-38 y 4-39. Esto se vuelve especialmente crítico donde las vigas conectoras en la cimentación que normalmente están cargadas de barras se intersectan en las columnas como en la Figura 4-40.

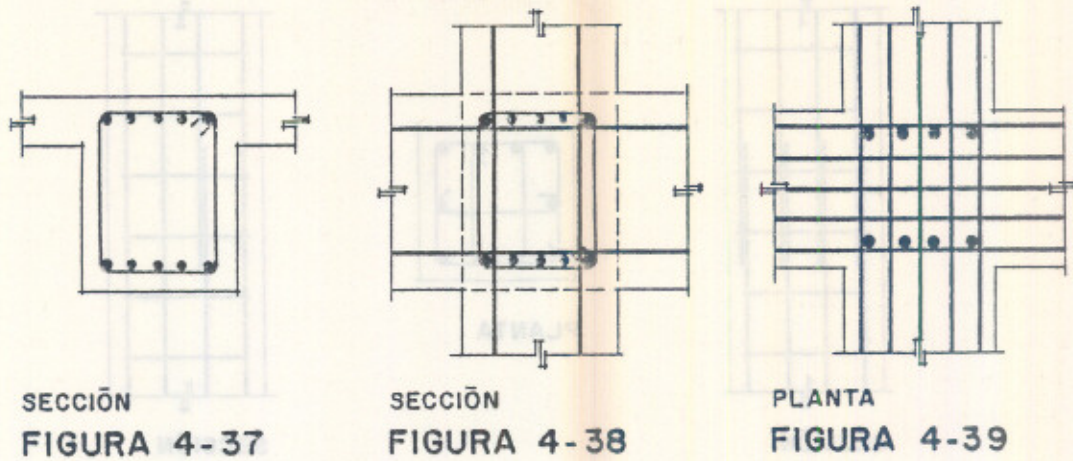
Algunas soluciones típicas insatisfactorias divisadas por los constructores, entre éstas: utilizan piedrín o grava que no exceda de 3/4 a 1 pulgada en tamaño; dejan aberturas laterales en las formaletas o encofrados para introducir el concreto; y, utilizan vibradores con cabezas de diámetros pequeños (que no son los estándar para vibrar) con el problema que de todos modos los introducen a fuerza entre la separación de las barras. De todas maneras, esto no es suficiente para garantizar una buena calidad en el resultado final, ya que algunas barras se zafan de su lugar o se doblan y el concreto se puede disgregar por el vibrado excesivo.

Una solución práctica para este tipo de problema es la de cambiar el detallado de las barras, por ejemplo, considérese la Figura 4-41 como un diseño alternativo de la colocación de las barras de la Figura 4-37. Aunque la reducción del peralte efectivo de las barras se convierta en el uso de un área mayor de refuerzo, el espacio que se gana entre las barras adyacentes asegura un colocado y vibrado satisfactorio. Se recomienda esta práctica tanto en los lechos superiores e inferiores de vigas sumamente reforzadas.

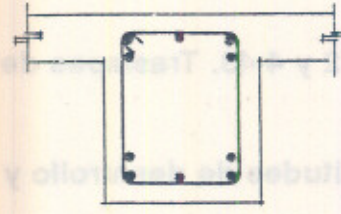


Figuras: 4-37, 4-38, 4-39, 4-40, 4-41, 4-42, 4-43, 4-44, 4-45 y 4-46.
Interferencia de las barras en las juntas.

Fuente: Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings, Volume III, p. 313.



SECCIÓN
FIGURA 4-40



SECCIÓN
FIGURA 4-41

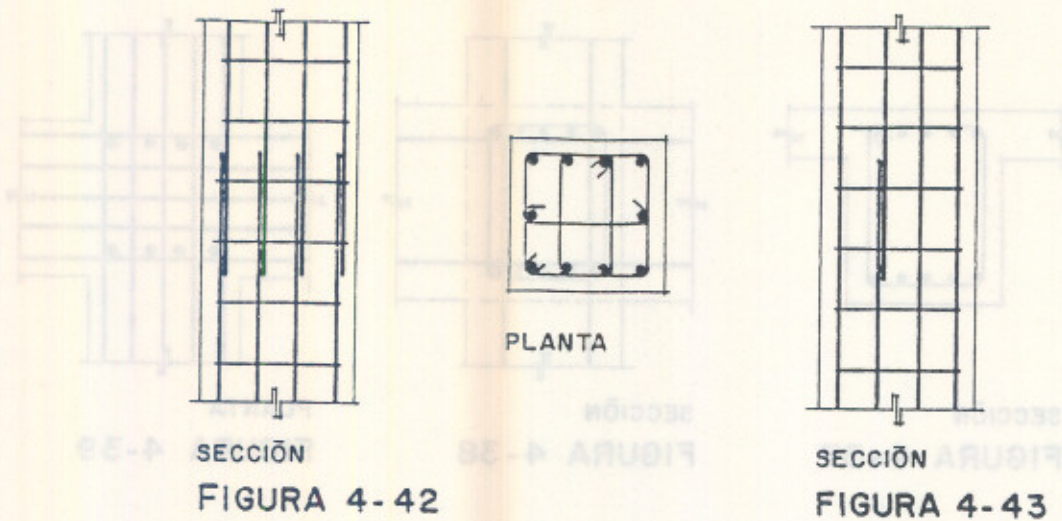
Figuras 4-37, 4-38, 4-39 4-40 y 4-41. Interferencia de las barras con el colocado y vibrado del concreto.

Fuente: Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings, Volume III. p. 314.

4.6.2.3. Detalles insatisfactorios de ocurrencia frecuente

1. Traslapes de las barras en columnas

No más del 25% de las barras verticales se deben traslapar en la misma altura o sección transversal de una columna. Su comportamiento insatisfactorio durante el momento de un sismo severo ha demostrado lo recomendable que es esta práctica. La Figura 4-42 muestra la decisión del constructor si no se le proporcionan los detalles apropiados; y la Figura 4-43 muestra la solución correcta.



Figuras 4-42 y 4-43. Traslapes de las barras en columnas.

2. Longitudes de desarrollo y traslapes

Los reglamentos de concreto reforzado son bastante claros en cuanto a longitudes de desarrollo, anclaje y traslapes de las barras de los miembros estructurales. Hasta el día de hoy es inconcebible por qué los constructores no obedecen normas tan sencillas como éstas, pueden haber dos razones: 1. no comprenden la importancia de estas longitudes mínimas recomendables, y 2. les representa supuestamente un ahorro de material. La única manera de evitar esta práctica inadecuada parece ser mediante una supervisión minuciosa.

3. Curvas en los ganchos y estribos

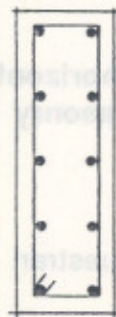
Nuevamente los reglamentos son muy específicos en cuanto a los diámetros de los dobleces de las barras para las curvas de eslabones, ganchos, estribos o cualquier tipo de anclaje. Generalmente, los constructores hacen estas curvas demasiado cerradas, evitando una buena adherencia entre el concreto y acero propagando pequeñas fisuras en las barras dobladas, con perjuicios al comportamiento global de la estructura. Esto se puede evitar mediante detalles y especificaciones en la planificación y con indicaciones anticipadas a la hechura de los mismos.

4. Traslapes de las barras en vigas

En la mayoría de casos, igual que las columnas, los planos estructurales no indican la localización de los traslapes de las barras en vigas. La práctica frecuente de los constructores, es la de localizar los traslapes en cualquier punto de la viga, según la longitud que tengan las barras. A continuación se dan los siguientes lineamientos: a) debe ser el diseñador quien indique en los planos y si es posible en obra, la mejor localización de los traslapes; b) si es posible, las barras del lecho inferior deben traslaparse sobre las columnas en las juntas y las barras del lecho superior a la mitad del claro que cubre la viga; c) no más de una cuarta parte del refuerzo se debe traslapar en la misma sección de la viga; d) las varillas no deben traslaparse en o cerca de los puntos de inflexión de la viga o en zonas donde se requieran rotaciones inelásticas importantes.

5. Estribos en vigas de gran peralte

Debido al dibujo descuidado o negligente de los detalles constructivos, se ha encontrado que los estribos y las barras intermedias longitudinales en vigas de gran peralte a veces se especifican o dibujan como refuerzos para muros; el resultado y la falta de inspección se pueden ver en la Figura 4-44 y el detalle apropiado de los estribos se puede ver en la Figura 4-45.



SECCIÓN

FIGURA 4-44



SECCIÓN

FIGURA 4-45

Figuras 4-44 y 4-45. Estribos en vigas de gran peralte.

Fuente: Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings, Volume III p. 316.

5. Terminaciones del refuerzo horizontal en muros

Si no se hacen detalles específicos para las terminaciones del refuerzo horizontal en muros, los detalles que se muestran en la Figura 4-46 podrán ser las soluciones por los constructores donde las barras fueron abruptamente cortadas. Los detalles correctos en la Figura 4-47 debieron incluirse en los planos constructivos de los muros.

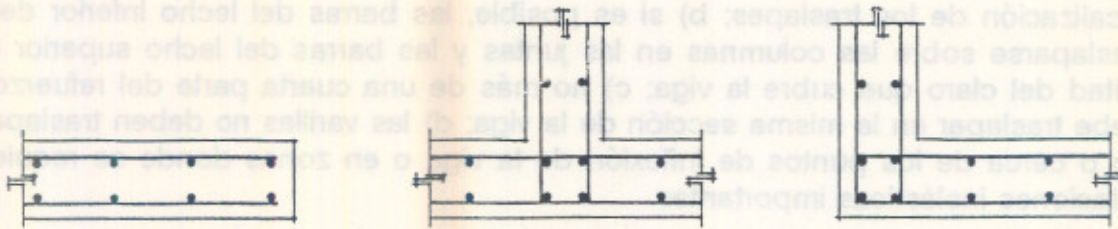


FIGURA 4-46

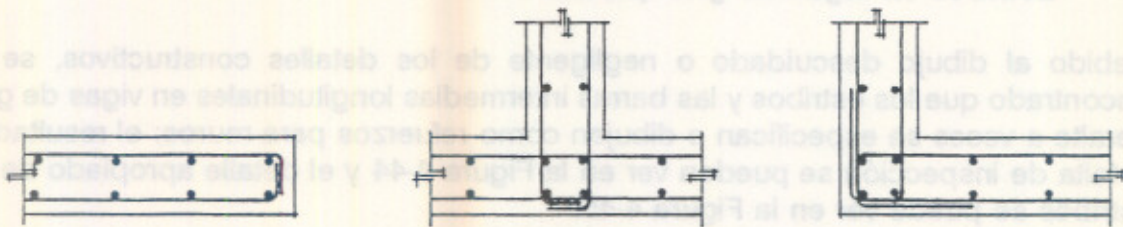


FIGURA 4-47

Figuras 4-46 y 4-47. Terminaciones del refuerzo horizontal en muros.

Fuente: *Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings*,
Volume III. p. 316.

Los mismos detalles constructivos que se muestran en la Figura 4-47 son aplicables a las soleras en muros de mampostería.

6. Protección del refuerzo ante la corrosión

Los ejemplos que se muestran en la Figura 4-48, son una práctica incorrecta en la construcción del colocado del refuerzo en las cimentaciones. Como puede observarse, el colocar el refuerzo directamente sobre la sub-base de concreto pobre y la utilización de pedazos de acero y madera como alzas permiten la propagación de óxido en el refuerzo principal de las cimentaciones. Es necesario recalcar también que el recubrimiento mínimo para el refuerzo principal en las cimentaciones, según los códigos, debe ser de 3 pulgadas.

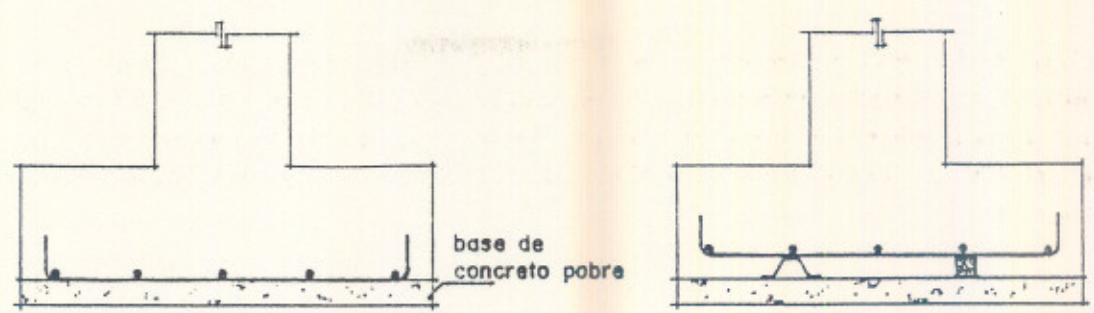


FIGURA 4-48

Figura 4-48. Detalles inadecuados para la protección del refuerzo en cimentaciones.

5.1 Selección del Análisis Sísmico

Como se explicó anteriormente, una estructura responde de manera vibratoria ante los movimientos del terreno durante un sismo. Existen fundamentalmente tres métodos para el análisis sísmico de los sistemas estructurales, siendo éstos: 1) una aproximación estática mediante el procedimiento de la fuerza lateral equivalente; 2) el procedimiento del análisis modal del espectro de respuesta; y 3) el procedimiento de análisis modal de historia en el tiempo; siendo los dos últimos de carácter dinámico, tanto en el rango elástico como inelástico.

Para el diseño de sistemas estructurales de mediano tamaño, como el caso de edificios bajos, se utiliza generalmente el procedimiento de la fuerza lateral equivalente; numerosos reglamentos y códigos de construcción definen y recomiendan la utilización de este procedimiento ya que su aplicación es bastante sencilla y se ha comprobado que estructuras diseñadas bajo dicho procedimiento han sobrevivido sismos intensos.

Sin embargo, es importante señalar que el procedimiento de la fuerza lateral equivalente tiene ciertas limitaciones y su aplicación también depende de factores como la configuración, el tamaño, la importancia y otras características del edificio que afectan al sistema estructural. Finalmente, un análisis dinámico del comportamiento de un sistema estructural ante la acción de un sismo, en definitiva

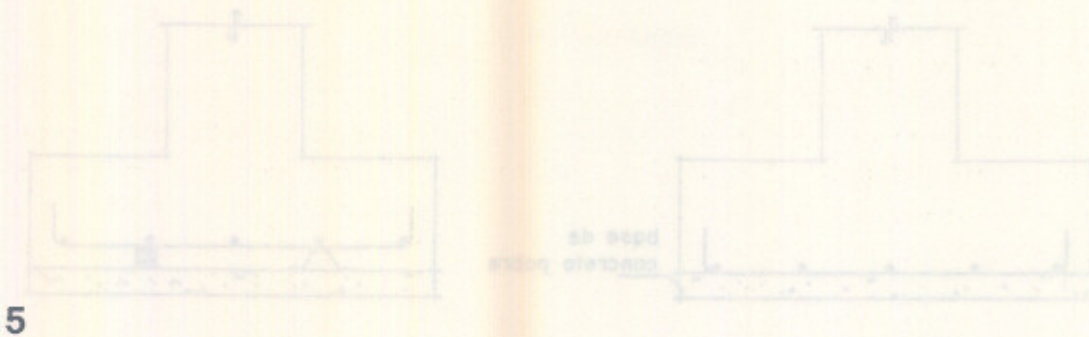


FIGURA 4-48

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON MARCOS DÚCTILES

5.1 Selección del Análisis Sísmico

Como se explicó anteriormente, una estructura responde de manera vibratoria ante los movimientos del terreno durante un sismo. Existen fundamentalmente tres métodos para el análisis sísmico de los sistemas estructurales, siendo éstos: 1) una aproximación estática mediante el procedimiento de la fuerza lateral equivalente; 2) el procedimiento del análisis modal del espectro de respuesta, y; 3) el procedimiento de análisis modal de historia en el tiempo; siendo los dos últimos de carácter dinámico, tanto en el rango elástico como inelástico.

Para el diseño de sistemas estructurales de mediano tamaño, como el caso de edificios bajos, se utiliza generalmente el procedimiento de la fuerza lateral equivalente. Numerosos reglamentos y códigos de construcción definen y recomiendan la utilización de este procedimiento ya que su aplicación es bastante sencillo y se ha comprobado que estructuras diseñadas bajo dicho procedimiento han sobrevivido sismos intensos.

Sin embargo, es importante aclarar que el procedimiento de la fuerza lateral equivalente tiene ciertas limitaciones y su aplicación también depende de factores como la configuración, el tamaño, la importancia y otras características del edificio que afecten al sistema estructural. Finalmente, un análisis dinámico del comportamiento de un sistema estructural ante la acción de un sismo, en definitiva

es más confiable y posiblemente la construcción del edificio sea más económico.

5.2 Edificios con pisos rígidos en planta

En muchos casos es práctica frecuente suponer que un edificio está formado por marcos y/o muros ligados entre sí por sistemas de piso que se consideran indeformables en su plano, o sea que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos en planta. Esto se hace con el objeto de reducir el trabajo analítico en términos de solamente los grados de libertad lateral en cada dirección ortogonal.

La hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos es inadmisibles en algunos edificios; como en aquéllos cuya longitud en planta es varias veces su ancho, y cuya rigidez ante cargas laterales no está distribuida de una manera sensiblemente uniforme en todo su largo y alto. También es el caso de edificios de losas precoladas y de los que poseen elementos verticales resistentes a cargas laterales cuya rigidez sea comparable con las de las losas. Dicha rigidez de piso también puede verse limitada cuando en un edificio existan marcos que no forman entre sí ángulos rectos, dando como resultado la pérdida de compatibilidad entre los giros de las vigas que llegan a la intersección de los marcos, la cual es importante si el ángulo entre los marcos es muy agudo en planta.

5.3 Procedimiento de la fuerza lateral equivalente

El procedimiento de análisis sísmico estático equivalente que a continuación se describe, se basa principalmente en las regulaciones del UBC 1,985 y de algunas otras consideraciones de las referencias que se indican en la bibliografía.

En este procedimiento, los códigos utilizan cargas de diseño estáticas para determinar la resistencia de estructura necesaria para soportar las cargas dinámicas inducidas por el sismo, tratando de simular con ello el perfil de deflexiones del primer modo de vibración de la estructura. El criterio para el nivel de las cargas se basa en la filosofía sismorresistente que durante la vida útil del edificio, éste debe resistir sismos menores sin daño, sismos moderados sin daño estructural pero con cierto daño no estructural y sismos importantes sin colapso pero con cierto daño estructural y no estructural. Por lo tanto, el objetivo último es evitar la pérdida de seres humanos, evitar hasta cierto grado la pérdida total de sus bienes económicos, pudiendo en el peor de los casos resultar el edificio con daños irreparables, siendo éste en sí, una pérdida económica total.

5.3.1. Cortante sísmico en la base (V)

Toda estructura debe ser diseñada y construida para resistir una fuerza lateral total mínima que actúa en la base de la estructura. Se asume que el cortante sísmico actúa separadamente en la dirección de cada eje principal de la estructura según la siguiente fórmula:

$$V = C_s \cdot W \quad (5-1)$$

donde:

- V = al cortante sísmico en la base
- C_s = al coeficiente sísmico de diseño
- W = a la carga total muerta del edificio, incluyendo el peso de particiones, equipo permanente o cualquier elemento estructural y no estructural. Para edificios donde la ocupación sea para almacenes y bodegas, W debe ser igual a la carga total muerta más el 25% de la carga viva de piso.

El cortante sísmico último o factorizado en la base de la estructura se define como:

$$V_u = 1.40 C_s \cdot W \quad (5-1a)$$

5.3.2. Estimación del período fundamental del edificio (T)

El período fundamental de vibración de una estructura en segundos considerada en dirección paralela a las fuerzas aplicadas se puede determinar según la fórmula

$$T = \frac{0.05H_n}{\sqrt{D}} \quad (5-2)$$

donde:

- T = período fundamental de vibración en segundos
- H_n = altura total de edificio en pies
- D = dimensión del edificio en pies, en dirección paralela a las fuerzas aplicadas

Para edificios en los cuales el sistema estructural para resistir la carga lateral consiste de marcos espaciales dúctiles resistentes a momentos capaces de resistir

el 100% de la fuerza lateral requerida, el cual no tiene anexados otros elementos más rígidos que tendieran a impedir que el marco resistiera las fuerzas laterales, T puede ser determinado por:

$$T = 0.10 N$$

donde:

N = número de pisos del edificio

5.3.2.1. Coeficiente de diseño sísmico (C_s)

El coeficiente de diseño sísmico se define como el producto de varios factores según la siguiente fórmula:

$$C_s = ZIKCS \quad (5-3)$$

donde:

Z = a un coeficiente numérico cuyo valor depende de la localización de la estructura en un mapa de riesgo sísmico de cada país. Guatemala aún carece de un mapa de riesgo sísmico con la suficiente sustentación científica histórica para que se tome como una referencia valedera. El valor de Z varía entre 0 y 1, y para zonas de alta sismicidad $Z = 1$.

I = a un factor de importancia de ocupación o del uso que tenga un edificio. $I = 1.50$ para edificios de uso esencial, como: hospitales, estaciones de bomberos, etc.; $I = 1.25$ para edificios cuya actividad primaria reúna a más de 300 personas en un sólo ambiente, y; para el resto de edificios $I = 1$.

K = a un factor que depende de la forma de estructurar el edificio cuyo valor en edificios varía entre 0.67 y 1.33. El valor de K depende del tipo de sistema estructural empleado para el edificio y refleja la capacidad de absorción de energía de la estructura, así como sus características de amortiguamiento. Para marcos dúctiles resistentes a momentos que tengan la capacidad de resistir la fuerza lateral total, $K = 0.67$.

C = a un factor relacionado a la rigidez del sistema estructural que se determina según la fórmula:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad (5-4)$$

donde T es igual al período fundamental del edificio y el valor de C no debe exceder de 0.12.

$S =$ a un factor que toma en cuenta la resonancia entre el período de vibración del suelo (T_s) y el edificio. Su valor varía entre 1 y 1.5, y cuando el período de vibración del suelo no es establecido adecuadamente se debe tomar a $S = 1.50$.

Finalmente, el producto de los factores C y S no debe de exceder de 0.14.

Una inspección a la ligera de este procedimiento muestra que es altamente arbitrario. El coeficiente K representa una expresión a base de un juicio semiempírico. El coeficiente C pretende incluir una aproximación dinámica, pero que en efecto es un espectro de respuesta, que vagamente semeja los de unos cuantos sismos de movimiento fuerte, y da valores bastante más bajos que los sismos moderadamente fuertes registrados.

5.4 Distribución lateral del cortante en la base

El cortante sísmico en la base del edificio (V) debe ser distribuido en los niveles de toda la altura del sistema estructural. Debido a que se reconoce el efecto de chicotazo en edificios esbeltos, se recomienda colocar una parte del cortante sísmico (V), como una fuerza concentrada adicional (F_t) en el tope del edificio; donde $F_t = 0.07TV$ pero donde F_t nunca será mayor que $0.25V$ y debe ser considerada igual a cero donde el período fundamental de vibración (T) sea menor o igual a 0.70 segundos. El resto del cortante sísmico debe ser distribuido a toda la altura del edificio incluyendo el último nivel, de acuerdo a la fórmula:

$$F_x = \frac{(V-F_t) W_x H_x}{\sum W_x H_x} \quad (5-5)$$

donde:

F_x = la fuerza aplicada en el nivel x

W_x = el peso del nivel x

H_x = la altura del nivel x , a partir de la base del edificio

F_t = fuerza adicional para efectos de chicotazo

$\sum W_x H_x$ = la sumatoria de los productos de W_x y H_x

La distribución de fuerzas laterales mediante la ecuación (5-5) es aplicable a edificios con sistemas estructurales de formas regulares. La distribución de fuerzas laterales en estructuras de formas bastante irregulares, con diferencias grandes en su resistencia lateral o rigidez entre niveles adyacentes, o cualquier otra característica inusual, deben ser determinadas considerando las características dinámicas de la estructura.

5.5. Momento de Volteo

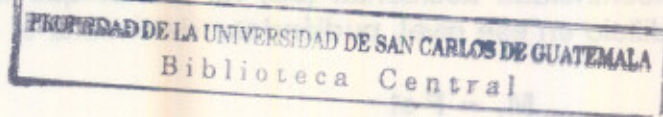
Edificios bajos con estructuras más rígidas se han inclinado en su base debido a que en algunas ocasiones los efectos de volteo se subestiman o simplemente no se analizan. El momento de volteo se crea en los edificios debido a la aplicación de las fuerzas laterales en los mismos debido a los sismos, produciendo esfuerzos longitudinales adicionales en las columnas o muros, así como fuerzas adicionales hacia arriba o hacia abajo en la cimentación.

El momento de volteo en un nivel determinado puede calcularse como el producto de la fuerza lateral sísmica aplicada y la distancia vertical donde actúa esa misma fuerza en el nivel considerado, sumado para todos los pisos arriba del mismo. El procedimiento descrito se basa en que el edificio es un voladizo vertical o cantilever empotrado en el suelo cargado con las fuerzas laterales sísmicas como cortantes, que actúan simultáneamente en la misma dirección. Dicho procedimiento aunque no sea enteramente correcto, produce resultados bastante razonables para la mayoría de edificios de baja y mediana altura.⁵

Las cargas axiales en las columnas de una estructura debido al momento de volteo se pueden obtener mediante la sumatoria de los cortantes en las vigas del análisis lateral sísmico del edificio, sin que necesariamente se calculen los momentos de volteo en los niveles del edificio.

5.6 Torsión

La torsión es simplemente la rotación o retorcimiento que puede sufrir un edificio en su eje vertical debido a cargas laterales de viento o sismo, como lo muestra la Figura 5-1.



5

BLUME, NEWMARK Y CORNING. "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions", p. 62, PCA (1961).

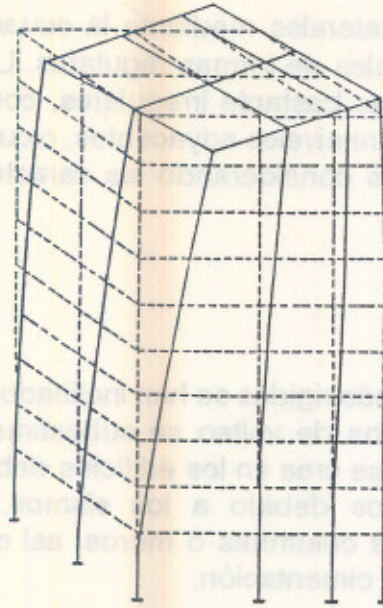


Figura 5-1. Efecto de torsión en un edificio

Se asume normalmente que la torsión ocurre cuando el centro de rigidez o de rotación (cr) de los elementos resistentes verticales en un nivel determinado, no coincide con el centro de masa o centro de gravedad (cm) del mismo. A la distancia entre estos dos centros se le conoce como una excentricidad real (er) y su producto con la fuerza lateral en ese nivel produce un momento torsional, que adicionalmente debe ser resistido con la fuerza lateral. Además, estos mismos elementos verticales resistentes a corte deben ser capaces de resistir un momento de torsión adicional que se asume equivalente al cortante sísmico del nivel actuando con una excentricidad accidental (ea) no menor que el 5% de la dimensión máxima del edificio en ese nivel, pudiéndose determinar al momento de torsión (M_T) como:

$$M_T = F et \quad (5-6)$$

donde:

- M_T = momento de torsión
- F = fuerza o cortante lateral sísmico del nivel
- et = excentricidad total, que es la suma de la excentricidad real (er) más la excentricidad accidental (ea), o sea que $et = er + ea$.

Por último, los cortes torsionales negativos debidos al momento de torsión deben ser despreciados. Los efectos de la torsión se tratan de ejemplificar en la Figura 5-2. Los cortes que producen los momentos de torsión a los elementos verticales resistentes, varían según las distintas posibles posiciones del centro de masa en el nivel; donde la Figura 5-2 muestra sólo una de las posiciones del centro de masa en la planta del edificio.

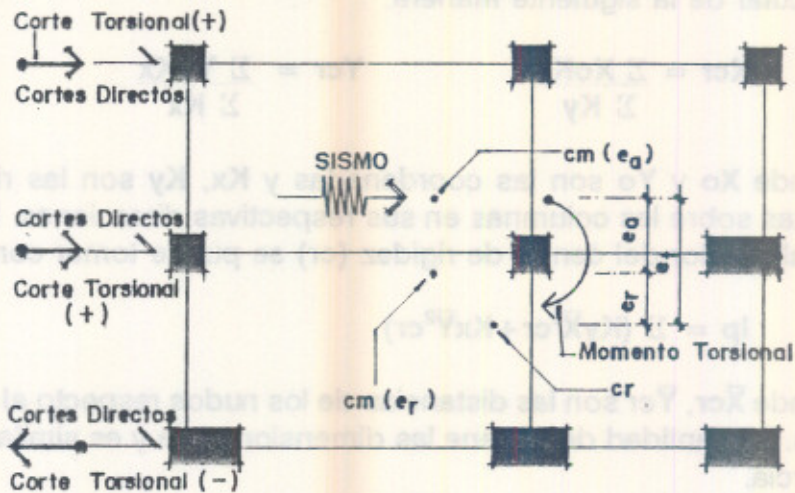


Figura 5-2. Efectos de torsión en un nivel

A continuación se presenta uno de los procedimientos para el cálculo de los cortes torsionales en un edificio. Como ejemplo, considere la planta de la Figura 5-3 donde todos los pisos del edificio se asumen completamente rígidos.⁶

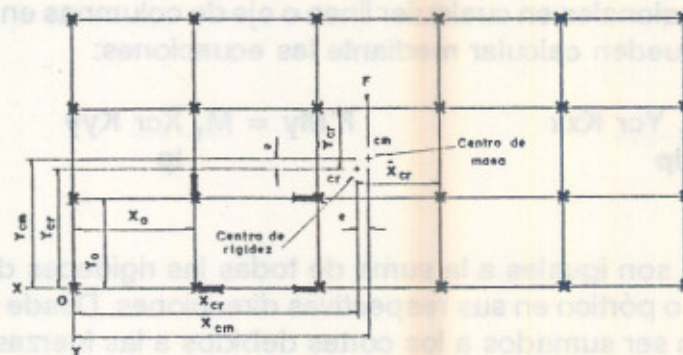


Figura 5-3. Planta para el análisis de torsión

Fuente: Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions. p. 72.

6

BLUME, NEWMARK Y CORNING. *Ibid.* pp. 72, 73.

En el nivel particular que se muestra, el piso de arriba rota alrededor de un eje aún no determinado (centro de rigidez), con respecto al piso de abajo. Entonces el centro de rotación o rigidez (**cr**) puede determinarse asumiendo un origen en el punto 0, que puede escogerse arbitrariamente y que no se encuentre necesariamente en la esquina del edificio. Las coordenadas X_{cr} y Y_{cr} del centro de rotación se pueden calcular de la siguiente manera:

$$X_{cr} = \frac{\sum X_o K_y}{\sum K_y} \qquad Y_{cr} = \frac{\sum Y_o K_x}{\sum K_x} \qquad (5-7)$$

donde X_o y Y_o son las coordenadas y K_x , K_y son las rigideces de los nudos o juntas sobre las columnas en sus respectivas direcciones. La rigidez rotacional total I_p alrededor del centro de rigidez (**cr**) se puede tomar como:

$$I_p = \sum (K_y \bar{X}_{cr}^2 + K_x \bar{Y}_{cr}^2) \qquad (5-8)$$

donde \bar{X}_{cr} , \bar{Y}_{cr} son las distancias de los nudos respecto al nuevo origen en el punto (**cr**). La cantidad de I_p tiene las dimensiones de y es similar a un momento polar de inercia.

Si el momento torsional (M_T) es conocido, los cortes torsionales F'_x y F'_y en cada nudo o columna se pueden calcular como:

$$F'_x = \frac{M_T \bar{Y}_{cr} K_x}{I_p} \qquad F'_y = \frac{M_T \bar{X}_{cr} K_y}{I_p} \qquad (5-9)$$

Los cortes torsionales en cualquier línea o eje de columnas en un pórtico o marco $F'M_x$ ó $F'M_y$ se pueden calcular mediante las ecuaciones:

$$F'M_x = \frac{M_T \bar{Y}_{cr} K_{xx}}{I_p} \qquad F'M_y = \frac{M_T \bar{X}_{cr} K_{yy}}{I_p} \qquad (5-10)$$

donde K_{xx} y K_{yy} son iguales a la suma de todas las rigideces de los nudos en los ejes de un marco o pórtico en sus respectivas direcciones. Desde luego, estos cortes torsionales deben ser sumados a los cortes debidos a las fuerzas o cargas laterales sísmicas. Cuando los cortes torsionales actúan en dirección opuesta a los cortes directos, el mayor cortante debe ser utilizado para el diseño sin reducción.

En las computaciones de este procedimiento, el resultado es muy exacto si los pisos son infinitamente rígidos; pero cuando los pisos se deforman substancialmente permitiendo rotaciones distintas de los extremos de las columnas, únicamente se puede obtener una solución aproximada al problema.

5.7 Separaciones entre edificios y limitación de la deflexión lateral

Los edificios se ladean, sacuden o menean de un lado a otro durante un sismo provocando posibles choques entre estructuras colindantes, así como daños a los elementos no estructurales de un edificio; debiéndose dejar, por lo tanto, separaciones adecuadas entre los mismos.

El control de la deflexión lateral o drift de un nivel relativo a su nivel adyacente trata con el problema de restringir el daño a los componentes no estructurales de un edificio, así como, trata de proteger contra el incómodo del movimiento del edificio, principalmente ante las cargas de viento. Los códigos recomiendan que la deflexión lateral permisible de un nivel, no exceda de 0.005 veces la altura de ese nivel con respecto al otro adyacente. Valores mayores de deflexión lateral son permitidos si se hacen las provisiones adecuadas en la conexión de los elementos no estructurales para prevenir el daño de éstos.

Para edificios con sistemas estructurales con marcos resistentes a momentos, los códigos estipulan que las deflexiones laterales se calculen en base a las fuerzas horizontales aplicadas a los niveles de la estructura, que se encuentran regidas por las siguientes expresiones:

donde para marcos dúctiles resistentes a momentos que deben resistir el 100% de las fuerzas laterales, la deflexión lateral (Δ) está limitada por:

$$\Delta \leq 0.005 KH \text{ para } K < 1.0 \quad (5-11)$$

por lo tanto:

$$\Delta \leq 0.005 \cdot 0.67 \cdot H \text{ para } k = 0.67 < 1.0$$

$$\Delta \leq 0.0034 \cdot H$$

Este límite permisible no pretende limitar la ductilidad de las estructuras, sino más bien trata de unificar los requerimientos de rigidez para todos los tipos de estructuras.

5.8 Requisitos para el dimensionamiento y detalle de estructuras

Los requisitos de estructuración, dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, es uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos, ya que dichos elementos deben ser capaces de desarrollar el grado de ductilidad necesario para que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al

colapso.

Las recomendaciones que a continuación se presentan se basan en las referencias indicadas en la bibliografía cuyo objetivo fundamental es el de lograr el buen comportamiento de la estructura en su conjunto en cuanto a la resistencia y ductilidad de los elementos estructurales que la conforman.

5.8.1. Limitaciones en la resistencia de los materiales

Para el diseño sismorresistente de las estructuras el reglamento del ACI 318-83 requiere que el concreto tenga una resistencia mínima a la compresión $f'c = 3000$ lbs./pulg.², y una resistencia máxima a la cedencia del refuerzo de $Fy = 60,000$ lbs./pulg.² con el objeto de asegurar el comportamiento dúctil de los miembros estructurales.

5.8.2. Requisitos para vigas

Los requisitos que se describen a continuación, son aplicables a elementos que trabajan esencialmente a flexión, que incluyen vigas y columnas con cargas axiales bajas, que no excedan de $0.10Ag/f'c$, en que Ag es el área de la sección bruta del miembro.

5.8.2.1. Lineamientos para la geometría de vigas

Los lineamientos que se ilustran en la Figura 5-4 tratan de evitar a nivel preliminar, que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas como el poco peralte de la viga según el claro a cubrirse y de pandeo lateral por la esbeltez excesiva del alma de la misma.

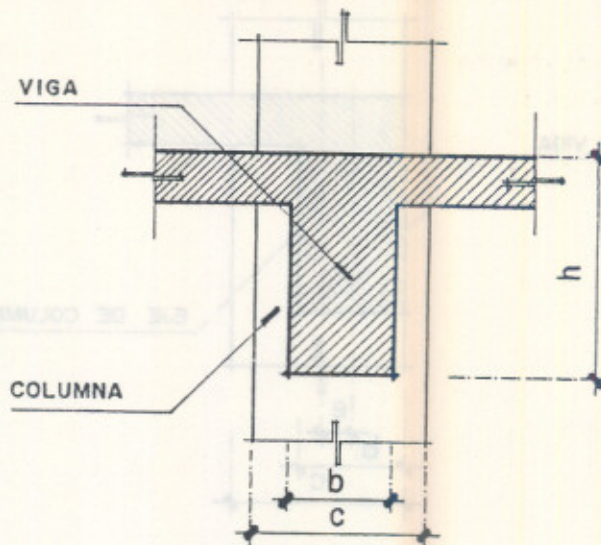


Figura 5-4. Lineamientos para predimensionar vigas

$$\begin{array}{lll} h/b \leq 3 & b \geq 20 \text{ cm} & L > 4d \\ L/b \leq 25 & b \leq c & b/h \geq 0.30 \\ L/h \geq 15 & & \end{array}$$

L = longitud del claro libre de la viga

d = peralte efectivo de la viga

Por otra parte, también se pretende asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna puedan realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión, debiéndose evitar excentricidades entre los ejes de vigas y columnas. Cuando la excentricidad entre viga y columna sea inevitable, la Figura 5-5 limita la excentricidad (e) que puede tener la viga con respecto a la columna y se prohíbe que la base de la viga sea superior al lado de la columna en que se empotra.

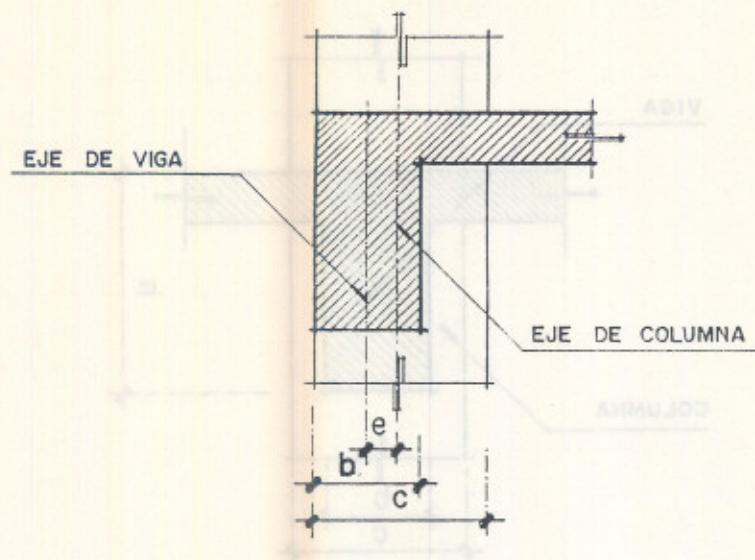


Figura 5-5. Viga excéntrica respecto a la columna

$$b < c$$

e: se encuentra limitada por c

Es común al momento de predimensionar los elementos que conforman una estructura, suponer el tamaño de las secciones, para luego rectificarlas según el análisis estructural preliminar de la estructura. Una estimación más acertada de las secciones de vigas rectangulares se puede obtener utilizando un porcentaje para deflexiones **P.deflex.**, la cual como su nombre lo indica, limita las deflexiones en una viga. El porcentaje para deflexiones viene a ser:

$$\text{P.deflex.} = 0.18 \frac{f'c(\text{ksi})}{fy(\text{ksi})} \quad (5-12)$$

donde las secciones de vigas se pueden estimar mediante la fórmula:

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi \text{deflex } fy [1 - \text{P.deflex } fy]} \quad (5-13)$$

$$1.70 f'c$$

donde **Mu** se expresa en kip*pulg, **fy** y **f'c** se expresan en kip/pulg².

5.8.2.2. Requisitos para el refuerzo longitudinal

Fundamentalmente la ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor cuando menor es la relación entre su área de refuerzo A_s con la que corresponde al de la falla balanceada. Pero debido a que en el diseño de estructuras de concreto reforzado sismorresistentes el elemento en flexión está sometido a reversiones de desplazamientos muy dentro del campo inelástico, y el enfoque de "condiciones balanceadas" no puede aplicarse a este comportamiento, donde $A_{s,max}$ se limita a " $0.025 bd$ " debido principalmente a problemas de congestión del acero. Además se requiere el refuerzo mínimo $A_{s,min}$ en ambos lechos y en toda la longitud de la viga, independientemente de los resultados del análisis estructural. La Figura 5-6 ilustra algunos de los requisitos para el comportamiento dúctil de una viga rectangular simplemente reforzada a flexión.

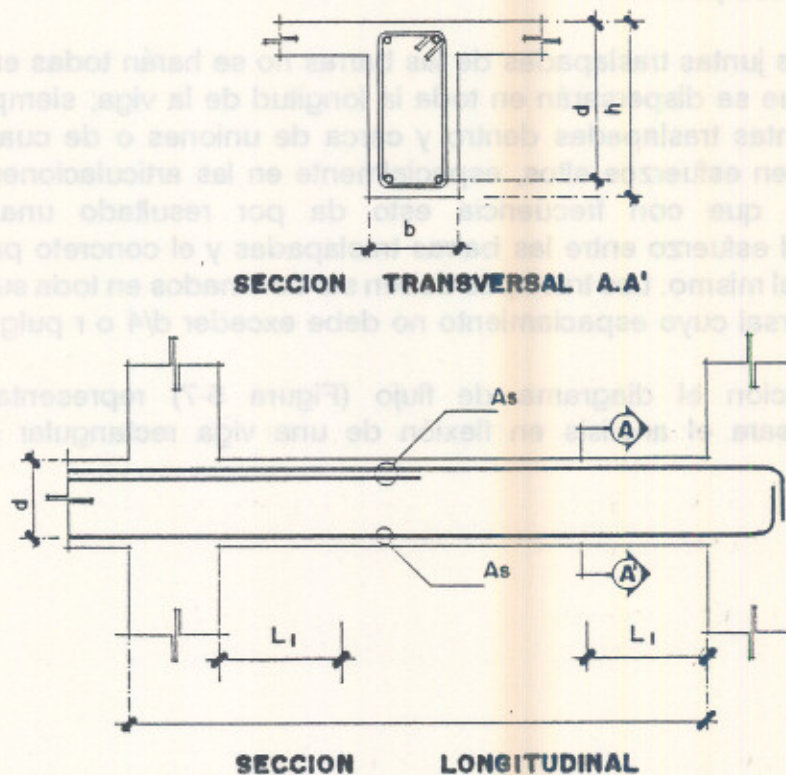


Figura 5-6. Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de concreto

A_s = Área de acero para un momento determinado

$A_s \leq A_{s,max.} = 0.025bd$

$A_s \geq A_{s,min.} = 0.20/(f_y b x d)$

$L_1 = 2xh =$ longitud donde no deben emplearse traslapes de barras

El área de acero A_s para un momento último M_u en una viga rectangular simplemente reforzada, se puede determinar mediante la ecuación cuadrática siguiente:

$$[\phi f_y^2] A_s^2 - (\phi f_y d) A_s + M_u = 0.00 \quad (5-14)$$

Por aparte, la resistencia positiva a flexión en la cara de la junta de la viga no será menor del 50% de la resistencia negativa. También, en cualquier sección de la viga, ninguno de los momentos resistentes, negativo o positivo a lo largo del miembro, serán menor a un cuarto del momento resistente máximo suministrado al paño de cualesquiera de los puntos.

Además, las juntas traslapadas de las barras no se harán todas en una misma sección, sino que se dispersarán en toda la longitud de la viga; siempre y cuando se eviten las juntas traslapadas dentro y cerca de uniones o de cualquier región donde se esperen esfuerzos altos, especialmente en las articulaciones de fluencia potenciales, ya que con frecuencia esto da por resultado una insuficiente transferencia del esfuerzo entre las barras traslapadas y el concreto provocando el agrietamiento del mismo. Los traslapes deben ser confinados en toda su longitud por refuerzo transversal cuyo espaciamiento no debe exceder $d/4$ o 4 pulg.

A continuación el diagrama de flujo (Figura 5-7) representa el posible procedimiento para el análisis en flexión de una viga rectangular simplemente reforzada.

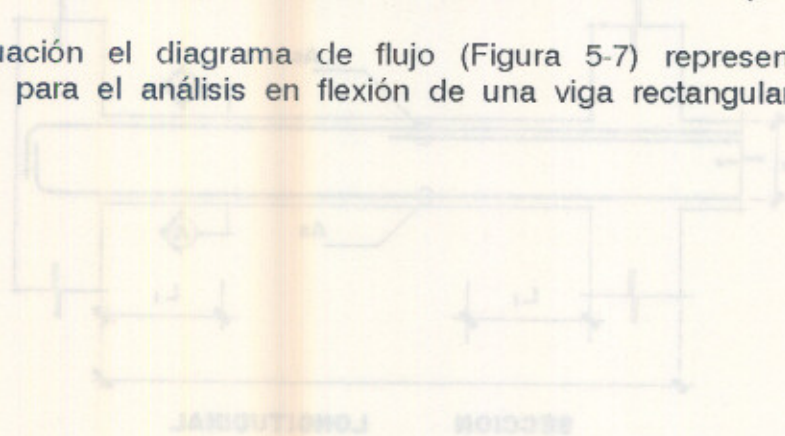


Figura 5-8. Reforzado para el refuerzo longitudinal de vigas de concreto

$A_s =$ Área de acero para un momento determinado
 $A_s < A_{s,max} = 0.025bd$
 $A_s \geq A_{s,min} = 0.25(\rho_{min} b d)$
 $L_d =$ longitud donde no deben emplearse traslapes de barras

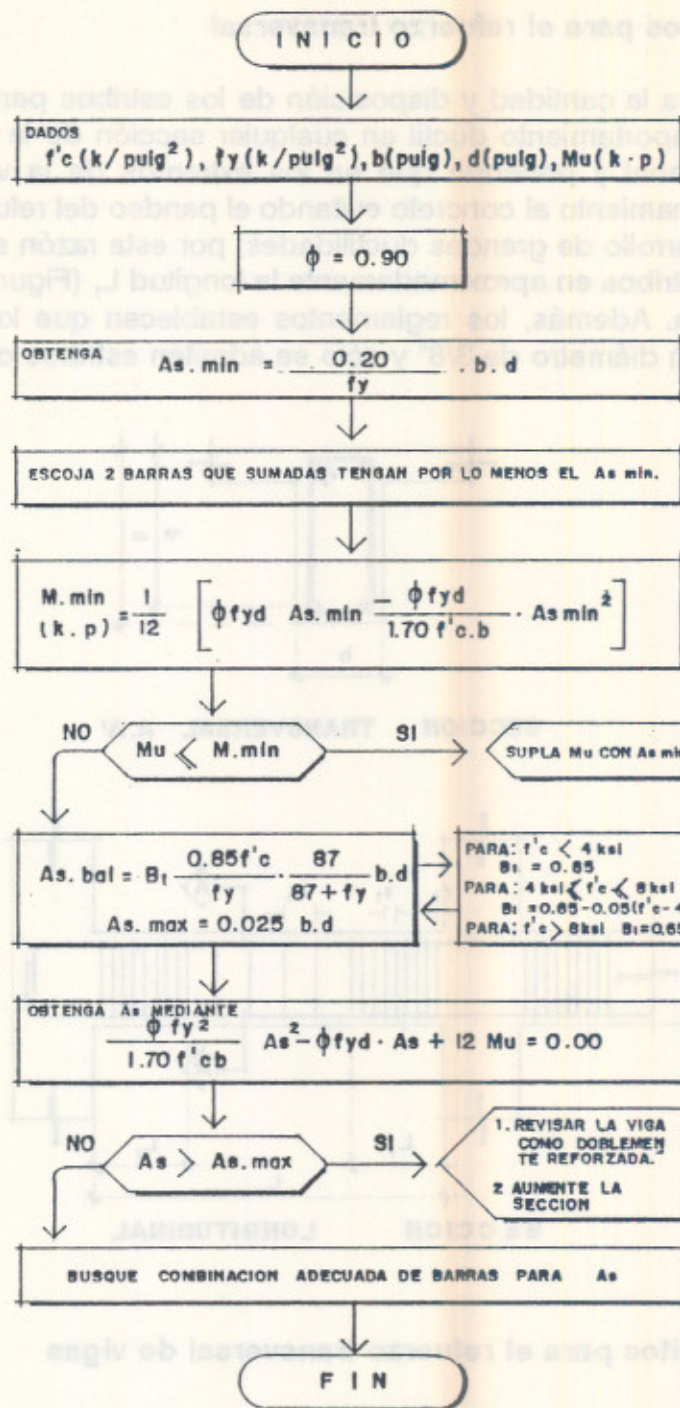


Figura 5-7. Diagrama de flujo para el diseño en flexión de una viga rectangular simplemente reforzada.

5.8.2.3. Requisitos para el refuerzo transversal

La Figura 5-8, ilustra la cantidad y disposición de los estribos para asegurar hasta cierto grado el comportamiento dúctil en cualquier sección de la viga en caso de agrietamiento diagonal y pretende que en los extremos de la viga, los estribos proporcionen confinamiento al concreto evitando el pandeo del refuerzo longitudinal permitiendo el desarrollo de grandes ductilidades; por esta razón se limita aún más la separación de estribos en aproximadamente la longitud L_1 (Figura 5-6) de posible articulación plástica. Además, los reglamentos establecen que los estribos serán como mínimo de un diámetro de 3/8" y sólo se admiten estribos cerrados.

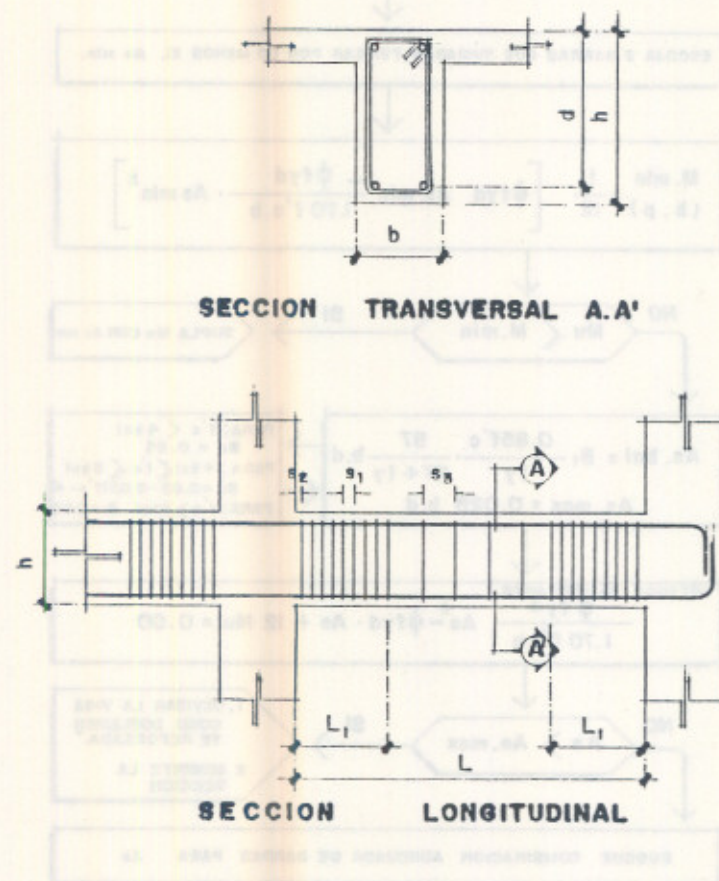


Figura 5-8. Requisitos para el refuerzo transversal de vigas

- L : longitud del claro libre de la viga
- $L_1 \geq 2h$; utilizar estribos con S_1
- S_1 : la menor de las siguientes separaciones: $d/4$, 8 veces el diámetro de la menor de las varillas longitudinales, 24 veces el diámetro del estribo ó 12 pulg.
- S_2 : el primer estribo se colocará a no más de $S_1/2$ o 2 pulg. a partir del elemento de apoyo.

$S_3 \leq d/2 \leq 24$ pulg. o según lo requiera el diseño.

Los reglamentos también exigen que la separación máxima del refuerzo transversal que confina a varillas traslapadas no exceda de $d/4$ o **4 pulg.**

Algunas referencias indican que la resistencia a cortante del concreto simple " V_c " se considere nula, en una distancia de 2 veces el peralte efectivo de la viga " d " a partir de la cara del apoyo, tratando que la sección sea capaz de alcanzar rotaciones inelásticas importantes, evitando que el concreto se deteriore rápidamente para cargas alternandas repetidas. Por otra parte, cuando el refuerzo longitudinal de la viga sea sustancialmente mayor que el requerido para resistir los momentos flexionantes de diseño, deberá proporcionarse la resistencia por cortante suficiente para que pueda alcanzarse en los extremos de la viga los momentos máximos resistentes (negativo en un extremo y positivo en otro), tratando de evitar que la viga falle a cortante antes que puedan formarse las dos articulaciones plásticas en los extremos de la misma.

El cortante resistente del concreto normal simple (sin refuerzo) de una viga rectangular puede determinarse por:

$$V_c = 2\phi\sqrt{f'_c}bd \quad (5-15)$$

donde, la separación de estribos " s " para una fuerza cortante factorizada " V_u " se determina mediante la fórmula:

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{(V_u - V_c)} \quad (5-16)$$

donde A_v es el área de las ramas del estribo vertical en la sección transversal. También, se puede determinar una fuerza cortante factorizada " V_u " para una separación de estribos " s ", mediante

$$V_u = \frac{\phi A_v f_y d}{s} + V_c \quad (5-17)$$

La figura 5-9 representa el procedimiento de diseño de los estribos de una viga rectangular.

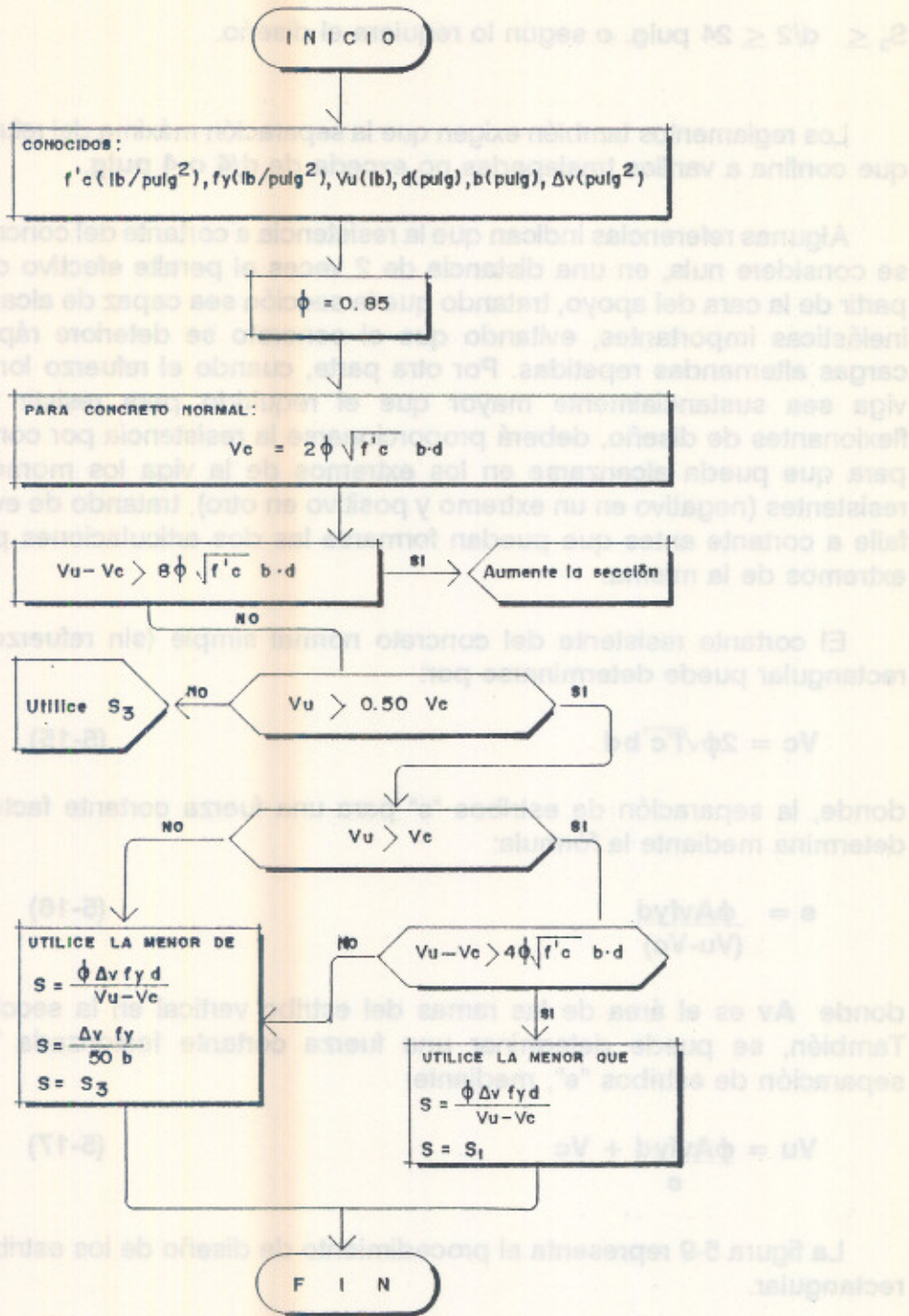


Figura 5-9. Diagrama de flujo para el diseño sismorresistente de estribos verticales

5.8.3. Requisitos preliminares para columnas

Los requisitos que se describen a continuación, son aplicables a elementos que trabajan esencialmente a flexo-compresión, fundamentalmente columnas sujetas a una carga axial de compresión que exceda de $0.10f_c/Ag$ en que "Ag" es el área de la sección bruta de la columna.

5.8.3.1. Lineamientos para la geometría de columnas

La Figura 5-10 ilustra los lineamientos cuyos objetivos, aunque a nivel bastante preliminar, tienden a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, efectos de esbeltez críticos, y a asegurar que las columnas tengan dimensiones y proporciones adecuadas para participar eficientemente en la acción de marco junto con las vigas que las conectan.

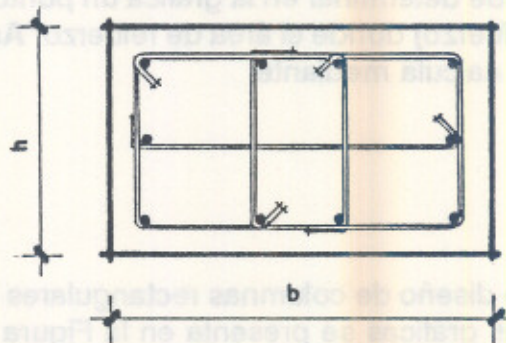


Figura 5-10. Lineamientos para predimensionar columnas

$$h/b \leq 3 \quad h/b \leq 0.40$$

$$L/b \leq 9$$

$$boh \geq 12 \text{ pulg.}$$

L = altura libre o no soportada de columna

5.8.3.2. Requisitos para el refuerzo longitudinal

El porcentaje de refuerzo "p" de las barras longitudinales no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.04 de "Ag". En una conexión de viga a columna, la suma de flexiones resistentes de las columnas bajo la condición de carga axial factorizada deberá ser mayor a la suma de flexiones resistentes de las vigas, con el objeto de asegurar la estabilidad del marco y mantener su capacidad de carga vertical estando sometida a desplazamientos laterales grandes, requiriendo que las deformaciones inelásticas generalmente se restrinjan únicamente a las vigas. Si esta condición no se satisface,

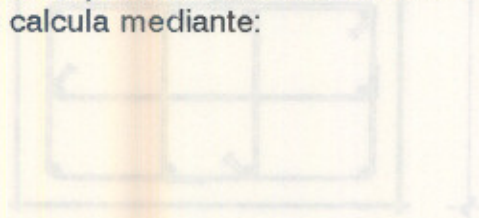
se deberá suministrar a la columna con refuerzo transversal especial mediante el confinamiento de estribos en sus extremos. Por otra parte, los traslapes de las barras longitudinales se permiten sólo en la mitad central de la altura de la columna y no deberán traslaparse todos en una misma sección.

En la práctica es posible desarrollar rápidamente el diseño de secciones de columnas utilizando gráficas y tablas de diseño. Las gráficas de diagramas de interacción de resistencia carga-momento para columnas, como los diagramas **P-M de Whitney**, son una gran ayuda de diseño. En la mayor parte de los casos, el método aproximado de Whitney conduce a una solución conservadora excepto cuando la carga factorizada "Pu" tiene un valor mayor que la carga balanceada "Pub" y la excentricidad "e" es muy pequeña.

En el Anexo 2, la Figura 5-A presenta un diagrama de interacción donde se especifican "f'c", "fy", "y"; y conocidos la carga axial factorizada "Pu" y el momento factorizado "Mu"; se puede determinar en la gráfica un punto coordinado que define a "Pg" (porcentaje del refuerzo) donde el área de refuerzo "As" para esa combinación específica de cargas se calcula mediante:

$$A_s = P_g b h$$

(5-18)



El procedimiento de diseño de columnas rectangulares con el refuerzo simétrico mediante el uso de éstas gráficas se presenta en la Figura 5-11.

Figura 5-10. Lineamientos para predimensionar columnas

$$l_p \leq 8 \quad \text{for } l_p \leq 0.40$$

$$l_p \leq 9 \quad \text{for } l_p > 0.40$$

$$l_p \leq 12 \text{ pulg.} \quad \text{for } l_p > 12 \text{ pulg.}$$

l = altura libre o no apoyada de columna

5.8.3.2. Requisitos para el refuerzo longitudinal

El porcentaje de refuerzo "ρ" de las barras longitudinales no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.04 de "Ag". En una conexión de viga a columna, la suma de flexiones resistentes de las columnas bajo la condición de carga axial factorizada deberá ser mayor a la suma de flexiones resistentes de las vigas, con el objeto de asegurar la estabilidad del marco y mantener su capacidad de carga vertical estando sometidas a desplazamientos laterales grandes, reduciendo que las deformaciones inelásticas, generalmente se restringen únicamente a las vigas. Si esta condición no se satisface,

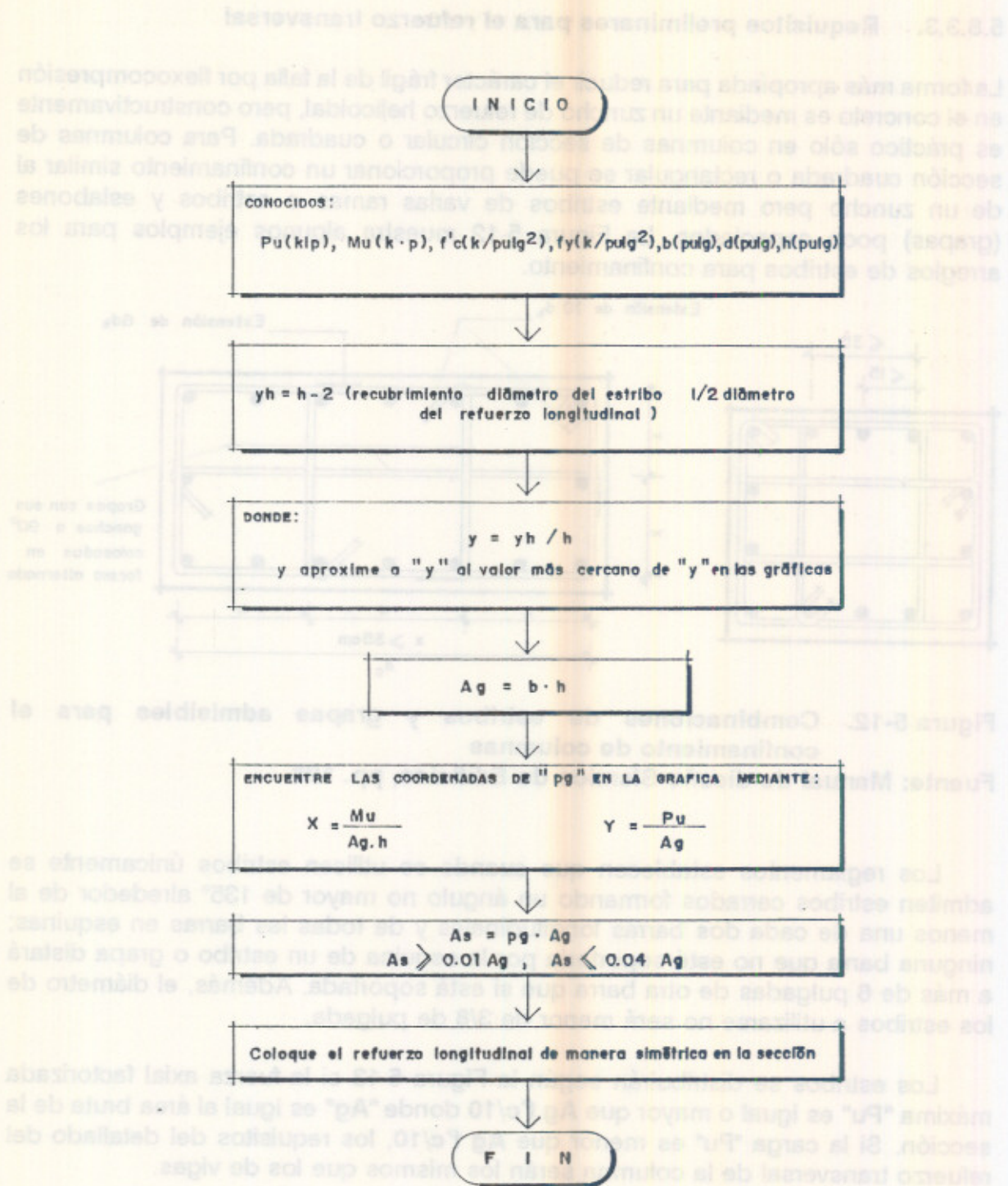


Figura 5-11. Diagrama de flujo para el procedimiento de diseño de columnas rectangulares mediante diagramas de interacción P-M

5.8.3.3. Requisitos preliminares para el refuerzo transversal

La forma más apropiada para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión en el concreto es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal, pero constructivamente es práctico sólo en columnas de sección circular o cuadrada. Para columnas de sección cuadrada o rectangular se puede proporcionar un confinamiento similar al de un zuncho pero mediante estribos de varias ramas o estribos y eslabones (grapas) poco espaciados. La Figura 5-12 muestra algunos ejemplos para los arreglos de estribos para confinamiento.

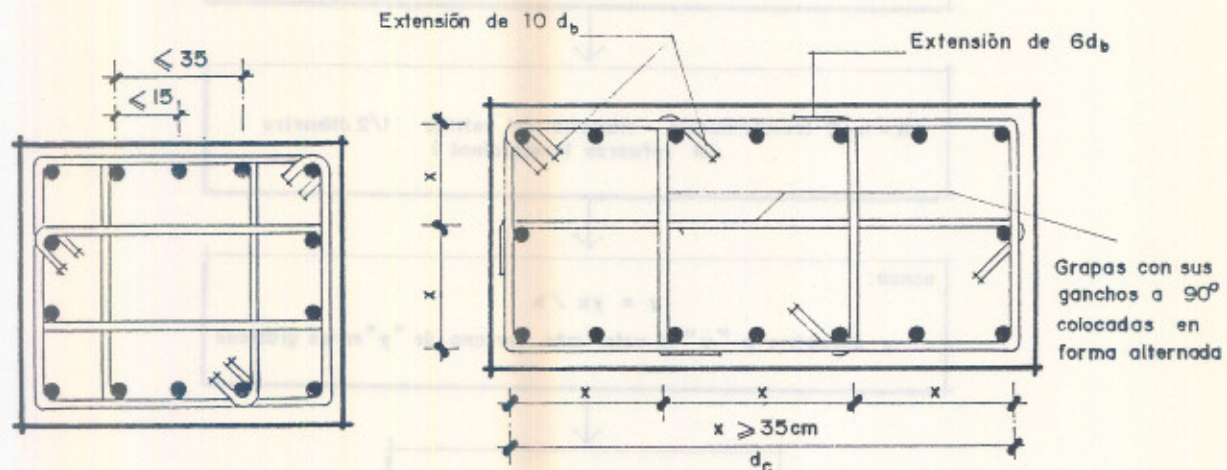


Figura 5-12. Combinaciones de estribos y grapas admisibles para el confinamiento de columnas

Fuente: Manual de diseño Sísmico de Edificios, pp. 198

Los reglamentos establecen que cuando se utilicen estribos únicamente se admiten estribos cerrados formando un ángulo no mayor de 135° alrededor de al menos una de cada dos barras longitudinales y de todas las barras en esquinas; ninguna barra que no esté soportada por la esquina de un estribo o grapa distará a más de 6 pulgadas de otra barra que sí está soportada. Además, el diámetro de los estribos a utilizarse no será menor de $3/8$ de pulgada.

Los estribos se distribuirán según la Figura 5-13 si la fuerza axial factorizada máxima " P_u " es igual o mayor que $A_g f'_c / 10$ donde " A_g " es igual al área bruta de la sección. Si la carga " P_u " es menor que $A_g f'_c / 10$, los requisitos del detallado del refuerzo transversal de la columna serán los mismos que los de vigas.

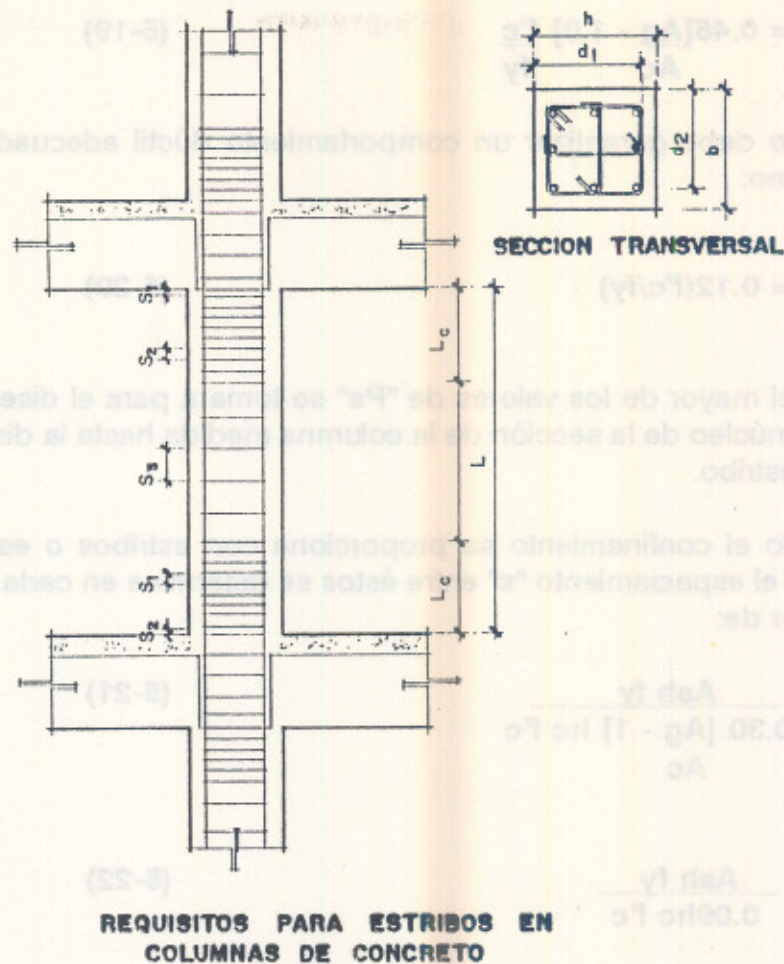


Figura 5-13. Requisitos para estribos en columnas de concreto

L = altura libre de la columna

L_c = longitud de confinamiento $\geq L/6$, 18 pulg, b , h

$S_1 < d_1/4$, $d_2/4$, 4 pulg.

$S_2 \leq S_1/2$, 2 pulg.

$S_3 \leq d_1/2$, $d_2/2$, 12 veces el diámetro de la menor de las barras longitudinales, 24 veces el diámetro del estribo, 12 pulg.

En la zona de confinamiento se debe colocar un refuerzo helicoidal o una distribución de estribos o estribos y grapas o eslabones para garantizar que no ocurra ninguna reducción de la resistencia aún cuando se desprenda el recubrimiento del concreto, donde la relación volumétrica del refuerzo transversal en helicoide o zuncho y/o de estribos circulares "Ps" se define como:

$$P_s = 0.45 \frac{[A_g - 1.0] f'_c}{A_c f_y} \quad (5-19)$$

además, se debe garantizar un comportamiento dúctil adecuado, donde "Ps" se calcula como:

$$P_s = 0.12(f'_c/f_y) \quad (5-20)$$

en el que el mayor de los valores de "Ps" se tomará para el diseño y "Ac" es igual al área del núcleo de la sección de la columna medida hasta la distancia exterior del zuncho o estribo.

Cuando el confinamiento se proporciona con estribos o estribos y grapas o eslabones, el espaciamiento "s" entre éstos se determina en cada dirección como el menor valor de:

$$s = \frac{A_{sh} f_y}{0.30 [A_g - 1] h_c f'_c} \quad (5-21)$$

$$s = \frac{A_{sh} f_y}{0.09 h_c f'_c} \quad (5-22)$$

donde:

Ac = al área del núcleo de la columna medida de exterior a exterior del refuerzo transversal (pulg.²)

Ash = al área de todas las ramas del refuerzo transversal dentro de una separación "s" y perpendicular a la dimensión "hc" (pulg.²)

hc = la dimensión de la sección transversal del núcleo de la columna (pulg.)

s = separación del refuerzo transversal a ejes (pulg.)

f'c = resistencia a la compresión especificada del concreto (lb/pulg.²)

fy = resistencia a la fluencia especificada del acero (lb/pulg.²)

La resistencia mínima a la flexión de columnas deberá satisfacer la ecuación (5-23):

$$\Sigma M_e \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (5-23)$$

donde:

ΣM_e = suma de los momentos, al centro de la junta, correspondiente a la más baja resistencia a flexión de las columnas (calculada para la fuerza axial factorizada congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas) que se enmarcan en dicha junta.

ΣM_g = suma de momentos, al centro de la junta, correspondiente a las resistencias de diseño a flexión de las vigas que se enmarcan en dicha junta.

Si no se satisface dicha condición, las columnas se reforzarán transversalmente según las ecuaciones (5-19), (5-20), (5-21) y (5-22) según sea el caso.

5.8.3.4. Evaluación de esbeltez y amplificación de momentos en columnas

El reglamento recomienda para tomar en cuenta estos efectos que se realice un análisis de segundo orden o análisis P-A que incluye los efectos de las traslaciones horizontales en las cargas axiales y momentos en un marco. Si este análisis no se realiza deberá hacerse una evaluación aproximada de estos efectos mediante un método de amplificación de momentos que se propone en el reglamento. El reglamento ACI 318-83 en los comentarios aún incluye un método menos elaborado para evaluar estos efectos, que para los objetivos de un diseño preliminar puede ser aplicado.

Este método sencillo para evaluar los efectos de pandeo en columnas se estableció en el reglamento del ACI de 1963 el cual empleó un factor de reducción "R" y una longitud efectiva "L'u" para la evaluación de la esbeltez en columnas. El método del factor "R" de modificación dentro de los límites establecidos, puede emplearse como un proceso alternativo al más reciente conocido como método de amplificación de momentos.

A continuación se describe únicamente el procedimiento de diseño para elementos sujetos a compresión no contraventados para evitar el ladeo lateral. En que la longitud efectiva "L'u" se calcula como:

$$L'u = (0.78 + 0.22am) Lu > Lu \quad (5-24)$$

donde:

L'u = la longitud efectiva de la columna

Lu = la longitud real o no soportada de la columna

am = promedio de la Σk de las columnas dividido entre la Σk de las vigas, considerado en los extremos de la columna.

La relación de esbeltez se limita a $L'u/r < 40$ siendo "r" el radio de giro de la columna y se puede tomar a $r = 0.30 h$ para secciones rectangulares, donde "h" es la dimensión total en la dirección en que se considere la estabilidad de la columna.

El diseño para cargas de larga duración o cargas verticales está regido por:

$$R = 0.97 - 0.008 \frac{L'u}{r} \leq 1.0 \quad (5-25)$$

y donde el diseño está regido por cargas laterales de corta duración o cargas sísmicas o de viento

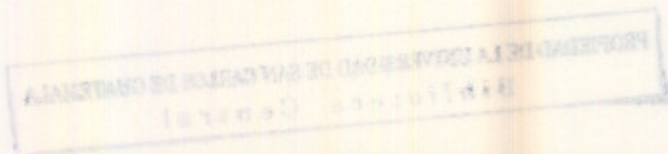
$$R = 1.07 - 0.008 \frac{L'u}{r} \leq 1.0 \quad (5-26)$$

donde para el diseño, tanto la carga axial factorizada "Pu" como el momento factorizado "Mu" deben dividirse entre el factor "R" adecuado.

5.8.4. Requisitos para uniones vigas-columnas

Las uniones deberán diseñarse para que tengan una resistencia superior a los miembros que las conectan, evitando su comportamiento frágil, donde son comunes tres tipos de falla: falla de cortante en la zona de unión, falla de anclaje de las varillas longitudinales y falla de adherencia de las varillas longitudinales que pasan a través del nudo.

En las conexiones es práctica frecuente discontinuar el refuerzo transversal en la columna en su zona de intersección con el sistema de vigas, siendo esta práctica inadecuada, debiéndose por el contrario proporcionar confinamiento al concreto con la misma cantidad de estribos que en los extremos o zonas de confinamiento en las columnas (uniones en T,L vistas en planta). La situación es menos crítica cuando la columna está restringida en sus cuatro costados por vigas, como lo son las columnas interiores donde se permite aumentar al doble la separación del refuerzo transversal en la unión con respecto al necesario en los extremos de la columna; debiendo el ancho de las vigas, para ambos casos, no menor a tres cuartos de lado de la columna en esa junta.



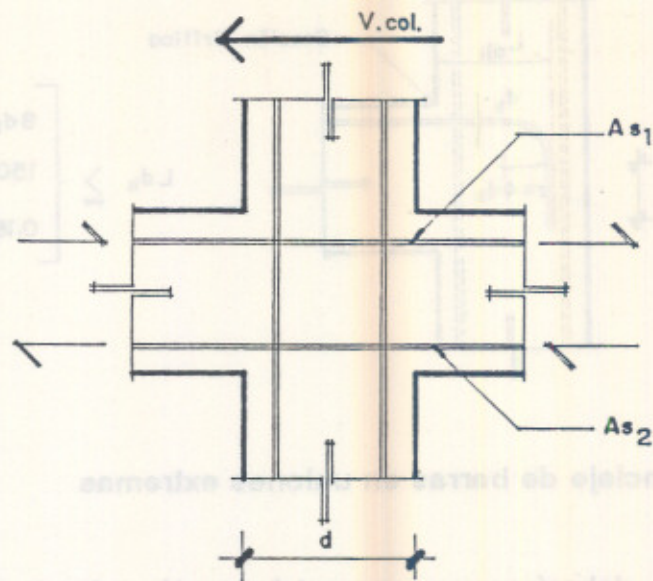


Figura 5-14. Fuerza cortante en una unión viga-columna

De la figura 5-14, la fuerza cortante en una unión viga-columna "Vp" se puede calcular como:

$$V_p = 1.25f_y(A_{s_1} + A_{s_2}) - V_{col} \quad (5-27)$$

y, despreciando la resistencia al cortante suministrada por el concreto "Vc", la separación de estribos en el nudo se puede calcular como:

$$s = (A_v f_y d) / V_p \quad (5-28)$$

donde:

A_v = el área del refuerzo transversal para el cortante dentro de una distancia "s".

f_y = el esfuerzo de fluencia del refuerzo

d = el peralte efectivo de la columna, para la dirección en que actúa la fuerza cortante "Vp"

V_p = fuerza cortante en la unión

Para evitar la falla por anclaje en uniones extremas deberá cumplirse con los requisitos mínimos de la Figura 5-15.

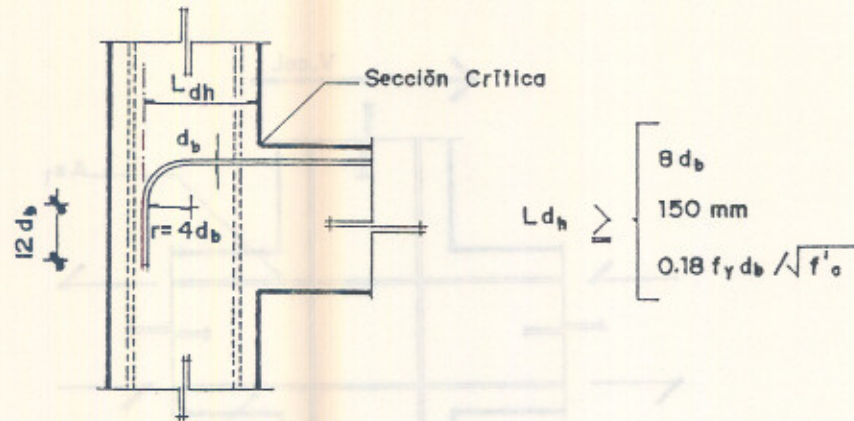


Figura 5-15. Anclaje de barras en uniones extremas

Finalmente, deberá ponerse especial atención a las juntas de rodilla donde la Figura 5-16 presenta una posible solución.

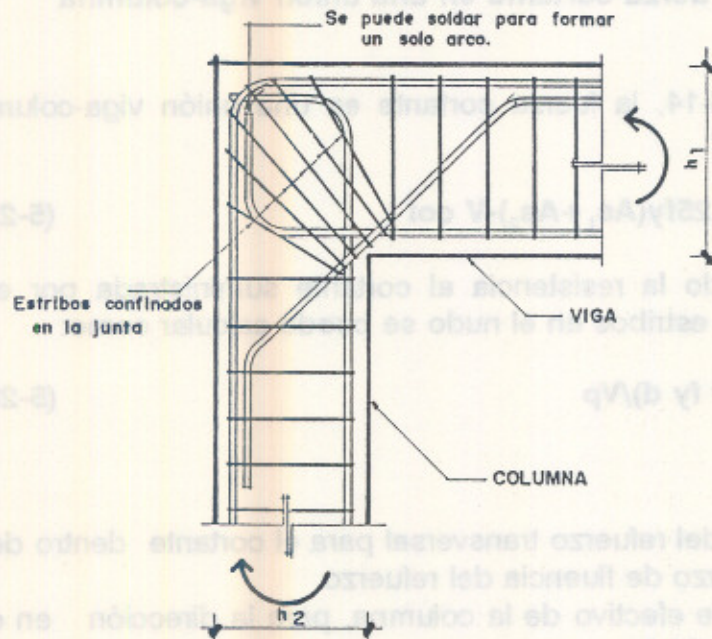


Figura 5-16. Detalle sugerido para una junta grande de rodilla que abre
Fuente: Estructuras de Concreto Reforzado. p. 750.

La Figura 6-2 presenta las secciones típicas del edificio donde nuevamente se observa que el edificio es bastante espeso con respecto a su lado menor; esto se hizo con el objeto de enfatizar el estudio de la deflexión lateral del edificio que a su vez incrementa las cargas axiales en las columnas debido al efecto de volteo.

6

ESTUDIO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA OFICINAS

6.1. INTRODUCCIÓN

Con el propósito de aplicar en la práctica algunos de los requerimientos vertidos en los capítulos anteriores, en el presente capítulo se estudiará un edificio para oficinas cuyo sistema estructural consistirá de marcos dúctiles resistentes a momentos que tienen la capacidad de resistir la fuerza lateral total debido a los efectos de un sismo.

El propósito fundamental en este capítulo, es el de proporcionar un posible procedimiento para el predimensionamiento como dimensionamiento del sistema estructural del edificio, poniendo especial atención a la distribución del corte lateral sísmico, que incluye el análisis torsional del mismo. Además se incluye, aunque a nivel preliminar, el diseño de una viga y una columna del edificio.

6.2. Planta y dimensiones generales del proyecto

La Figura 6-1 presenta la planta típica del edificio para oficinas. Como se puede observar en la figura, la planta es sencilla con el objeto de facilitar su estudio y dicha planta es asimétrica con el propósito de enfatizar el análisis torsional, práctica no recomendada para un comportamiento sismorresistente consistente.

La Figura 6-2 presenta las secciones típicas del edificio donde nuevamente se observa que el edificio es bastante esbelto con respecto a su lado menor; esto se hizo con el objeto de enfatizar el estudio de la deflexión lateral del edificio que a su vez incrementa las cargas axiales en las columnas debido al efecto de volteo.

6

ESTUDIO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PARA OFICINAS

8.1. INTRODUCCIÓN

Con el propósito de aplicar en la práctica algunos de los requerimientos vertidos en los capítulos anteriores, en el presente capítulo se estudia un edificio para oficinas cuyo sistema estructural consistirá de marcos dúctiles resistentes a momentos que tienen la capacidad de resistir la fuerza lateral total debido a los efectos de un sismo.

El propósito fundamental en este capítulo, es el de proporcionar un posible procedimiento para el predimensionamiento como dimensionamiento del sistema estructural del edificio, poniendo especial atención a la distribución del corte lateral sísmico, que incluye el análisis torsional del mismo. Además se incluye, aunque a nivel preliminar, el diseño de una viga y una columna del edificio.

8.2. Planta y dimensiones generales del proyecto

La Figura 8-1 presenta la planta típica del edificio para oficinas. Como se puede observar en la figura, la planta es sencilla con el objeto de facilitar su estudio y dicha planta es similar con el propósito de enfatizar el análisis torsional, práctica no recomendada para un comportamiento sísmicamente consistente.

FIGURA 6-5 SECCIONES TÍPICAS DEL EDIFICIO

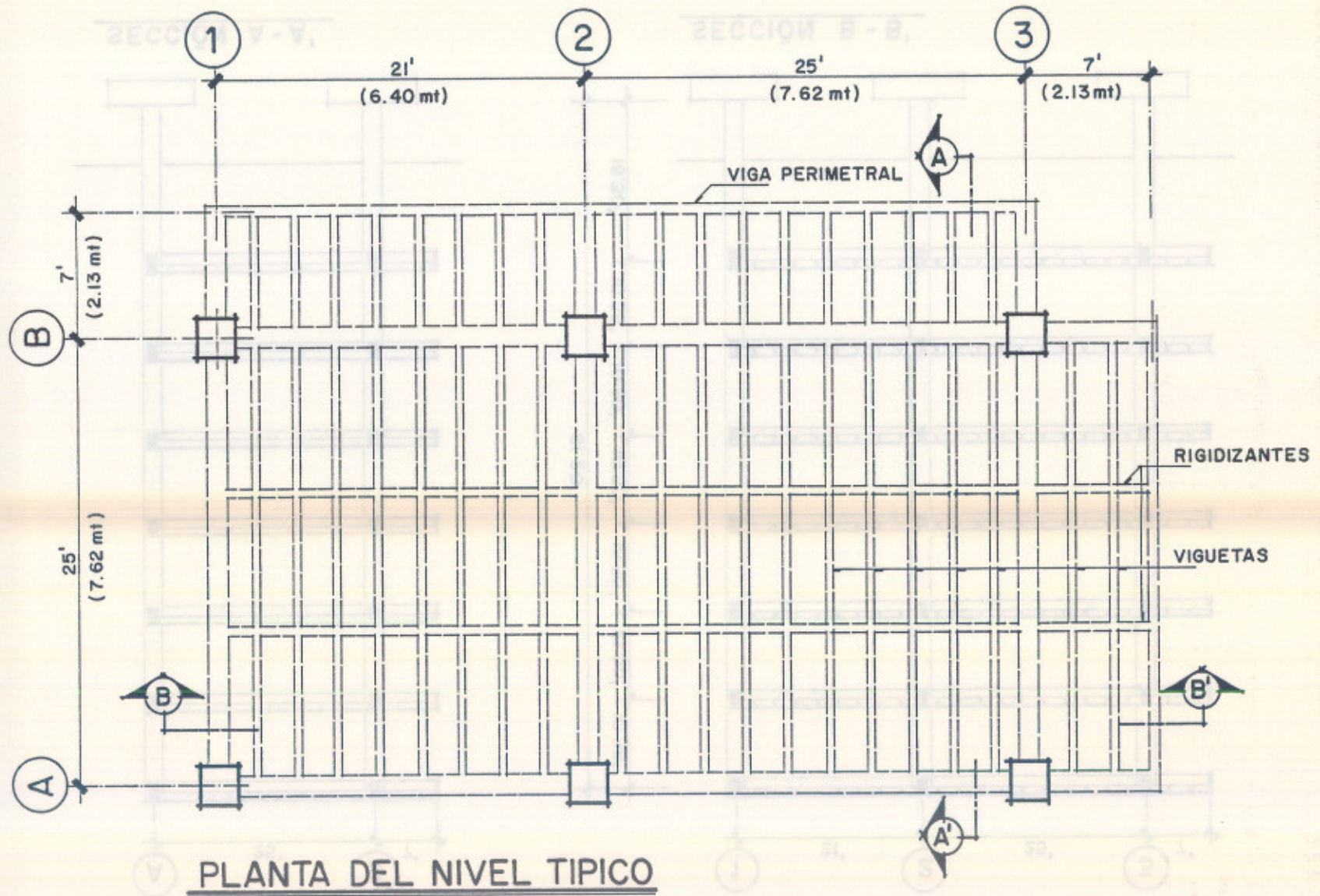


FIGURA 6-1

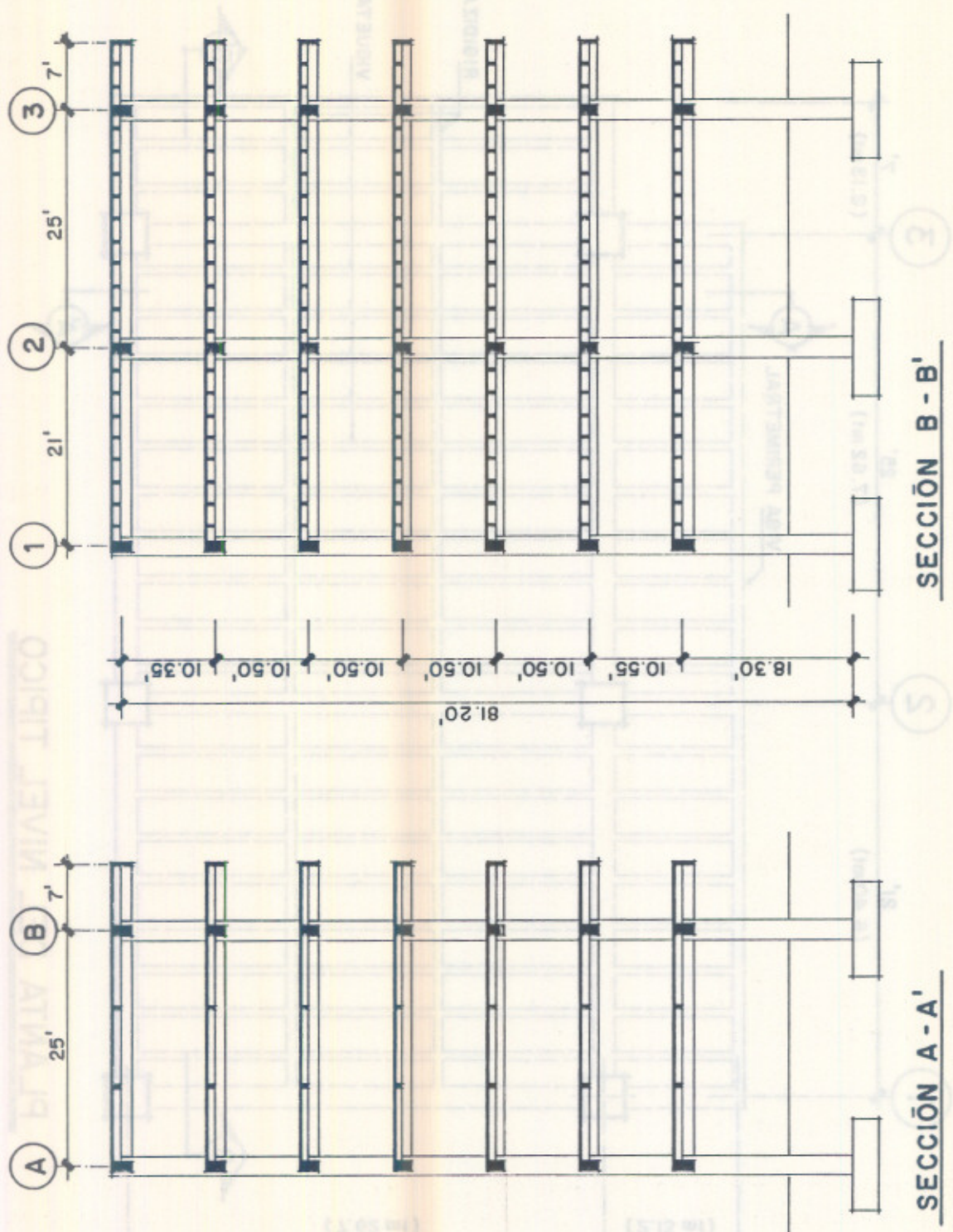


FIGURA 6-2 SECCIONES TÍPICAS DEL EDIFICIO

Finalmente, se hace la observación que la circulación vertical o cubo de gradas y ascensores, se supone en una estructura independiente, cuya localización quedará a discreción del lector. El cubo de ascensores requiere especial atención y queda fuera del alcance de este estudio.

6.3 Sistema de piso del edificio

El sistema de losa o piso propuesto para el edificio consiste en un sistema prefabricado de una losa nervada en un sentido que se encuentra apoyada sobre las vigas principales de los ejes "A" y "B", como se puede apreciar en las figuras anteriores. Estas losas son livianas y capaces de salvar grandes claros (8.00 mt. o más), que son de frecuente uso en nuestro medio debido al ahorro sustancial en el peso muerto del edificio, así como su fácil y rápida colocación en obra.

Para el edificio se propone una losa con molde LK y vigueta J-20 de la empresa de preesforzados PRECON, cuyo peso incluyendo la sobrelosa según especificaciones de PRECON es de aproximadamente 45 lb/pie², donde la Figura 6-3 presenta la sección típica del sistema de losa.

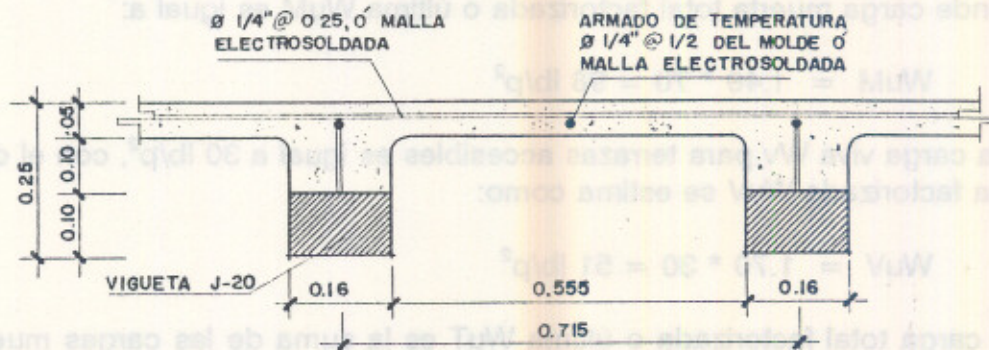


Figura 6-3. Sección típica de losa con molde LK y vigueta J-20
Fuente: Folleto de tablas y detalles de productos de PRECON

6.4. Método de diseño

El diseño de la estructura del edificio se hará de acuerdo con algunas disposiciones del reglamento del ACI 318-83, el cual utiliza factores de carga y factores de reducción de resistencia para proporcionar una resistencia adecuada a los elementos estructurales. A este procedimiento se le conoce como "Diseño a la ruptura o de esfuerzos últimos" o simplemente "Diseño por resistencia", que en la actualidad se

enseña en la Facultad de Arquitectura de la USAC.

6.5. Cargas de diseño para las losas

El objeto de esta sección, consiste en la estimación de las cargas muertas y vivas por pie cuadrado para todas las losas del edificio; debiéndose factorizar las cargas muertas y vivas por 1.40 y 1.70 respectivamente para el diseño.

Entonces, según las figuras anteriores y las tablas 3-1 y 3-2, para los niveles 7 al 1 la carga de diseño total se puede estimar como:

*** Nivel 7, de terraza o azotea accesible

W peso propio de la losa	=	45 lb/p ²
W cielo falso	=	5 lb/p ²
W pañuelos para drenajes	=	20 lb/p ²
ΣW_m	=	<u>70 lb/p²</u>

donde carga muerta total factorizada o última WuM es igual a:

$$WuM = 1.40 * 70 = 98 \text{ lb/p}^2$$

y la carga viva Wv para terrazas accesibles es igual a 30 lb/p², con el cual la carga viva factorizada WuV se estima como:

$$WuV = 1.70 * 30 = 51 \text{ lb/p}^2$$

La carga total factorizada o última WuT es la suma de las cargas muertas y vivas factorizadas, siendo:

$$\begin{aligned} WuM &= 98 \text{ lb/p}^2 \\ WuV &= 51 \text{ lb/p}^2 \\ \hline WuT &= 149 \text{ lb/p}^2 = 0.149 \text{ k/p}^2 \end{aligned}$$

***Niveles 6 al 1, entrepiso típico

W peso propio de losa	=	45 lb/p ²
W cielo falso	=	5 lb/p ²
W piso de granito	=	25 lb/p ²
W tabiques móviles livianos	=	20 lb/p ²

ΣW_m	=	95 lb/p ²

$$W_uM = 1.40 * 95 = 133 \text{ lb/p}^2$$

Y, la carga viva W_v para oficinas es igual a 50 lb/p², donde:

$$W_uV = 1.70 * 50 = 85 \text{ lb/p}^2$$

entonces:

$$W_uM = 133 \text{ lb/p}^2$$

$$W_uV = 85 \text{ lb/p}^2$$

$$W_uT = 218 \text{ lb/p}^2 = 0.218 \text{ k/p}^2$$

6.6. Predimensionamiento de la estructura

En la etapa de predimensionamiento, se deben proponer a nivel preliminar las secciones de vigas y columnas según los lineamientos para la geometría de los elementos estructurales en el Capítulo 5. También deberá realizarse un análisis sísmico preliminar, y los análisis estructurales por carga vertical y sismo pueden hacerse mediante procedimientos aproximados. Estas secciones preliminares deberán ser rectificadas mediante el aumento o reducción de sus áreas según lo que el diseño estructural requiera. Es importante señalar que en esta etapa no se pretende realizar el diseño final de las secciones, sino más bien tener una idea bastante exacta de sus dimensiones.

La estimación de las secciones de los elementos estructurales puede limitarse únicamente al marco que se considere crítico para cada dirección principal de la estructura, donde las dimensiones de sus elementos servirán de base para el dimensionamiento del resto de marcos del edificio. Para el edificio objeto de estudio, en análisis se limita a la dirección "X" o dirección paralela a los ejes con literales.

6.6.1. Marco crítico como base para el predimensionamiento

De las figuras 6-1 y 6-2, se puede observar que el marco más cargado se encuentra en el eje "B", esto por cargas gravitacionales. El corte lateral sísmico debe distribuirse en proporción a las rigideces de los marcos, pero ya que ambos marcos sobre los ejes A y B se proponen de las mismas dimensiones y a que los voladizos no transmiten rigidez; se puede asumir que el corte sísmico directo por marco es igual a la mitad de corte lateral sísmico en cada nivel, el cual se incrementará de un 5% al 10% para tomar en cuenta los efectos torsionales en el edificio. Un análisis torsional para este nivel de aproximación conllevaría demasiado trabajo, el cual no se justifica en edificios simétricos o con asimetrías que no sean tan serias.

6.6.2. Tanteo preliminar de las secciones

Tomando en cuenta los lineamientos geométricos expuestos anteriormente, se asumen vigas de 0.35 mt. * 0.75 mt. y columnas de 0.75 mt. * 0.75 mt. para toda la estructura. El peso propio por pie lineal (W_{pp}) de los elementos estructurales se calcula multiplicando la sección del elemento por el peso específico del concreto y se debe restar el peso de la losa correspondiente al ancho tributario de la base de la sección en vigas.

El peso muerto de las losas es igual a 45 lb/p^2 y el peso a restarse de las vigas debido al mismo equivale:

$$0.35 \text{ mt.} * 3.28 \text{ p/mt.} * 45 \text{ lb/p} = 51.66 \text{ lb/p} = 52 \text{ lb/p}$$

El peso propio de las vigas, se calcula como:

$$W_{pp} \text{ viga} = (0.35 * 0.75 * 3.28^2) * 150 = 424 \text{ lb/p}$$

donde el peso muerto de la viga es igual a:

$$W_{pp} \text{ viga} = 424 - 52 = 372 \text{ lb/p} = 0.372 \text{ k/p}$$

y el peso factorizado de la viga es igual a:

$$W_{upp} \text{ viga} = 1.40 * 0.372 = 0.521 \text{ k/p}$$

El peso muerto por pie lineal de columna se determina como:

$$W_{pp} \text{ col} = (0.75 * 0.75 * 3.28^2) * 150 = 908 \text{ lb/p} = 0.908 \text{ k/p}$$

donde dicho peso factorizado será:

$$W_{upp\ col} = 1.40 * 0.908 = 1.271 \text{ k/p}$$

6.6.3. Cargas verticales sobre vigas

La Figura 6-4 muestra la franja tributaria de losa que corresponde a las vigas del marco en el eje B. Entonces las cargas últimas o factorizadas por pie lineal sobre las vigas se determinan de la manera siguiente:

FIGURA 6-4 FRANJA TRIBUTARIA Y DISTRIBUCIÓN DE CARGAS



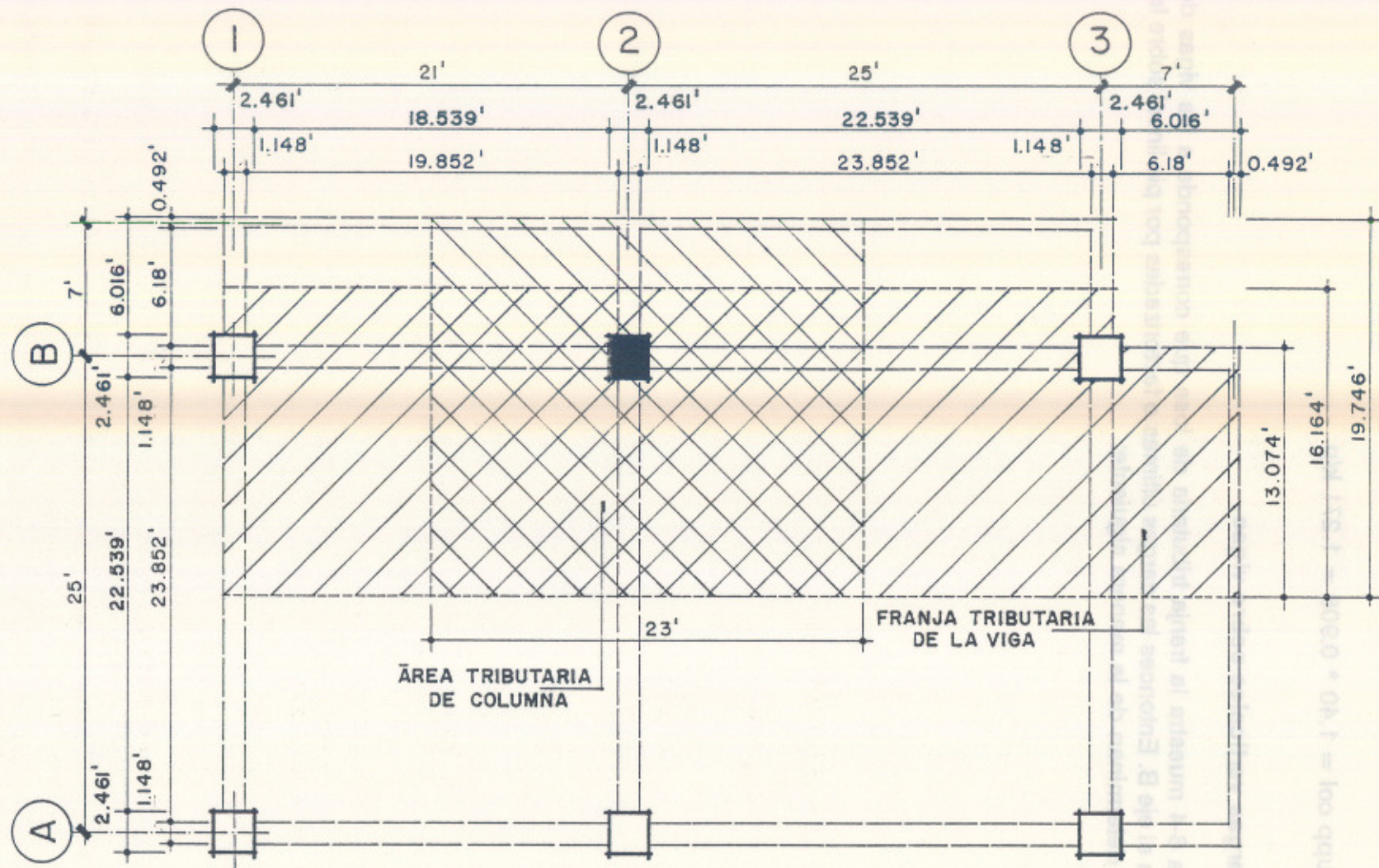
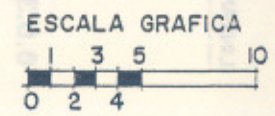


FIGURA 6-4 PLANTA PARA LA TRIBUTACIÓN DE CARGAS



*** Nivel 7, de terraza
tramos 1-2 y 2-3

$$\begin{aligned} \text{WuT losa} &= 0.149 * 16.164 &&= 2.408 \text{ k/p} \\ \text{Wupp viga} &= &&= 0.521 \text{ k/p} \\ &&&----- \\ \text{Wu viga} &= &&= 2.929 \text{ k/p} = 2.93 \text{ k/p} \end{aligned}$$

voladizo

$$\begin{aligned} \text{WuT losa} &= 0.149 * 13.074 &&= 1.948 \text{ k/p} \\ \text{Wupp viga} &= &&= 0.521 \text{ k/p} \\ &&&----- \\ \text{Wu voladizo} &= &&= 2.469 \text{ k/p} = 2.47 \text{ k/p} \end{aligned}$$

Se asume una viga de cerramiento en los voladizos con un $\text{Wupp} = 0.224 \text{ k/p}$, entonces:

$$\text{Pu voladizo} = 0.224 * 11.926 = 2.67 \text{ k}$$

***Niveles 6 al 1, Entrepisos
tramos 1-2, 2-3

$$\begin{aligned} \text{WuT losa} &= 0.218 * 16.164 &&= 3.524 \text{ k/p} \\ \text{Wupp viga} &= &&= 0.521 \text{ k/p} \\ &&&----- \\ \text{Wu viga} &= &&= 4.045 \text{ k/p} = 4.05 \text{ k/p} \end{aligned}$$

Voladizo

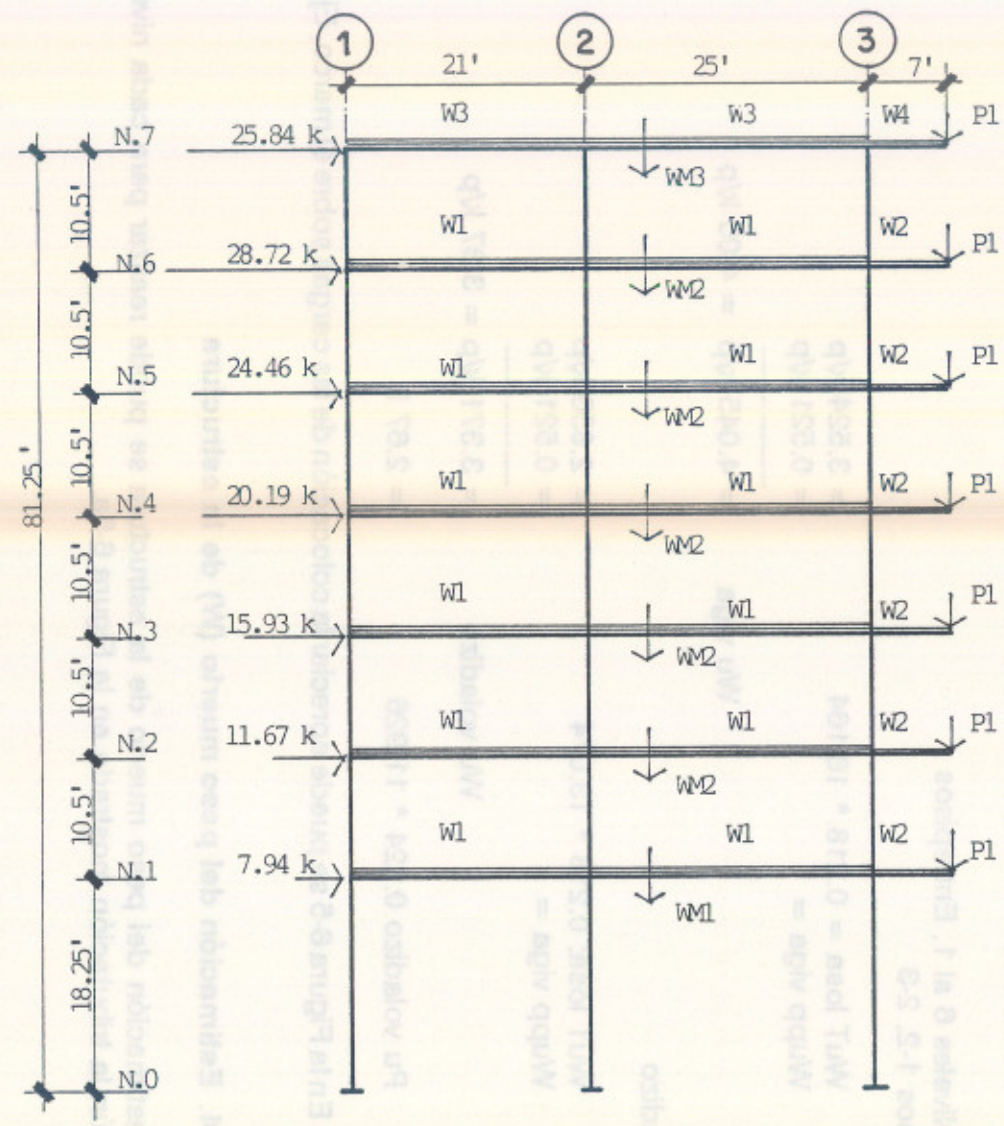
$$\begin{aligned} \text{WuT losa: } &0.218 * 13.074 &&= 2.850 \text{ k/p} \\ \text{Wupp viga} &= &&= 0.521 \text{ k/p} \\ &&&----- \\ \text{Wu voladizo} &= &&= 3.371 \text{ k/p} = 3.37 \text{ k/p} \end{aligned}$$

$$\text{Pu voladizo } 0.224 * 11.926 = 2.67 \text{ k}$$

En la Figura 6-5 se puede apreciar la colocación de las cargas sobre el marco, Eje B.

6.6.4. Estimación del peso muerto (W) de la estructura

La estimación del peso muerto de la estructura se puede realizar para cada nivel según la tributación mostrada en la Figura 6-5a.



MARCO EJE B

CARGAS VERTICALES (U=1.4D+1.7L)

- W4 = 2.47 k/p
- W3 = 2.93 k/p
- W2 = 3.37 k/p
- W1 = 4.05 k/p
- P1 = 2.67 k

CARGA MUERTA TOTAL POR NIVEL

- WM3 = 115.43 k
- WM2 = 147.35 k
- WM1 = 157.91 k

NOTA:

Vigas de 0.35Mt*0.75Mt y columnas de 0.75Mt*0.75Mt para todos los niveles de la estructura.

FIGURA 6 - 5 CARGAS VERTICALES Y DE SISMO PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL

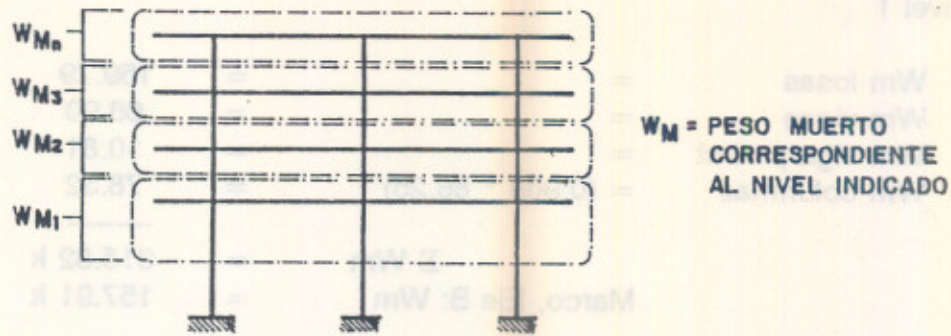


Figura 6-5a. Tributación del peso muerto en una estructura para cada nivel

Entonces, de las Figuras 6-4 y 6-5, los pesos muertos para cada nivel se determinan fácilmente, pero deben dividirse entre 2, según la asunción expuesta anteriormente. Para el Marco, Eje B, las cargas en kips son las siguientes:

*** Nivel 7

Wm losas	= (0.070 * 1682.01) =	117.74
Wm vigas	= (0.372 * 179.85) =	66.90
Wm viga perimt.	= (0.160 * 67.56) =	10.81
Wm columnas	= (0.908 * 39.00) =	35.41

	ΣWm =	230.86 k
	Marco, Eje B : Wm =	115.43 k

***Niveles 6 al 2

Wm losas	= (0.095 * 1682.01) =	159.79
Wm vigas	=	66.90
Wm viga perimt	=	10.81
Wm columnas	= (0.098 * 63.00) =	57.20

	ΣWm =	294.70 k
	Marco, Eje B: Wm =	147.35 k

***Nivel 1

Wm losas	=	=	159.79
Wm vigas	=	=	66.90
Wm viga perimt	=	=	10.81
Wm columnas	=	=	(0.908 * 86.25) = 78.32

		Σ Wm	= 315.82 k
		Marco, Eje B: Wm	= 157.91 k

La carga muerta total del marco, Eje B: $W = 1010.09$ k

6.6.5. Estimación preliminar del corte sísmico

El corte sísmico factorizado en la base del edificio (ecuación 5-1a) se debe multiplicar por un coeficiente para tomar en cuenta a nivel aproximado los efectos torsionales, por lo que:

$$V_u = 1.10 * 1.40 * C_s * W$$

El período fundamental del edificio T , se estima según la ecuación 5-2 como:

$$T = (0.05 * 81.25) / \sqrt{46} = 0.599 \text{ seg} < 0.70 \text{ seg} \quad F_t = 0.0$$

$$C = 1.0 / (15 * \sqrt{0.599}) = 0.0861 < 0.12 \quad C = 0.0861$$

$$C * S = 0.0861 * 1.50 = 0.1292 < 0.14 \quad C * S = 0.1292$$

$$C_s = 1.0 * 1.0 * 0.67 * 0.1292 = 0.0866$$

$$V_u = 1.10 * 1.40 * 0.0866 * W$$

$$V_u = 0.1334 * W$$

$$V_u = 0.1334 * 1010.09 = 134.75 \text{ k}$$

6.6.6. Distribución lateral del corte en la base

El corte sísmico por nivel en el Marco, Eje B, se distribuye mediante la Tabla 6-1, pero como $F_t = 0.00$, la ecuación 5-5 se convierte en:

$$F_x = \frac{V_u \cdot W_x H_x}{\sum W_x H_x}$$

Nivel x	Wx (k)	Hx (p)	Wx Hx	Fx (k)
7	115.43	81.25	9378.69	25.84
6	147.35	70.75	10425.01	28.72
5	147.35	60.25	8877.84	24.46
4	147.35	49.75	7330.66	20.19
3	147.35	39.25	5783.49	15.93
2	147.35	28.75	4263.31	11.67
1	157.91	18.25	2881.86	7.94
W =	1010.09	$\sum W_x H_x =$	48913.86	Vu=134.75

Tabla 6-1. Distribución del corte lateral sísmico del marco crítico (Marco, Eje B)

Las columnas Wx y Hx se obtienen de la sección 6.6.5. y la Figura 6-5 respectivamente; WxHx es el producto de Wx por Hx. Entonces, como ejemplo, la fuerza lateral sísmica en el Nivel 5 es:

$$F(5) = \frac{134.75 \cdot 8877.84}{48913.86} = 24.4571 \text{ k}$$

Las cargas gravitacionales y de sismo se indican en la Figura 6-5; y atendiendo a lo expuesto para el diseño; el Marco Eje B debe analizarse para U = 1.4D+1.7L por cargas gravitacionales y para 1.4E por sismo.

6.6.7. Análisis estructural de marcos para cargas verticales y laterales

En el diseño sismorresistente, el análisis de marcos de edificios sujetos a cargas verticales y cargas laterales, es de vital importancia para el predimensionamiento y diseño final de una estructura. Se asume que el lector está familiarizado con algunos procedimientos para el análisis estructural de marcos en edificios, ya que en los cursos de análisis estructural que en la actualidad se imparten en la Facultad de Arquitectura de la USAC, el análisis de estructuras se abarca con la necesaria

profundidad para que el estudiante tenga la capacidad de analizar a través de métodos aproximados y exactos de análisis elástico lineal.

La aplicación de métodos aproximados para el análisis estructural de un edificio en la etapa de predimensionamiento es válido; como por ejemplo, para cargas gravitacionales, el método de coeficientes del ACI y el método de Cross en dos ciclos de distribución de momentos, son aplicables. Para marcos sujetos a fuerzas laterales el método del factor y el método de portales, son suficientemente exactos para las finalidades que se pretenden en la etapa de predimensionamiento.

Métodos más precisos como el Método de distribución de momentos de Cross (solución iterativa de las ecuaciones de giro y desplazamiento de los nudos) y el Método de aproximaciones sucesivas de G. Kani, pueden utilizarse satisfactoriamente para el análisis estructural final. Estos métodos son tan exactos como los métodos de formulaciones matriciales, entre estos: el Método de Flexibilidades y el Método de Rigideces.

Finalmente, el análisis estructural de los marcos del edificio para oficinas en este capítulo se desarrolló mediante el método de G. Kani; donde, en la Figura 6-6 únicamente se ven los resultados finales útiles para el diseño del edificio.

6.6.8. Estimación de las secciones de los elementos estructurales

Los diagramas de momento tanto por carga vertical $U = 1.4D + 1.7L$ y por sismo $1.4E$ de la estructura se estudian en la Figura 6-6. La resistencia de las secciones de vigas y columnas se determina para la peor de las combinaciones siguientes:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + 1.4E$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) - 1.4E$$

La otra combinación $U = 0.9D + 1.43E$ generalmente no es crítica y no se toma en cuenta para el diseño (ello no significa que se debe omitir en el análisis y diseño), la cual fue menospreciada en el estudio estructural de este proyecto.

6.6.8.1. Estimación de secciones de vigas

Las secciones de vigas rectangulares se obtienen mediante la ecuación 5-14 utilizando un porcentaje para deflexiones $P_{defex.}$; por lo tanto:

Datos:

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 Biblioteca General

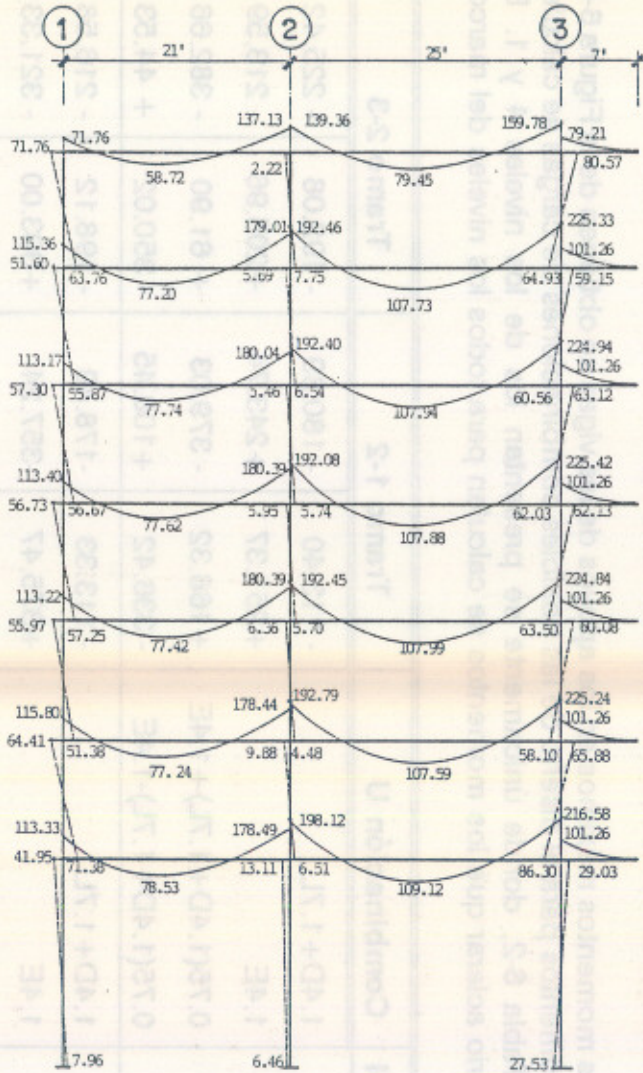


DIAGRAMA DE MOMENTOS (K*p)
 CARGAS GRAVITACIONALES 1.4D+1.7L

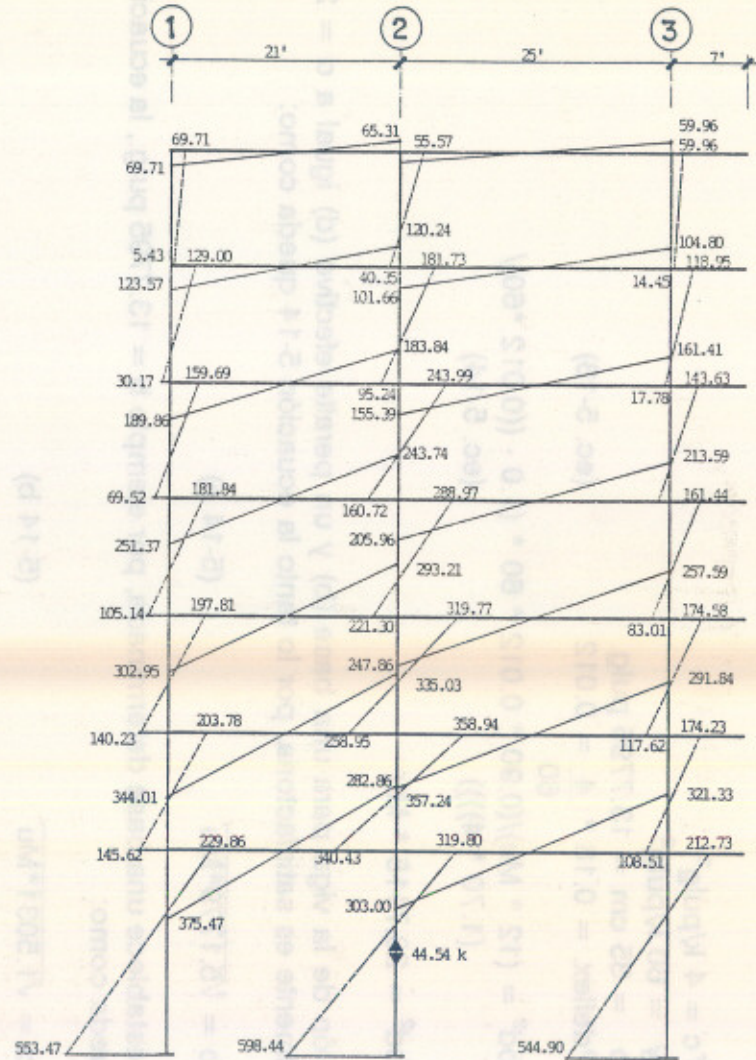


DIAGRAMA DE MOMENTOS (K*p)
 CARGA SISMICA 1.40E

FIGURA 6 - 6 ANALISIS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO

$$\begin{aligned}
 f_c &= 4 \text{ k/pulg}^2 \\
 f_y &= 60 \text{ k/pulg}^2 \\
 b &= 35 \text{ cm} = 13.7795 \text{ pulg.} \\
 P_{\text{deflex.}} &= 0.18 * \frac{4}{60} = 0.012 \quad (\text{ec. 5-13})
 \end{aligned}$$

$$b d^2 = \frac{(12 * M_u)}{(0.90 * 0.012 * 60 * (1.0 - ((0.012 * 60) / (1.70 * 4))))} \quad (\text{ec. 5-14})$$

$$b d^2 = 20.7115 * M_u$$

la sección de la viga para una base (b) y un peralte efectivo (d) igual a $d = 2b$, generalmente es satisfactoria, por lo tanto la ecuación 5-14 queda como:

$$b = \sqrt[3]{5.1779 * M_u} \quad (5-14 \text{ a})$$

Y si se establece una base determinada, por ejemplo $b = 13.7795$ pulg., la ecuación 5-14 queda como:

$$d = \sqrt{1.5031 * M_u} \quad (5-14 \text{ b})$$

entonces, si se utiliza la ecuación 5-14b, siempre es necesario verificar que la base no sea menor que un tercio de la altura de la viga.

Los momentos máximos en los apoyos de las vigas se obtienen de la Figura 6-6, y los momentos para el diseño de las posibles combinaciones de cargas se calculan en la Tabla 6-2, donde únicamente se presentan los de los niveles 4 y 1. Es necesario aclarar que los momentos se calculan para todos los niveles del marco.

Nivel	Combinación U	Tramo 1-2		Tramo 2-3	
4	1.4D+1.7L	- 113.40	- 180.39	- 192.08	- 225.42
	1.4E	+251.37	+243.74	+205.96	- 213.59
	0.75(1.4D+1.7L)+1.4E	+166.32	- 379.03	+ 61.90	- 382.66
	0.75(1.4D+1.7L)-1.4E	- 336.42	+108.45	- 350.02	+ 44.53
1	1.4D+1.7L	- 113.33	-178.49	- 198.12	- 216.58
	1.4E	+375.47	-357.24	+303.00	- 321.33
	0.75(1.4D+1.7L)+1.4E	+290.47	-491.11	+154.41	- 483.77
	0.75(1.4D-1.7L)-1.4E	- 460.47	+223.37	- 451.59	+158.90

Tabla 6-2. Momentos para la estimación de viga por cada nivel.

Para ejemplificar el cálculo de la tabla, suponga el tramo 1-2 del nivel 4 para la primera columna de la tabla. Los primeros 2 renglones se toman directamente de la Figura 6-6 y los otros dos valores se calculan así:

$$0.75(1.4D+1.7L)+1.4E \\ 0.75*(-113.40)+(251.37) = +166.32 \text{ k.p}$$

$$0.75(1.4D+1.7L)-1.4E \\ 0.75*(-113.40)-(251.37) = -336.42 \text{ k.p}$$

El momento mayor sin signo debe utilizarse para la estimación de la sección de viga en cada nivel, por ejemplo: para el nivel 1 el momento para el diseño es 491.11 k.p. Los signos (+) ó (-) indican si la tensión está abajo o arriba de la viga; y se recuerda al lector que el sismo (1.4E), sólo puede presentarse mediante una combinación de cargas y por lo tanto no debe tomarse por sí sola para la estimación de las secciones.

A continuación en la Tabla 6-3 y mediante la ecuación 5-14b se estiman las secciones de las vigas para cada nivel del Marco Eje B, y la Figura 6-7 muestra las suposiciones para determinar el peralte total de la viga.

Nivel	Tramo	M.max (k.p)	Secc. calculada(pulg)			Secc.(cm)		Secc.final	
			b	d	t	b	t	b	t
7	2-3	179.80	13.78	16.44	20.44	35	52	35	55
6	2-3	273.80	13.78	20.29	24.29	"	62	"	65
5	2-3	330.12	13.78	22.28	26.28	"	67	"	70
4	2-3	382.66	"	23.98	27.98	"	71	"	75
3	1-2	428.50	"	25.38	29.38	"	75	"	75
2	1-2	468.86	"	26.55	30.55	"	78	"	80
1	1-2	491.11	13.78	27.17	31.17	35	79	35	80

Tabla 6-3. Estimación de las secciones de vigas.

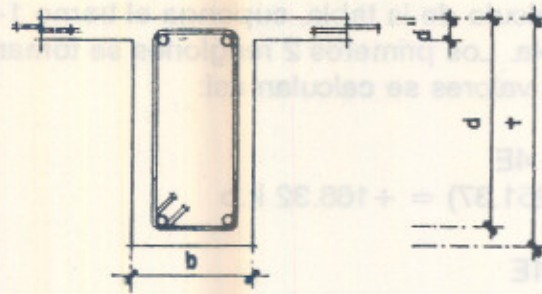


Figura 6-7. Sección de viga

$$b = 35 \text{ cm} = 13.78 \text{ pulg}$$

$$t = d + (\text{rec} + \text{est} + \text{ref} + 1) \text{ pulg}$$

$$t = d + (1.5 + 0.5 + 1.0 + 1.0)$$

$$t = d + 4 \text{ pulg}$$

6.6.8.2. Estimación de la sección de columna

La sección de la columna se puede rectificar verificando que el porcentaje de acero P_g se encuentre en un nivel aceptable para evitar el congestionamiento de las barras en los nudos. La sección de una columna puede variarse según los niveles de carga y momento a que se encuentra sujeta, pero no es conveniente cambiar la sección para cada nivel. Un posible criterio para justificar el cambio de sección es cuando el porcentaje de acero mínimo (0.01) en una columna comienza a suplir con demasiada holgura las cargas axiales y momentos en varios de los niveles de la estructura.

En el proyecto se propone una sola sección para la columna y el refuerzo se irá variando según los esfuerzos a que se encuentre sometida la columna para cada nivel de la estructura. Por lo tanto se verificará que el porcentaje de acero P_g de la sección no sea excesivo y tampoco esté trabajando con el refuerzo mínimo, para los niveles mayores de carga axial y momento.

En la Figura 6-4, la columna B-2 es la que mayor carga tributa, esto por cargas gravitacionales. Entonces para el diseño, se estimará a nivel preliminar la carga axial sobre la columna y se utilizarán los momentos gravitacionales y de sismo del análisis estructural de la Figura 6-6, para calcular las combinaciones de cargas y momentos para el diseño.

A continuación la carga axial P_u sobre la columna B-2 entre los niveles 1-0, es la siguiente:

***Losas

Nivel 7: $1 \cdot (23.0 \cdot 19.75 \cdot 0.149) = 67.68 \text{ k}$
 Niveles 6-1: $6 \cdot (23.0 \cdot 19.75 \cdot 0.218) = 594.16 \text{ k}$

***Vigas

V. principales: $7 \cdot (40.45 \cdot 0.521) = 147.52 \text{ k}$
 V. perimetral: $7 \cdot (21.85 \cdot 0.223) = 34.11 \text{ k}$

***Columnas

Nivel 7-1: $64.25 \cdot 1.271 = 81.66 \text{ k}$
 Nivel 1-0: $18.25 \cdot 1.271 = 23.20 \text{ k}$

Pi en la cabeza de la columna = 925.13 k
 Pj en el pie de la columna = 948.33 k

De la misma manera que se procedió con las vigas, la columna se revisará para la peor condición de carga axial y momento de las posibles combinaciones de cargas, donde la tabla 6-4 facilita la determinación de las cargas axiales y momentos para el diseño entre los niveles 0-1.

NIV	Combinación U	Pi(k)	Pj(k)	Mi(kp)	Mj(kp)	Pu	Mu
0-1	1.4D+1.7L	925.13	948.33	- 13.11	- 6.46	948.33	13.11
	1.4E	44.54	44.54	+319.80	-598.44	-	-
	0.75(1.4D+1.7L)+ 1.4E	738.39	755.79	+309.97	-603.29	755.79	603.29
	0.75(1.4D+1.7L)- 1.4E	649.31	666.71	- 329.63	+593.60	666.71	593.60

Tabla 6-4. Cargas axiales y momentos para el diseño de columna

El siguiente paso consiste en revisar si es necesario modificar las cargas axiales y momentos debido a efectos de esbeltez o pandeo lateral en la columna.

Atendiendo a la sección 5.8.3.4., la longitud efectiva de la columna, para las secciones de los elementos que se proponen a continuación, se estima como:

Vigas de 0.35 mt * 0.80 mt.
Columnas de 0.65 mt * 0.65 mt.

Se aclara al lector que después de una serie de intentos la sección de la columna se modificó a una de 0.65 mt. * 0.65 mt. entonces los momentos de inercia I de las secciones, son:

$$I \text{ viga} = (1/12) * 13.78 * 31.50^3 = 35892.16 \text{ pulg}^4$$

$$I \text{ col} = (1/12) * 25.59 * 25.59^3 = 35735.50 \text{ pulg}^4$$

y las rigideces relativas de los elementos estructurales son los siguientes (vea la Figura 6-5)

$$K \text{ viga, tramo 1-2} = \frac{35892.16}{21} = 1709.15$$

$$K \text{ viga, tramo 2-3} = \frac{35892.16}{25} = 1435.69$$

$$K \text{ col, nivel 0-1} = \frac{35735.50}{18.31} = 1951.69$$

$$K \text{ col, nivel 1-2} = \frac{35735.50}{10.63} = 3361.76$$

según el procedimiento la $\Sigma K \text{ col} / \Sigma K \text{ vigas}$ en los nudos son los siguientes:

$$\text{Nudo B-2, nivel 1} = \frac{1951.69 + 3361.76}{1709.15 + 1435.69} = 1.6896$$

$$\text{Nudo B-2, nivel 0} = \frac{1951.69}{\text{infinito}} = 0.00$$

y el promedio de las restricciones, es igual a:

$$a_m = \frac{1.6896 + 0.00}{2} = 0.8448$$

La longitud no soportada de la columna $L_u = 17$ pies, entonces:

$$L'u = (0.78 + 0.22 * 0.8448) * 17 = 16.42 \text{ p} < L'u = 17 \text{ p}$$

$$L'u = 17.0 \text{ p}$$

y el radio de giro r se puede estimar como:

$$r = 0.30 \cdot 0.65 \cdot 3.2808 = 0.6398 \text{ p}$$

donde la relación de esbeltez será:

$$\frac{L'u}{r} = \frac{17.0}{0.6398} = 26.5708 < 40$$

Como la relación de esbeltez es menor que 40, el Método del factor R de modificación es aplicable, donde los factores de modificación serán:

para cargas de larga duración

$$R = 0.97 - 0.008 \cdot \frac{17.00}{0.6398} = 0.7574 < 1.0$$

$$1.0/R = 1.3203$$

para cargas laterales de corta duración:

$$R = 1.07 - 0.008 \cdot 26.5708 = 0.8574 < 1.0$$

$$1.0/R = 1.1663$$

Las cargas axiales y momentos se modifican por los factores calculados para tomar en cuenta los efectos de pandeo en la columna. El porcentaje de acero P_g de la columna se revisará según el procedimiento de diseño de la Figura 5-11, entonces:

conocidos:

$$f_c = 4 \text{ k/pulg}^2$$

$$f_y = 60 \text{ k/pulg}^2$$

$$b = 0.65 \text{ mt} = 25.5906 \text{ pulg}$$

$$h = 0.65 \text{ mt} = 25.5906 \text{ pulg}$$

$$y_h = 25.59 - 2 \cdot (1.5 + 0.50 + 0.50) = 20.59 \text{ pulg.}$$

$$y = 20.59 / 25.59 = 0.8046$$

En las gráficas "y" viene en valores de 0.45, 0.60, 0.75 y 0.90, debiéndose interpolar si el valor "y" calculado no es igual a los de las gráficas (vea el Anexo 2). Para la columna del edificio B-2, se aproxima a $y = 0.8046$ (calculado) al valor más próximo en las gráficas $y = 0.75$. Observe que la columna se está sobrediseñando un poco, pero quedará más segura; entonces utilice el diagrama de interacción R4-

60.75.

Continuando con el diagrama de flujo, planteé las fórmulas para determinar los puntos coordinados de P_g .

$$A_g = 25.5906 * 25.5906 = 654.88 \text{ pulg}^2$$

$$h = 25.5906 \text{ pulg} = 2.4606 \text{ p}$$

$$y = \frac{P_u}{654.88} = 1.5270E-03 * P_u$$

$$x = \frac{M_u}{654.88 * 2.4606} = 6.2050E-04 * M_u$$

Luego se determina P_g en la gráfica correspondiente, utilizando las cargas axiales y momentos críticos afectados por los factores de modificación y aplicando las fórmulas para "x" y "y". La tabla 6-5 muestra los cálculos para determinar P_g para las combinaciones críticas de la columna B-2.

Nivel	$P_u(k)$	$M_u(k.p)$	1/R	X	Y	P_g
0-1	948.33	13.11	1.3203	0.011	1.904	0.01
	755.79	603.29	1.1663	0.437	1.346	0.017
	666.71	593.60	1.1663	0.430	1.187	0.015

Tabla 6-5. Determinación del porcentaje de acero P_g para la columna.

Como ejemplo, para el primer renglón en la tabla:

$$X = 13.11 * 1.3203 * 6.2050E-04 = 0.011$$

$$Y = 948.33 * 1.3203 * 1.5270E-03 = 1.904$$

El porcentaje de acero $P_g = 0.017$ es el mayor, no es excesivo y tampoco se encuentra en el mínimo, y se acepta para el diseño. Probablemente la columna quede sobrediseñada en los niveles superiores; pero recuerde que entre más elevado el porcentaje de acero, mayor el costo de la columna con congestionamientos elevados de las barras en los nudos del marco. Verificando el área de acero A_s para $P_g = 0.017$:

$$A_s = 0.017 * 654.88 = 11.13 \text{ pulg}^2$$

que equivale a 8 no.8 + 8 no.7, con un área de:

$$8 \cdot 0.79 + 8 \cdot 0.60 = 11.12 \text{ pulg}^2$$

6.7. Cargas verticales y laterales para el análisis y diseño final de la estructura

6.7.1. Dimensiones de los elementos de la estructura final

Para facilitar un poco el análisis torsional, las secciones de las vigas para cada nivel de la estructura se proponen en la Tabla 6-6 y se utilizará una columna de 0.65 mt * 0.65 mt para toda la estructura. Es importante señalar que al disminuir las secciones de las vigas como en la tabla 6-3, se tiene un ahorro en el peso muerto de la estructura pero con un incremento en el acero de refuerzo en las vigas, ya que están estimadas para un porcentaje para deflexiones para los momentos del análisis preliminar. Se recuerda al lector que los momentos en las vigas y columnas pueden sufrir incrementos o disminuciones ya que las secciones de los elementos han sido variados o modificados. Con secciones un poco mayores a las necesarias, el área de acero se irá disminuyendo con el incremento en altura de la estructura, hasta llegar a suplir los momentos y cargas con el área de acero mínimo, especialmente en los niveles más altos. Esto se traduce en un ahorro en el refuerzo pero a un costo relativamente mayor en concreto y con una estructura sometida a mayores cargas laterales debido al incremento del peso muerto de las vigas.

Nivel	Sección de viga (mt)
7	0.35 * 0.70
6,5,4,3,2	0.35 * 0.75
1	0.35 * 0.80

Tabla 6-6. Secciones finales de vigas

Aunque las dimensiones de las vigas aparenten ser substancialmente mayores que las necesarias para el diseño de los momentos del análisis preliminar, existen varias razones para proveer secciones mayores, entre éstas: a) vigas más grandes, tienen rigideces más grandes y por lo tanto colaboran efectivamente en la reducción de los momentos críticos en columnas, especialmente en los niveles inferiores; b) usualmente la manera más eficiente y económica de controlar la deflexión lateral de una estructura, es mediante vigas con rigideces grandes; c) vigas de secciones

pequeñas no necesariamente reflejan economía en la construcción, ya que secciones muy reforzadas resultan en detalles pobres en las conexiones; dificultan la colocación del concreto y provocan congestiones innecesarios del refuerzo; d) generalmente existen restricciones arquitectónicas y constructivas, en cuanto al uso desmesurado de secciones variadas en una estructura; e) entre mayor simetría, mayor la consistencia en cuanto a un comportamiento sismorresistente eficiente.

6.7.2. Rectificación de las cargas en vigas y columnas

Tomando en cuenta que las secciones de las vigas se modificaron en algunos casos y que la sección de la columna se varió, los pesos de estos elementos deberán ser rectificadas de manera similar al procedimiento de la sección 6.6.2. Por otra parte, las cargas y peso de la losa continúan siendo las mismas sin variación.

Los pesos de las vigas son los siguientes:

***Nivel 7

Viga principal

$$(0.35 \times 0.70 \times 3.28^2) \times 150 = 395.37$$

$$- 51.66$$

$$W_{pp} = 343.71 \text{ lb/p} = 0.344 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40 \times 0.344 = 0.481 \text{ k/p}$$

Viga perimetral en voladizos

$$(0.15 \times 0.70 \times 3.28^2) \times 150 = 169.45$$

$$(0.15 \times 3.28) \times 45 = - 22.14$$

$$W_{pp} = 147.31 \text{ lb/p} = 0.147 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40 \times 0.147 = 0.206 \text{ k/p}$$

***Nivel 6,5,4,3,2

Viga principal

$$(0.35 \times 0.75 \times 3.28^2) \times 150 = 423.61$$

$$- 51.66$$

$$W_{pp} = 371.95 \text{ lb/p} = 0.372 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40 \times 0.372 = 0.521 \text{ k/p}$$

Viga perimet. en voladizos

$$(0.15 \times 0.75 \times 3.28^2) \times 150 = 181.55$$

$$- 22.14$$

$$W_{pp} = 159.41 \text{ lb/p} = 0.159 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40 \times 0.159 = 0.224 \text{ k/p}$$

***Nivel 1

Viga principal

$$(0.35*0.80*3.28^2)*150 = 451.85$$

$$= - 51.66$$

$$W_{pp} = 400.19 \text{ lb/p} = 0.400 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40*0.400 = 0.560 \text{ k/p}$$

Viga perimetral en voladizos

$$(0.15*0.80*3.28^2)*150 = 193.65$$

$$= - 22.14$$

$$W_{pp} = 171.51 \text{ lb/p} = 0.172 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40*0.172 = 0.240 \text{ k/p}$$

El peso de la columna para toda la estructura

$$(0.65*0.65*3.28^2)*150 = 681.81$$

$$W_{pp} = 681.81 \text{ lb/p} = 0.682 \text{ k/p}$$

$$W_{upp} = 1.40*0.682 = 0.955 \text{ k/p}$$

6.7.3. Tributación y análisis de la carga vertical en la estructura

El análisis de carga vertical se limitará únicamente al marco crítico en el eje B debiéndose repetir el procedimiento para el resto de marcos del edificio.

Las cargas transmitidas a la viga principal por las viguetas teóricamente se hallarán localizadas en los puntos en que las viguetas se empotran en la viga. Pero debido a que la separación típica entre viguetas es relativamente pequeña, se puede considerar que la carga está uniformemente distribuida a lo largo de la totalidad de la viga. Entonces si se hace un análisis del sistema de piso, el valor del corte en los extremos de la viga típica puede dividirse entre su propia separación, para transmitir su peso como una carga distribuida uniforme. Desde luego cualquier otro peso, además del propio de la viga debe incluirse para el diseño. Esta solución tiene un grado mayor de exactitud aunque no es enteramente correcta en los términos estrictos del análisis estructural.

A continuación se asume que el peso por pie cuadrado de la carga total en el sistema de piso se tributa según su longitud correspondiente como una carga distribuida uniforme hacia la viga; donde las franjas o anchos tributarios se indican en la Figura 6-8. Aunque dicho procedimiento es aún más aproximado, el error cometido no es tan apreciable para provocar la falla de la viga debido a la subestimación del momento flector máximo en el análisis estructural. Entonces para el Marco Eje B, las cargas verticales o de la primera combinación de cargas (1.4D+1.7L) es el siguiente:

Marco Eje B

Nivel 7

$$\begin{aligned} \text{Viga, tramos 1-2, 2-3} &= \\ \text{Wu losa : } 0.149 \cdot 16.164 &= 2.408 \\ \text{Wupp viga:} &= 0.481 \\ \text{Wut} &= 2.89 \text{ k/p} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Viga en voladizo} &= \\ \text{Wu losa : } 0.149 \cdot 13.074 &= 1.948 \\ \text{Wupp viga:} &= 0.481 \\ \text{Wut} &= 2.43 \text{ k/p} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Viga perimetral en voladizo} &= \\ \text{Ppp viga: } 0.206 \cdot 0.50 \cdot 23.852 &= 2.46 \text{ k} \end{aligned}$$

Niveles 6,5,4,3,2

$$\begin{aligned} \text{Viga tramos 1-2, 2-3} &= \\ \text{Wu losa: } 0.218 \cdot 16.164 &= 3.524 \\ \text{Wupp viga:} &= 0.521 \\ \text{Wut} &= 4.05 \text{ k/p} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Viga en voladizo} &= \\ \text{Wu losa: } 0.218 \cdot 13.074 &= 2.850 \\ \text{Wupp viga:} &= 0.521 \\ \text{Wut} &= 3.37 \text{ k/p} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Viga perimet. en voladizo} &= \\ \text{Ppp viga: } 0.223 \cdot 0.50 \cdot 23.852 &= 2.66 \text{ k} \end{aligned}$$

Nivel 1

$$\begin{aligned} \text{Viga tramos 1-2, 2-3} &= \\ \text{Wu losa:} &= 3.524 \\ \text{Wupp viga:} &= 0.560 \\ \text{Wut} &= 4.08 \text{ k/p} \end{aligned}$$

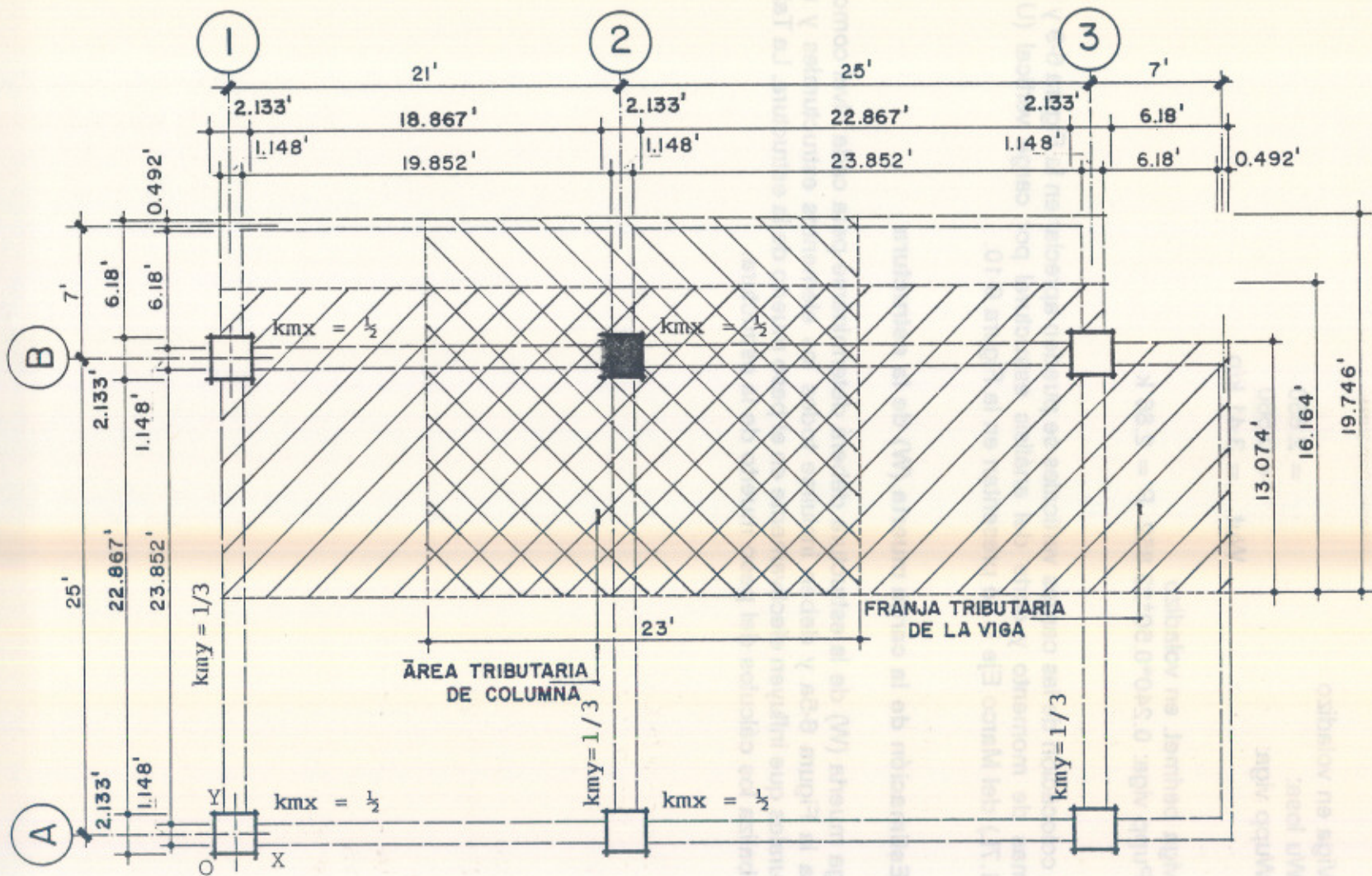


FIGURA 6 - 8 PLANTA PARA LA TRIBUTACION DE CARGAS.



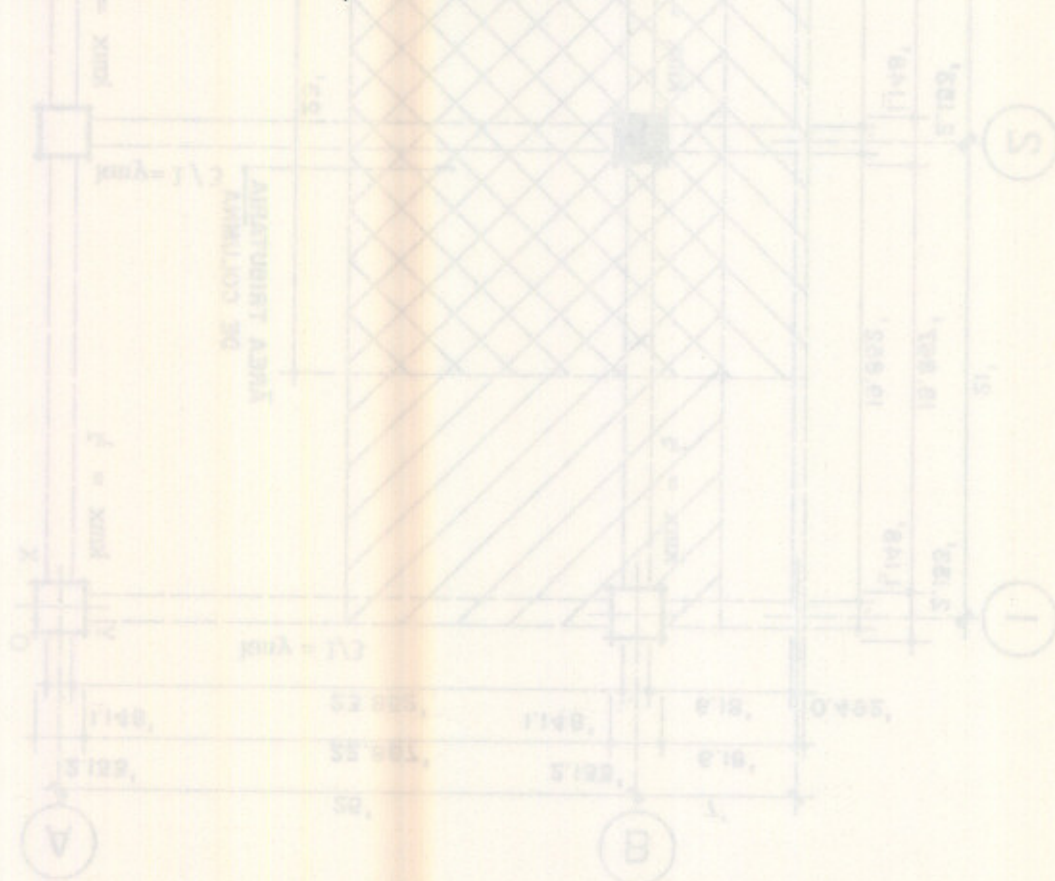
$$\begin{aligned} \text{Viga en voladizo} & \\ \text{Wu losa:} & = 2.850 \\ \text{Wupp viga:} & = 0.560 \\ \text{Wut} & = 3.41 \text{ k/p} \end{aligned}$$

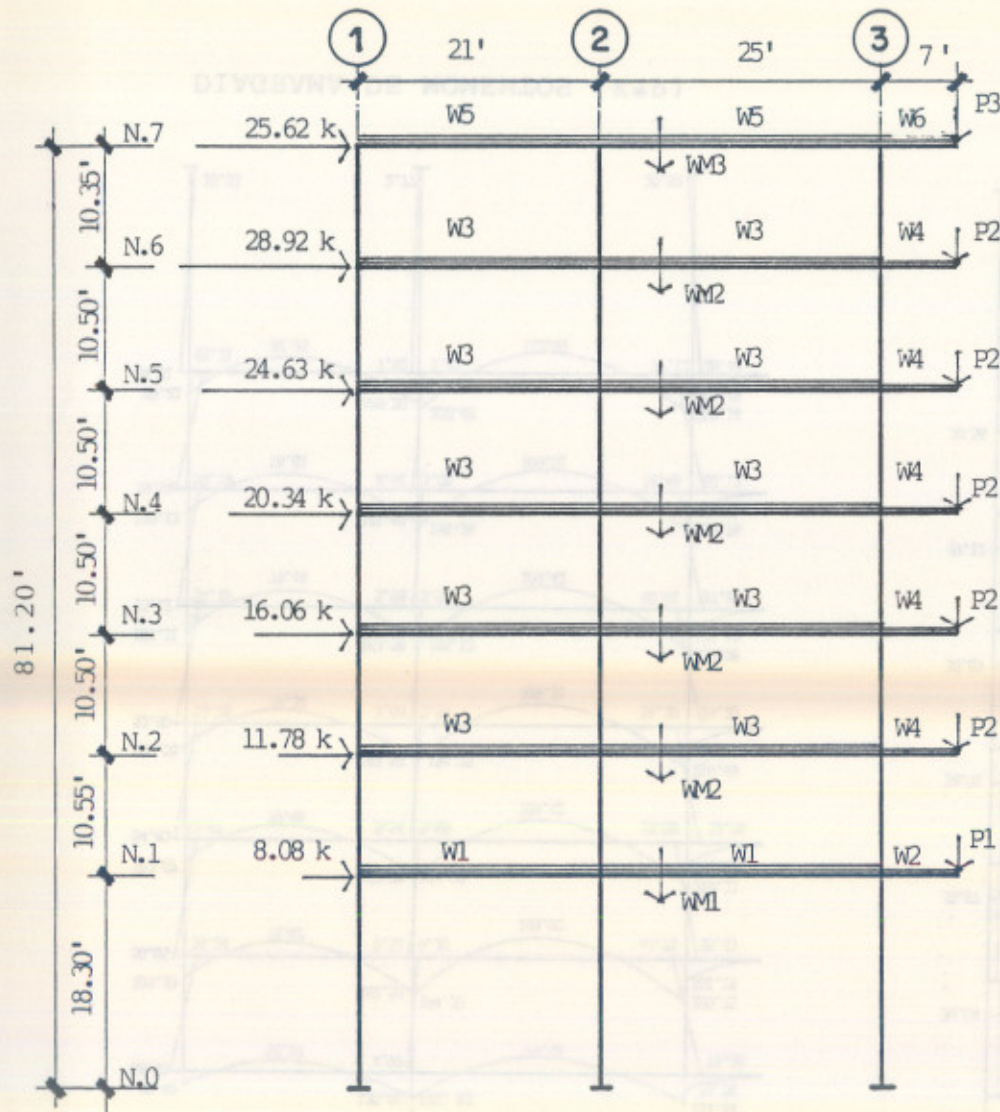
$$\begin{aligned} \text{viga perimet. en voladizo} & \\ \text{Pupp viga: } 0.240 \times 0.50 \times 23.852 & \text{ P} = 2.86 \text{ k} \end{aligned}$$

La colocación de las cargas verticales se pueden apreciar en la Figura 6-9 y los diagramas de momento y corte del análisis estructural por carga vertical ($U = 1.4D+1.7L$) del Marco Eje B se presentan en la Figura 6-10.

6.7.4. Estimación de la carga muerta (W) de la estructura

La carga muerta (W) de la estructura deberá determinarse para cada nivel como lo muestra la Figura 6-5a y deben incluirse todos los elementos estructurales y no-estructurales que influyen efectivamente en el peso muerto de la estructura. La Tabla 6-7 globaliza los cálculos del peso muerto de la estructura.





CARGAS VERTICALES (U=1.4D+1.7L)

W6 = 2.43 k/p	P3 = 2.46 k
W5 = 2.89 k/p	P2 = 2.66 k
W4 = 3.37 k/p	P1 = 2.86 k
W3 = 4.05 k/p	
W2 = 3.41 k/p	
W1 = 4.08 k/p	

CARGA MUERTA TOTAL POR NIVEL

WM3 = 217.64 k
WM2 = 283.10 k
WM1 = 308.18 k

SECCIONES DE VIGAS (Mts)

Nivel 7	= 0.35 * 0.70
Nivel 6.5.4.3.2	= 0.35 * 0.70
Nivel 1	= 0.35 * 0.80

SECCION DE COLUMNA (Mts)

0.65 * 0.65 para toda la estructura.

MARCO EJE B

FIGURA 6 = 9 CARGAS VERTICALES Y DE SISMO PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL

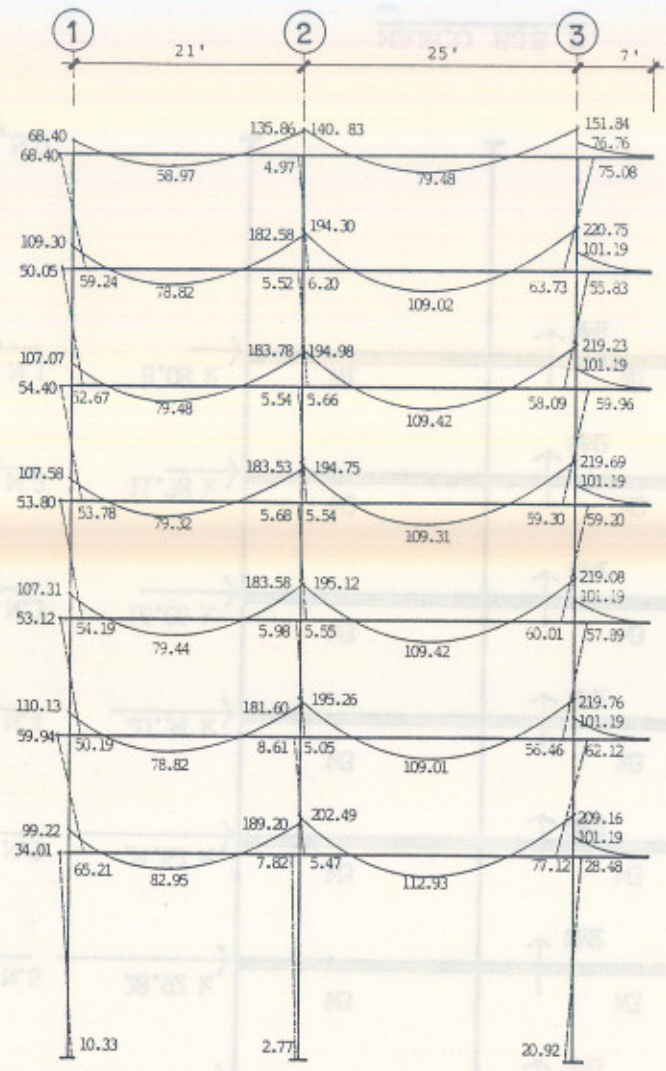


DIAGRAMA DE MOMENTOS (K*P)

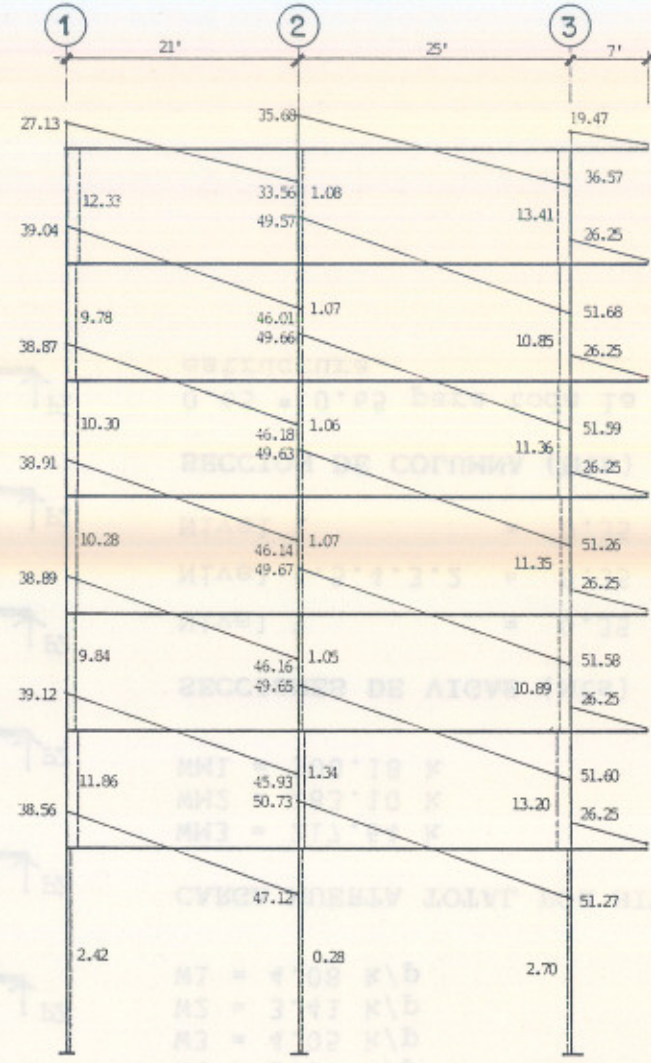


DIAGRAMA DE CORTE (K)

FIGURA 6 - 10 ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES 1.4D+1.7L

Nivel	Elemento	Descripción del peso	W (kip)
7	losa	$1699.82 p^2 * 0.070 k/p^2$	118.99
	vigas ejes 1,2,3	$3*29.047 p * 0.344 k/p$	29.98
	vigas ejes A,B	$2*47.914p * 0.344k/p$	32.97
	viga perimt.	$67.556 p * 0.147k/p$	9.93
	columnas	$6*6.297 p * 0.682 k/p$	25.77
		Total nivel 7	217.64
6,5,4 3 y 2	losa	$1699.82 p^2 * 0.095 k/p^2$	161.48
	vigas ejes 1,2,3	$87.141 p * 0.372 k/p$	32.42
	vigas ejes A,B	$95.828 p * 0.372 k/p$	35.65
	vigas perimet.	$67.556 p * 0.159 k/p$	10.74
	columnas	$6 * 10.461 p * 0.682 k/p$	42.81
		Total niveles 6,5,4,3 y 2	283.10
1	losa	$1699.82 p^2 * 0.095 k/p^2$	161.48
	vigas ejes 1,2,3	$87.141 p * 0.400 k/p$	34.86
	vigas ejes A,B	$95.828 p * 0.400 k/p$	38.33
	vigas perimet.	$67.556 p * 0.172 k/p$	11.62
	columnas	$6 * 15.125 p * 0.682 k/p$	61.89
		Total nivel 1	308.18
		peso total del edificio W	1941.32

Tabla 6-7. Estimación de la carga muerta de la estructura (W)

6.7.4.1. Estimación de las coordenadas del centro de masa (cm)

El centro de masa o centro de gravedad en un nivel determinado, se define como el punto donde se asume aplicada la fuerza lateral sísmica. La posición del centro de masa (cm) es función del peso de los elementos que conforman un nivel en particular y de sus respectivos brazos a un eje arbitrario de coordenadas.

Para el edificio que se estudia, el punto de origen "O" de las coordenadas "x" y "y" se encuentran en el eje de la columna A-1 como lo indica la Figura 6-8.

El centro de masa se puede determinar de las siguientes expresiones:

$$X_{cm} = \frac{\sum Wx}{\sum W}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum Wy}{\sum W}$$

donde X_{cm} y Y_{cm} son las coordenadas del centro de masa. En las tablas 6-8, 6-9 y 6-10 se aprecian los cálculos de las coordenadas del centro de masa para cada nivel de la estructura.

Nivel	Elemento	Descripción del peso	W (kp)
7	losa	losa	1069.82 p * 0.092 kp/p
	vigas ejes 1,2,3	vigas ejes 1,2,3	87.141 p * 0.372 kp/p
	vigas ejes A,B	vigas ejes A,B	82.828 p * 0.372 kp/p
	viga perimet.	viga perimet.	87.228 p * 0.147 kp/p
	columnas	columnas	8 * 10.481 p * 0.882 kp/p
6, 8, 4	losa	losa	1069.82 p * 0.092 kp/p
	vigas ejes 1,2,3	vigas ejes 1,2,3	87.141 p * 0.372 kp/p
	vigas ejes A,B	vigas ejes A,B	82.828 p * 0.372 kp/p
	viga perimet.	viga perimet.	87.228 p * 0.147 kp/p
	columnas	columnas	8 * 10.481 p * 0.882 kp/p
3 y 5	losa	losa	1069.82 p * 0.092 kp/p
	vigas ejes 1,2,3	vigas ejes 1,2,3	87.141 p * 0.372 kp/p
	vigas ejes A,B	vigas ejes A,B	82.828 p * 0.372 kp/p
	viga perimet.	viga perimet.	87.228 p * 0.147 kp/p
	columnas	columnas	8 * 10.481 p * 0.882 kp/p
1	losa	losa	1069.82 p * 0.092 kp/p
	vigas ejes 1,2,3	vigas ejes 1,2,3	87.141 p * 0.400 kp/p
	vigas ejes A,B	vigas ejes A,B	82.828 p * 0.400 kp/p
	viga perimet.	viga perimet.	87.228 p * 0.172 kp/p
	columnas	columnas	8 * 12.122 p * 0.982 kp/p
		Total nivel 1	308.18
		peso total del edificio W	1941.92

Tabla 6-7. Estimación de la carga muerta de la estructura (W)

6.7.4.1. Estimación de las coordenadas del centro de masa (cm)

El centro de masa o centro de gravedad en un nivel determinado, se define como el punto donde se supone aplicada la fuerza lateral sísmica. La posición del centro de masa (cm) es función del peso de los elementos que conforman un nivel en particular y de sus respectivos pesos a un eje arbitrario de coordenadas.

Elemento	Peso W (k)	X (p)	Y (p)	W.x	W.y
losa	118.99	25.461	15.516	3029.60	1846.25
viga eje 1	9.993	0.00	16.044	0.00	160.33
viga eje 2	9.993	21.00	16.044	209.85	160.33
viga eje 3	9.993	46.00	16.044	459.68	160.33
viga eje A	16.485	27.380	0.00	451.36	0.00
viga eje B	16.485	27.380	25.0	451.36	412.13
viga permt. números	3.506	53.00	12.5	185.32	43.83
viga permt. letras	6.424	23.053	32.00	148.09	205.57
Col A.1	4.295	0.00	0.00	0.00	0.00
Col A.2	4.295	21.00	0.00	90.20	0.00
Col A.3	4.295	46.00	0.00	197.57	0.00
Col B.1	4.295	0.00	25.00	0.00	107.38
Col B.2	4.295	21.00	25.00	90.20	107.38
Col B.3	4.295	46.00	25.00	197.57	107.38
W =	217.639			5511.30	3310.91

Tabla 6-8. Estimación de las coordenadas del centro de masa del nivel 7

$$X_{cm} = \frac{5511.30}{217.639} = 25.323 \text{ p}$$

$$Y_{cm} = \frac{3310.91}{217.639} = 15.213 \text{ p}$$

Elemento	Peso W (k)	X (p)	Y (p)	W.x	W.y
losa	161.48	25.461	15.516	4111.44	2505.52
viga eje 1	10.807	0.00	16.044	0.00	173.39
viga eje 2	10.807	21.00	16.044	226.95	173.39
viga eje 3	10.807	46.00	16.044	497.12	173.39
viga eje A	17.825	27.38	0.00	488.05	0.00
viga eje B	17.825	27.38	25.00	488.05	445.63
viga perimt.números	6.949	53.00	12.50	368.30	86.86
viga perimt.letras	3.793	23.053	32.00	87.44	121.38
Col. A.1	7.135	0.00	0.00	0.00	0.00
Col. A.2	7.135	21.00	0.00	149.84	0.00
Col. A.3	7.135	46.00	0.00	328.21	0.00
Col. B.1	7.135	0.00	25.00	0.00	178.38
Col. B.2	7.135	21.00	25.00	149.84	178.38
Col. B.3	7.135	46.00	25.00	328.21	178.38
W =	283.103			7223.45	4214.70

Tabla 6-9. Estimación de las coordenadas del centro de masa de los niveles 6,5,4,3 y 2

$$X_{cm} = \frac{7223.45}{283.103} = 25.515 \text{ p}$$

$$y_{cm} = \frac{4214.70}{283.103} = 14.888 \text{ p}$$

Elemento	Peso W (k)	X (p)	Y (p)	W.x	W.y
losa	161.48	25.461	15.516	4111.44	2505.52
viga eje 1	11.62	0.000	16.044	0.00	186.43
viga eje 2	11.62	21.000	16.044	244.02	186.43
viga eje 3	11.62	46.000	16.044	534.52	186.43
viga eje A	19.165	27.380	0.000	524.74	0.00
viga eje B	19.165	27.380	25.000	524.74	479.13
viga perimt. números	7.517	53.000	12.500	398.40	93.96
viga perimt. letras	4.103	23.053	32.000	94.59	131.30
Col. A.1	10.315	0.000	0.000	0.00	0.00
Col. A.2	10.315	21.000	0.000	216.62	0.00
Col. A.3	10.315	46.000	0.000	474.49	0.00
Col. B.1	10.315	0.000	25.000	0.00	257.88
Col. B.2	10.315	21.000	25.000	216.62	257.88
Col. B.3	10.315	46.000	25.000	474.49	257.88
W =	308.18			7814.67	4542.84

Tabla 6-10. Estimación de las coordenadas del centro de masa del nivel 1

$$X_{cm} = \frac{7814.67}{308.18} = 25.358 \text{ p}$$

$$Y_{cm} = \frac{4542.84}{308.18} = 14.741 \text{ p}$$

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

6.7.5. Estimación del corte total lateral sísmico (V)

Antes de proceder, en general, según Newmark y Hall, el procedimiento de la fuerza lateral equivalente es adecuado para edificios que tienen las siguientes propiedades: a) el sistema estructural que resiste las fuerzas laterales sísmicas tiene la misma configuración en todos sus niveles y pisos; b) las masas y rigideces en los pisos no difieren en más de un 30% con respecto a los pisos adyacentes; y c) las áreas de

las secciones y los momentos de inercia de los elementos estructurales no difieren en más de un 30% para pisos adyacentes.

El corte total lateral sísmico V aplicado en la base del edificio debe calcularse separadamente en la dirección de cada eje principal de la estructura, donde obviamente el peso muerto total W es el mismo para ambas direcciones, entonces a continuación se muestran los cálculos para ambas direcciones:

Sentido x	Sentido y
$T = \frac{0.05 \cdot 81.20}{\sqrt{46}} = 0.599 \text{ seg}$	$T = \frac{0.05 \cdot 81.20}{\sqrt{46}} = 0.812 \text{ seg}$
$C = \frac{1.0}{15 \cdot \sqrt{0.599}} = 0.0861 < 0.12$	$C = \frac{1.0}{15 \cdot \sqrt{0.812}} = 0.0740 < 0.12$
$S = 1.50$	$S = 1.50$
$C \cdot S = 0.0861 \cdot 1.50 = 0.1292$ $C \cdot S = 0.1292 < 0.14$	$C \cdot S = 0.0740 \cdot 1.50 = 0.1110$ $C \cdot S = 0.1110 < 0.14$
$C_s = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.67 \cdot 0.1292$ $C_s = 0.0866$	$C_s = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.67 \cdot 0.1110$ $C_s = 0.0744$
$V_u = 1.40 \cdot 0.0866 \cdot 1941.32$ $V_u = 235.37 \text{ k}$	$V_u = 1.40 \cdot 0.0744 \cdot 1941.32$ $V_u = 202.21 \text{ k}$

6.7.5.1. Distribución del corte total lateral sísmico por nivel

El corte sísmico factorizado en la base del edificio V_u debe distribuirse en los niveles de toda la altura del sistema estructural para la dirección de cada eje principal según la explicación de la sección 5-4, entonces:

Dirección X	Dirección Y
$V_u = 235.37 \text{ k}$	$V_u = 202.21 \text{ k}$
$T = 0.599 \text{ seg} < 0.70 \text{ seg}$ $F_t = 0.00$	$T = 0.812 \text{ seg} > 0.70 \text{ seg}$ $F_t = 0.07 \cdot 0.812 \cdot 1941.32$ $F_t = 11.49 \text{ k}$

$$0.25 \cdot 202.21 = 50.55 \text{ k}$$

$$F_t = 11.49 \text{ k} < 50.55 \text{ k}$$

$$V_u - F_t = 190.72 \text{ k}$$

$$F_x = \frac{235.37 \cdot W_x H_x}{\sum W_x H_x}$$

$$F_y = \frac{190.72 \cdot W_x H_x}{\sum W_x H_x}$$

La tabla 6-11 facilita los cálculos para la distribución de la fuerza lateral total para cada nivel de la estructura.

Nivel	$W_x H_x$	F_x	F_y
7	217.50	44.31	47.50
6	283.10	50.29	52.71
5	283.10	50.29	52.71
4	283.10	50.29	52.71
3	283.10	50.29	52.71
2	283.10	50.29	52.71
1	308.18	57.14	60.46
	1941.32	235.37	252.81

Tabla 6-11. Distribución del core lateral sísmico por nivel

6.7.6. Análisis de las rigideces de la estructura

Un procedimiento para el análisis de las rigideces de la estructura se hace imprescindible, debido a varias razones, entre estas: a) es necesario determinar la porción del core lateral sísmico al cual se someterá cada marco, b) dicho análisis es útil para determinar la deflexión lateral del edificio para ambos ejes principales, y c) con los datos obtenidos se realiza el análisis torsional de la estructura. A continuación se presenta una comparación de los procedimientos descritos en las referencias "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions" y "Continuity in Concrete Building Frames".

6.7.6.1. Inercias y rigideces relativas de los elementos estructurales

El primer paso es la determinación de las rigideces de los miembros estructurales. Para este propósito, las secciones de las vigas y columnas ya han sido establecidas en la etapa de pre-dimensionamiento. El efecto del patrón de vigas T o L para el momento de inercia de las secciones se desprecia para el análisis del edificio, esto ocurre para cada diseñador. Si el efecto de los patrones en vigas T o L se quiere tomar en cuenta en el análisis de rigideces, esto se puede efectuar como lo indica la referencia "Continuity in Concrete Building Frames" y la sección del artículo de los patrones puede basarse en las recomendaciones del reglamento del

Nivel	Wx(k)	Hx(p)	Wx.Hx	Fx	Fy
7	217.64	81.20	17672.37	44.31	47.40
6	283.10	70.85	20057.64	50.29	40.75
5	283.10	60.35	17085.09	42.84	34.71
4	283.10	49.85	14112.54	35.38	28.67
3	283.10	39.35	11139.99	27.93	22.63
2	283.10	28.85	8167.44	20.48	16.59
1	308.18	18.30	5639.69	14.14	11.46
	1941.32		93874.76	235.37	202.21

Tabla 6-11. Distribución del corte total lateral sísmico por nivel

6.7.6. Análisis de las rigideces de la estructura

Un procedimiento para el análisis de las rigideces de la estructura se hace imprescindible, debido a varias razones, entre estas: a) es necesario determinar la porción del corte lateral sísmico al cual se someterá cada marco, b) dicho análisis es útil para determinar la deflexión lateral del edificio para ambos ejes principales, y c) con lo datos obtenidos se realiza el análisis torsional de la estructura. A continuación se presenta una combinación de los procedimientos descritos en las referencias "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions" y "Continuity in Concrete Building Frames".

6.7.6.1. Inercias y rigideces relativas de los elementos estructurales

El primer paso es la determinación de las rigideces de los miembros estructurales. Para este propósito, las secciones de las vigas y columnas ya han sido establecidos en la etapa de predimensionamiento. El efecto del patin de vigas T o L para el momento de inercia de las secciones se desprecian para el análisis del edificio, este criterio varía según cada diseñador. Si el efecto de los patines en vigas T o L se quiere tomar en cuenta en el análisis de rigideces, esto se puede efectuar como lo indica la referencia "Continuity in Concrete Building Frames" y la selección del ancho efectivo de los patines puede basarse en las recomendaciones del reglamento del ACI.

Entonces, la rigidez absoluta de un miembro de concreto se obtiene de la expresión:

$$K = 4E_c \frac{I}{L} \quad (6-1)$$

donde E_c es el módulo secante de elasticidad del concreto; I , el momento de inercia del elemento estructural y L generalmente la longitud entre ejes del elemento. Pero debido a que el término $4E_c$ es común para toda la estructura, se pueden obtener valores relativos de rigidez para las vigas y columnas mediante la expresión:

$$K = \frac{I}{L} \quad (6-2)$$

Si se especifican distintas resistencias a la compresión del concreto f'_c para las columnas y vigas, el módulo secante de elasticidad del concreto variará según la resistencia f'_c especificada. Entonces, cuando se especifica una resistencia f'_c mayor para las columnas (práctica frecuente para edificios altos), la rigidez relativa para las vigas se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$K_v = \frac{I_v}{L} \cdot \frac{E_v}{E_{col}}$$

donde:

- K_v = la rigidez relativa de la viga
- I_v = momento de inercia de la viga
- L = longitud entre ejes de la viga
- E_v = módulo de elasticidad de la viga
- E_{col} = módulo de elasticidad de la columna

y la rigidez relativa para las columnas según la ecuación 6-2, se define como:

$$K_{col} = \frac{I_{col}}{H}$$

donde H es igual a la altura entre ejes de la columna.

Finalmente, el momento de inercia I para un elemento rectangular prismático, se calcula como:

$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

donde:

I = momento de inercia del elemento (pulg⁴)

b = base de elemento (pulg)

h = altura o peralte total del elemento (pulg)

De la explicación anterior los momentos de inercia de los miembros estructurales son los siguientes:

Viga de 0.35 * 0.70

$$I_v = 24035.11 \text{ pulg}^4$$

0.35 * 0.75

$$I_v = 29562.13 \text{ pulg}^4$$

0.35 * 0.80

$$I_v = 35877.48 \text{ pulg}^4$$

Columna de 0.65 * 0.65

$$I_{col} = 35738.58 \text{ pulg}^4$$

como ejemplo suponga la viga de 0.35 mt * 0.75 mt.

$$I = \frac{1}{12} * (35/2.54) * (75/2.54)^3$$

$$I = 29562.13 \text{ pulg}^4$$

Continuando con el procedimiento, las rigideces relativas de los miembros estructurales son los siguientes:

Nivel 7

Viga tramo 1-2

$$K_v = 24035.11 / (21 * 12) = 95.38$$

Viga tramos 2-3, A-B

$$K_v = 24035.11 / (25 * 12) = 80.12$$

Niveles 6,5,4,3,2

Viga tramo 1-2

$$K_v = 29562.13 / (21 * 12) = 117.31$$

Viga tramos 2-3, A-B

$$K_v = 29562.13 / (25 * 12) = 98.54$$

Nivel 1

Viga tramo 1-2

$$K_v = 35877.48 / (21 * 12) = 142.37$$

Viga tramos 2-3, A-B

$$K_v = 35877.48 / (25 * 12) = 119.59$$

Col.Nivel 7-6

$$K_{col} = 35738.58 / (10.35 * 12) = 287.75$$

Col.Nivel 6-5,5-4,4-3,3-2

$$K_{col} = 35738.58 / (10.50 * 12) = 283.64$$

Col.Nivel 2-1

$$K_{col} = 35738.58 / (10.55 * 12) = 282.30$$

Col.Nivel 1-0

$$K_{col} = 35738.58 / (18.30 * 12) = 162.74$$

Los valores de las rigideces relativas de los miembros estructurales se pueden apreciar en la Figura 6-11.

6.7.6.2. Estimación de los factores de rigidez de nudo (Kn)

Las rigideces de los nudos o juntas sobre las columnas conocidos como factores de rigidez de nudo o simplemente por coeficientes de junta, se calcularán mediante el procedimiento que se describe en la referencia "Continuity in Concrete Buildings Frames" para las direcciones de los ejes principales de la estructura mediante la expresión:

$$K_n = K_c * \frac{\sum K_v}{\sum K_e}$$

donde:

K_n = la rigidez de nudo en la dirección respectiva

K_c = rigidez de la columna debajo de nudo

$\sum K_v$ = la sumatoria de las rigideces de las vigas que llegan al nudo

$\sum K_e$ = la sumatoria de las rigideces de todos los miembros que llegan al nudo

Los factores de rigidez de nudo se muestran en la Figura 6-11, entonces como ejemplos vea el marco en la dirección x:

Nudo, Nivel 7, Eje 1

$$K_n = 287.75 * \frac{95.38}{95.38 + 287.75} = 71.64$$

Nudo, Nivel 7, Eje 2

$$K_n = 287.75 * \frac{95.38}{95.38 + 80.12 + 287.75} = 109.01$$

Nudo, Nivel 3, Eje 1

$$K_n = 283.64 * \frac{117.31}{117.31 + 2 * 283.64} = 48.60$$

Nudo, nivel 3, Eje 2

$$K_n = 283.64 * \frac{117.31 + 98.54}{117.31 + 98.54 + 2 * 283.64} = 78.18$$

Los voladizos en los marcos no transmiten rigidez a los nudos, pero los

desequilibrios o desbalances que provocan en la sumatoria de momentos en los nudos es un factor determinante en el análisis estructural de marcos.

$$K_n = K_c \cdot \frac{\sum K_y}{\sum K_x}$$

donde:

K_n = la rigidez de nudo en la dirección respectiva
 K_c = rigidez de la columna debajo de nudo
 $\sum K_y$ = la sumatoria de las rigideces de las vigas que llegan al nudo
 $\sum K_x$ = la sumatoria de las rigideces de todos los miembros que llegan al nudo

Los factores de rigidez de nudo se muestran en la figura 8-11, entonces como ejemplos vea el marco en la dirección x:

Nudo, Nivel 7, Eje 1

$$K_n = 287.75 \cdot \frac{92.38}{92.38 + 287.75} = 71.64$$

Nudo, Nivel 7, Eje 2

$$K_n = 287.75 \cdot \frac{92.38}{92.38 + 80.12 + 287.75} = 109.01$$

Nudo, Nivel 3, Eje 1

$$K_n = 289.84 \cdot \frac{117.91}{117.91 + 2 \cdot 289.84} = 43.80$$

Nudo, nivel 3, Eje 2

$$K_n = 289.84 \cdot \frac{117.91 + 98.54}{117.91 + 98.54 + 2 \cdot 289.84} = 78.18$$

Los voladizos en los marcos no transmiten rigidez a los nudos, pero los

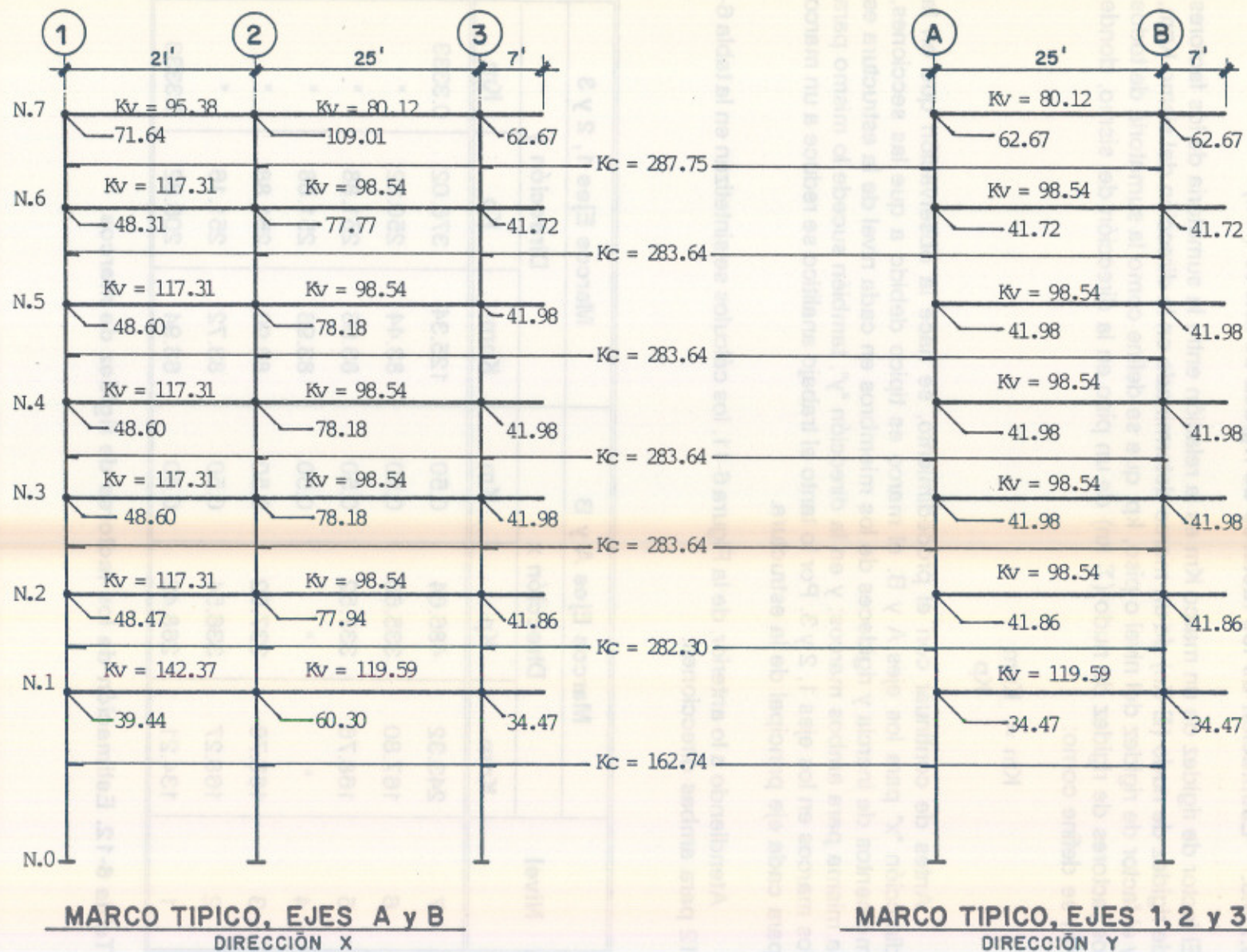


FIGURA 6-II RIGIDECES DE LOS MIEMBROS Y FACTORES DE RIGIDEZ DE NUDO EN MARCOS

6.7.6.3. Estimación de los factores de rigidez de marco (Km)

El factor de rigidez de un marco K_m es la relación entre la sumatoria de los factores de rigidez de nudo ($\sum K_n$) de un marco determinado en la dirección del sismo K_{nm} , y el factor de rigidez del nivel o piso, k_p , que se define como la sumatoria de todos los factores de rigidez de nudo ($\sum k_n$) de un piso en la dirección del sismo, donde K_m se define como:

$$K_m = \frac{K_{nm}}{K_p}$$

Antes de continuar con el procedimiento, se hace la observación que en la dirección "x" para los ejes A y B, el marco es típico debido a que las secciones, momentos de inercia y rigideces de los miembros en cada nivel de la estructura es la misma para ambos marcos; y en la dirección "y", también sucede lo mismo para los marcos en los ejes 1, 2 y 3. Por lo tanto el trabajo analítico se reduce a un marco para cada eje principal de la estructura.

Atendiendo a lo anterior, de la Figura 6-11, los cálculos se sintetizan en la tabla 6-12 para ambas direcciones.

Nivel	Marcos Ejes A y B			Marcos Ejes 1, 2 y 3		
	Dirección x			Dirección y		
	K_{nm}	K_p	K_m	K_{nm}	K_p	K_m
7	243.32	486.64	0.50	125.34	376.02	0.3333
6	167.80	335.60	0.50	83.44	250.32	"
5	168.76	337.52	0.50	83.96	251.88	"
4	"	"	0.50	83.96	251.88	"
3	168.76	337.52	0.50	83.96	251.88	"
2	168.27	336.54	0.50	83.72	251.16	"
1	134.21	268.42	0.50	68.94	206.82	0.3333

Tabla 6-12. Estimación de los factores de rigidez de marcos

A continuación se da un ejemplo de los cálculos:

***Nivel 5, dirección x

$$K_{nm} = 48.60 + 78.18 + 41.98 = 168.76$$

debido que en la dirección x tenemos 2 marcos:

$$K_p = 2 * 168.76 = 337.52$$

$$K_m = \frac{168.76}{337.52} = 0.50$$

6.7.6.4. Estimación de las coordenadas del centro de rigidez (cr)

Se asume al centro de rigidez cr como el punto donde se encuentra un eje vertical de rotación para cada nivel, que es el origen de las excentricidades que el centro de masa puede tener respecto a éste en ese mismo nivel. Su posición está en función de los factores de rigidez de marco (K_m) y de su brazo respecto a un eje coordenado arbitrario.

De acuerdo con lo anterior y según la tabla 6-12, los valores de K_m en todos los niveles en la dirección x es igual a 0.50 y K_m en todos los niveles en la dirección y es igual a 0.3333 ó 1/3; la posición del centro de rigidez es típico para todos los niveles de la estructura. En la Figura 6-8, los valores de K_m están colocados para las direcciones de los ejes principales de la estructura y el plano coordenado tiene su origen en la columna A-1 en el punto "O". Las coordenadas del centro de rigidez son las siguientes:

***Niveles del 7 al 1

$$X_{cr} = (1/3) * 0.00 + (1/3) * 21 + (1/3) * 46 = 22.333 \text{ p}$$

$$Y_{cr} = 0.50 * 0.00 + 0.50 * 25 = 12.50 \text{ p}$$

6.7.6.5. Estimación de la rigidez rotacional total por nivel (I_p)

La rigidez rotacional total I_p se puede obtener modificando la ecuación 5-8 de la siguiente manera:

$$I_p = \sum (K_{nmy} \cdot X_{cr}^2 + K_{nm} \cdot Y_{cr}^2)$$

donde K_{nm} es la sumatoria de los factores de rigidez de nudo de un marco determinado para la dirección "x" o "y" respectivamente; y X_{cr} , Y_{cr} , son las distancias de los marcos respecto al nuevo origen en el punto cr. Entonces de la tabla 6-12 y las figuras 6-12, 6-13, 6-14, la rigidez rotacional total I_p se calcula para cada nivel de la siguiente manera:

$$K_{nm} = 48.80 + 76.18 + 41.98 = 166.96$$

debido que en la dirección x tenemos 2 marcos:

$$K_p = 2 * 166.96 = 333.92$$

$$k_m = \frac{166.96}{333.92} = 0.50$$

6.7.8.4. Estimación de las coordenadas del centro de rigidez (cr)

Se asume el centro de rigidez cr como el punto donde se encuentra un eje vertical de rotación para cada nivel, que es el origen de las excentricidades que el centro de masa puede tener respecto a éste en ese mismo nivel. Su posición está en función de los factores de rigidez de marco (K_{nm}) y de su brazo respecto a un eje coordenado arbitrario.

De acuerdo con lo anterior y según la tabla 6-12, los valores de K_{nm} en todos los niveles en la dirección x es igual a 0.50 y K_{nm} en todos los niveles en la dirección y es igual a 0.3333 ó 1/3; la posición del centro de rigidez es típico para todos los niveles de la estructura. En la Figura 6-5, los valores de K_{nm} están colocados para las direcciones de los ejes principales de la estructura y el plano coordenado tiene su origen en la columna A-1 en el punto "O". Las coordenadas del centro de rigidez son las siguientes:

***Niveles del 7 al 1

$$X_{cr} = (1/3) * 0.00 + (1/3) * 21 + (1/3) * 48 = 23.33 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = 0.50 * 0.00 + 0.50 * 25 = 12.50 \text{ m}$$

6.7.8.5. Estimación de la rigidez rotacional total por nivel (I_p)

La rigidez rotacional total I_p se puede obtener modificando la ecuación 6-8 de la siguiente manera:

$$I_p = \sum (K_{nm} Y_{cr}^2 + K_{nm} X_{cr}^2)$$

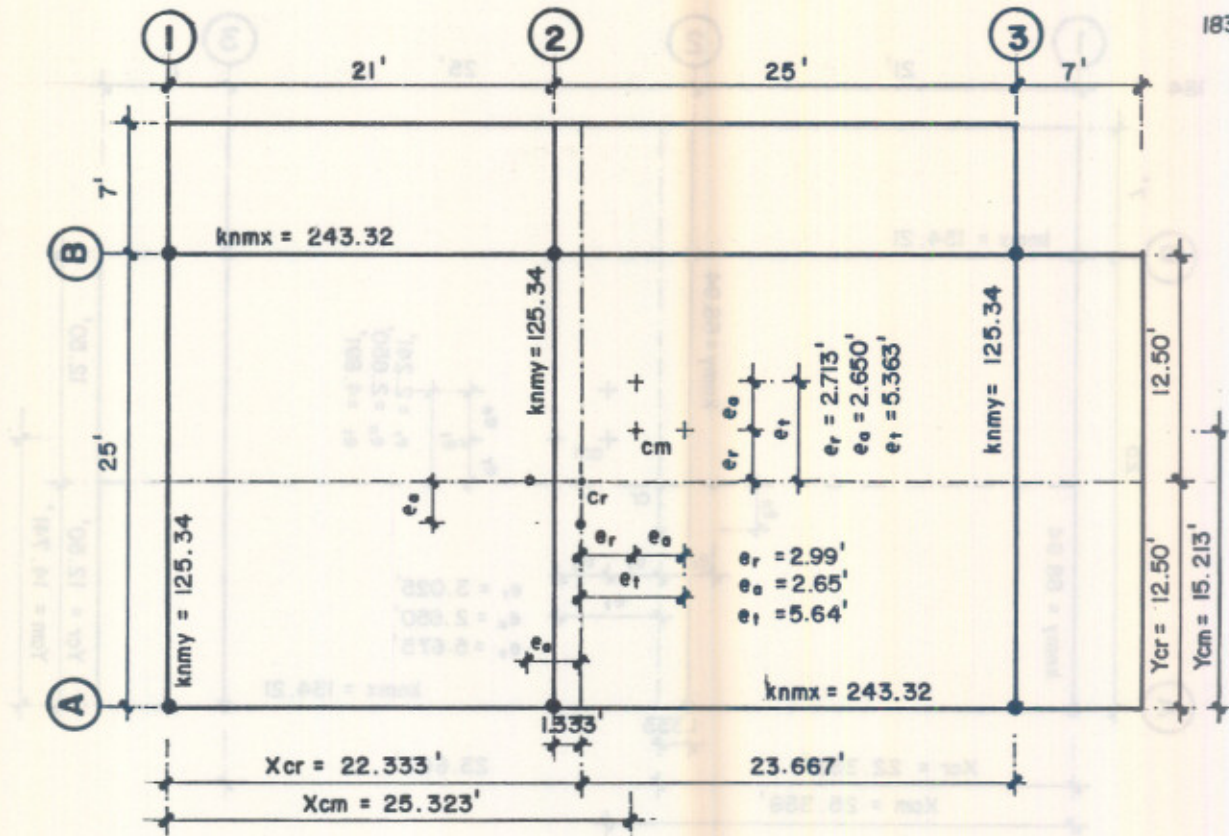


FIGURA 6-12 PLANTA NIVEL 7 ESTIMACION DE LAS EXCENTRICIDADES PARA EL ANALISIS TORSIONAL DE MARCOS

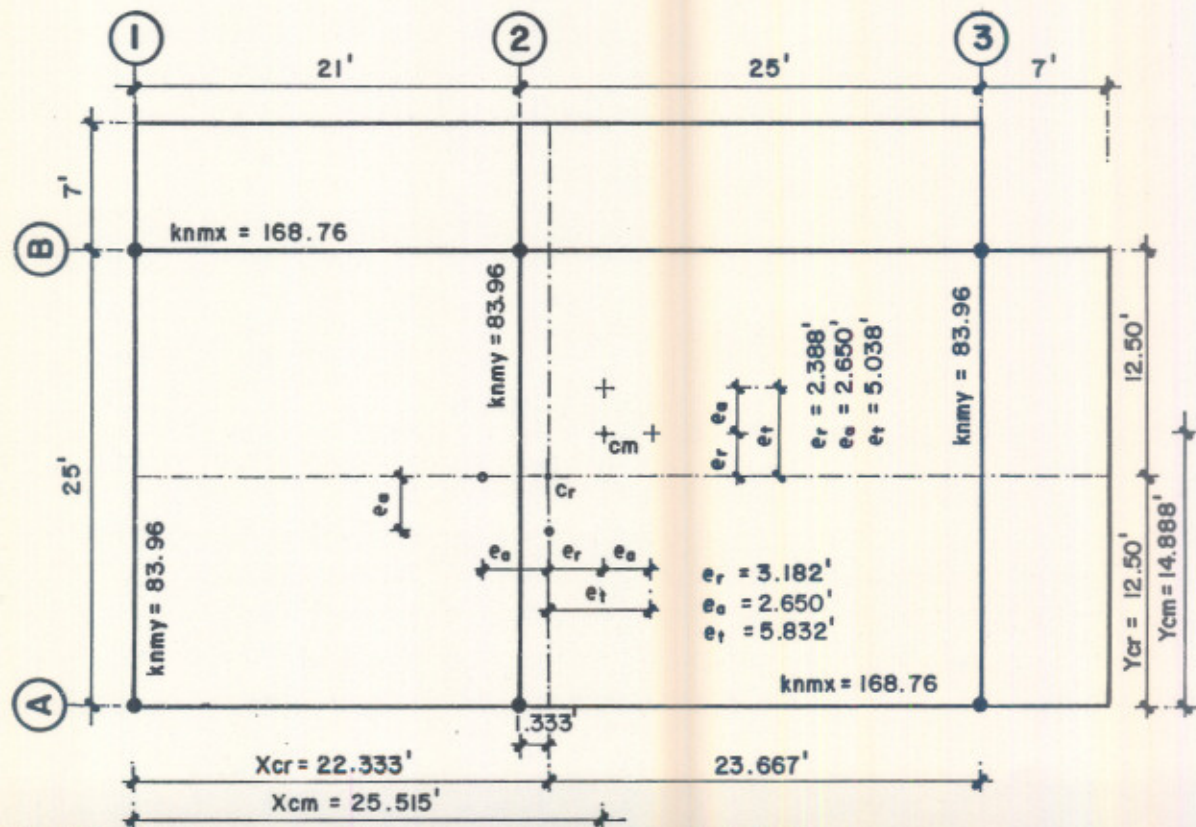


FIGURA 6-13 PLANTA NIVELES 6, 5, 4, 3, 2 ESTIMACION DE LAS EXCENTRICIDADES PARA EL ANALISIS TORSIONAL DE MARCOS

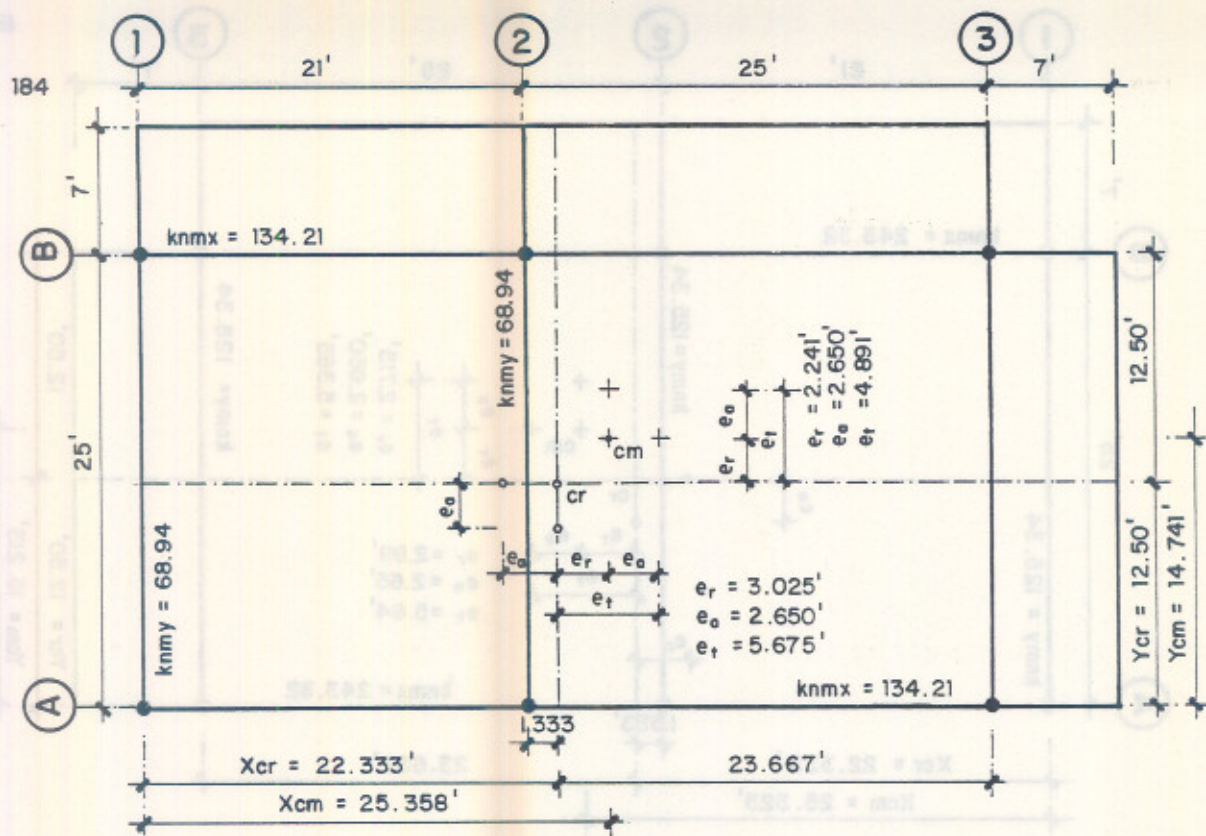
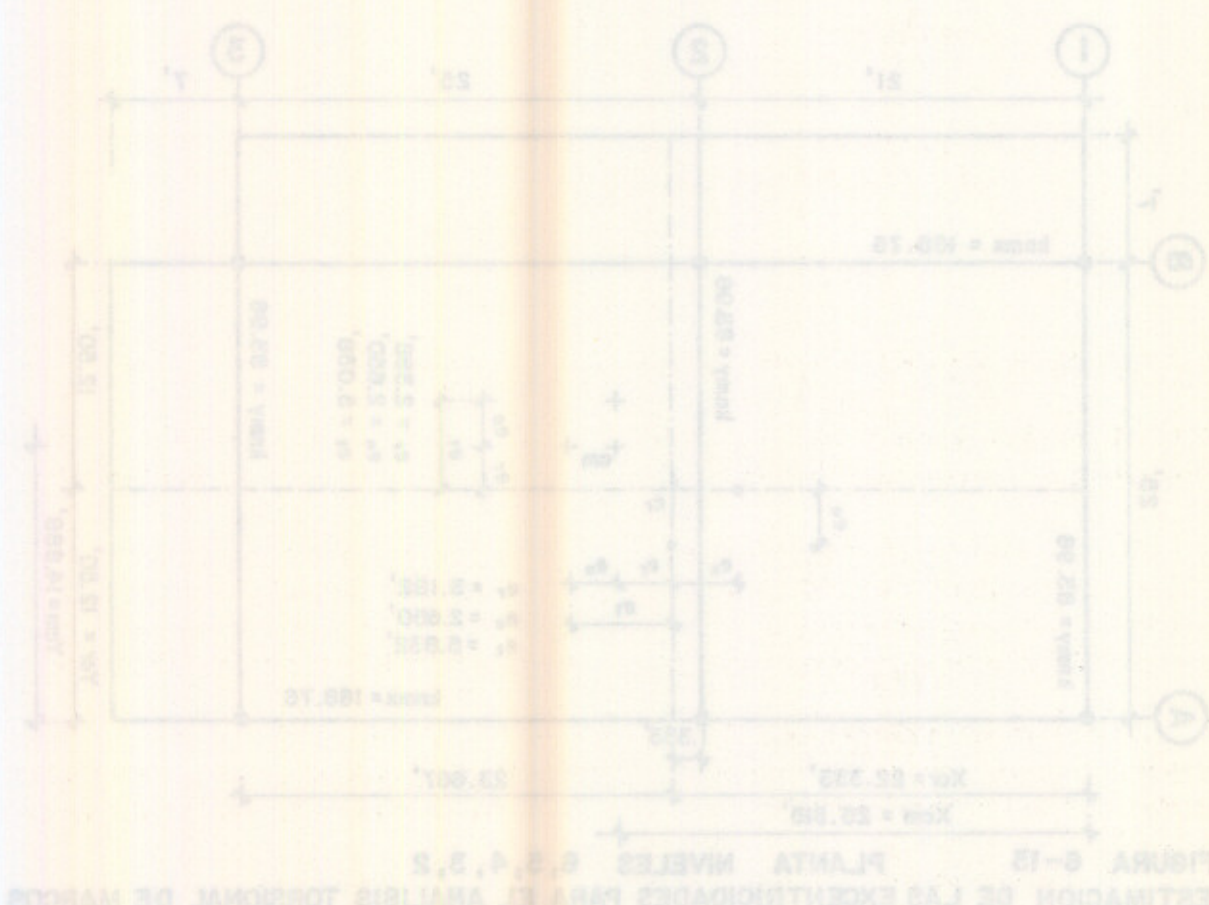


FIGURA 6-14 PLANTA NIVEL 1 ESTIMACION DE LAS EXCENTRICIDADES PARA EL ANALISIS TORSIONAL DE MARCOS



Nivel 7

$$I_p = 125.34 \cdot 22.333^2 + 125.34 \cdot 1.333^2 + 125.34 \cdot 23.667^2 + 243.32 \cdot 12.50^2 + 243.32 \cdot 12.50^2$$

$$I_p = 208981.46$$

Nivel 6

$$I_p = 83.44 \cdot 22.333^2 + 83.44 \cdot 1.333^2 + 83.44 \cdot 23.667^2 + 167.80 \cdot 12.50^2 + 167.80 \cdot 12.50^2$$

$$I_p = 140939.53$$

Niveles 5,4,3

$$I_p = 83.96 \cdot 22.333^2 + 83.96 \cdot 1.333^2 + 83.96 \cdot 23.667^2 + 168.76 \cdot 12.50^2 + 168.76 \cdot 12.50^2$$

$$I_p = 141791.07$$

Nivel 2

$$I_p = 83.72 \cdot 22.333^2 + 83.72 \cdot 1.333^2 + 83.72 \cdot 23.667^2 + 168.27 \cdot 12.50^2 + 168.27 \cdot 12.50^2$$

$$I_p = 141383.39$$

Nivel 1

$$I_p = 68.94 \cdot 22.333^2 + 68.94 \cdot 1.333^2 + 68.94 \cdot 23.667^2 + 134.21 \cdot 12.50^2 + 134.21 \cdot 12.50^2$$

$$I_p = 115062.99$$

6.7.7. Estimación de las excentricidades (e)

A la diferencia existente entre las coordenadas del centro de masa (cm) y el centro de rigidez (cr) en un nivel particular se le conoce como una excentricidad real (er).

Adicionalmente, en general los códigos especifican que los elementos verticales deben de resistir un momento torsional debido a una excentricidad accidental (ea) igual al 5% de la máxima dimensión en planta del edificio. Los momentos torsionales son el producto de las excentricidades por el corte total lateral sísmico del nivel.

De acuerdo con lo anterior en las figuras 6-12, 6-13, 6-14 se indican las posiciones del centro de masa y centro de rigidez para los distintos niveles de la estructura, los cuales facilitan el estudio de las excentricidades en cada nivel. La tabla 6-13 indica

las excentricidades para los momentos de torsión (M_t) para cada marco, donde la excentricidad accidental para todos los niveles es:

$$e_a = 0.05 \cdot (21 + 25 + 7) = 2.65 \text{ p}$$

Nivel	Dirección x		Dirección y		
	Marco Eje		Marco Eje		
	A	B	1	2	3
7	2.65	5.363	2.65	2.65	5.640
6	2.65	5.038	2.65	2.65	5.832
5	2.65	5.038	2.65	2.65	5.832
4	2.65	5.038	2.65	2.65	5.832
3	2.65	5.038	2.65	2.65	5.832
2	2.65	5.038	2.65	2.65	5.832
1	2.65	4.891	2.65	2.65	5.675

Tabla 6-13. Estimación de las excentricidades para el análisis torsional de marcos

6.7.8. Estimación de las fuerzas o cortes laterales sísmicos para cada marco (V_m)

El corte lateral sísmico por marco V_m debe calcularse para cada nivel de la estructura en el sentido de la aplicación del sismo y se conforma por la suma de un corte sísmico directo V_d distribuido en proporción a las rigideces de los marcos resistentes y de un corte torsional V_t aunque sea el mínimo especificado por los códigos. Entonces se puede decir que:

$$V_m = V_d + V_t$$

y el corte directo V_d se estima como:

$$V_d = K_m \cdot V_n$$

donde:

- Vd = corte sísmico directo de cada marco en la dirección de cada eje principal
- Km = factor de rigidez de marco (valores de Km en tabla 6-12)
- Vn = corte total lateral sísmico por nivel (valores de Fx o Fy en Tabla 6-11).

y el corte torsional se estima como:

$$V_t = \frac{M_t}{I_p} * K_{nm} * d_i$$

donde:

- I_p = rigidez rotacional total del nivel (valores en la sección 6.7.6.6.)
- M_t = momento torsional V_n*e (valores de "e" en Tabla 6-13)
- K_{nm} = la sumatoria de los factores de rigidez de los nudos del marco que se analiza (valores de K_{nm} en Tabla 6-12)
- d_i = distancia del marco que se analiza al centro de rigidez (vea figuras 6-12, 6-13, 6-14 según el nivel analizado)

Tomando en cuenta lo anterior, los valores de los cortes laterales sísmicos en cada nivel por marco se calculan en la Tabla 6-14.

A 31.3 GORAM										
NIV	IV	SV	IV	SV	IV	SV	IV	SV	IV	SV
18.02	17.0	21.02	02.01	22.090	04.188000	04.071	02.0	02.0	12.44	1
07.02	06.0	21.02	02.01	04.731	00.922041	12.021	02.0	02.0	12.00	2
17.02	06.0	24.72	02.01	07.001	10.167191	05.011	02.0	02.0	12.00	3
00.07	09.0	02.07	02.01	07.001	10.167191	07.001	02.0	02.0	02.00	4
10.07	01.0	12.07	02.01	07.001	10.167191	00.001	02.0	02.0	02.75	5
00.11	12.0	12.01	02.01	12.001	00.000191	12.001	02.0	02.0	04.00	6
02.0	02.0	10.0	02.01	12.001	00.000191	12.001	02.0	02.0	11.00	7

MARCO EJE B										
Nivel	Vn	Km	e	Mt	Ip	Knm	di	Vd	Vt	Vm
7	44.31	0.50	5.363	237.64	208981.46	243.32	12.50	22.16	3.46	25.62
6	50.29	0.50	5.038	253.36	140939.53	167.80	12.50	25.15	3.77	28.92
5	42.84	0.50	5.038	215.83	141791.07	168.76	12.50	21.42	3.21	24.63
4	35.38	0.50	5.038	178.24	141791.07	168.76	12.50	17.69	2.65	20.34
3	27.93	0.50	5.038	140.71	141791.07	168.76	12.50	13.97	2.09	16.06
2	20.48	0.50	5.038	103.18	141383.39	168.27	12.50	10.24	1.54	11.78
1	14.14	0.50	4.891	69.16	115062.99	134.21	12.50	7.07	1.01	8.08

MARCO EJE A										
Nivel	Vn	Km	e	Mt	Ip	Knm	di	Vd	Vt	Vm
7	44.31	0.50	2.65	117.42	208981.46	243.32	12.50	22.16	1.71	23.87
6	50.29	0.50	2.65	133.27	140939.53	167.80	12.50	25.15	1.96	27.13
5	42.84	0.50	2.65	113.53	141791.07	168.76	12.50	21.42	1.69	23.11
4	35.38	0.50	2.65	93.76	141791.07	168.76	12.50	17.69	1.40	19.09
3	27.93	0.50	2.65	74.02	141791.07	168.76	12.50	13.97	1.10	15.07
2	20.48	0.50	2.65	54.27	141383.39	168.27	12.50	10.24	0.81	11.05
1	14.14	0.50	2.65	37.47	115062.99	134.21	12.50	7.07	0.55	7.62

MARCO EJE 3										
Nivel	Vn	Km	e	Mt	Ip	Knm	dl	Vd	Vt	Vm
7	47.40	0.3333	5.640	267.34	208981.46	125.34	23.667	15.80	3.80	19.60
6	40.75	0.3333	5.832	237.65	140939.53	83.44	23.667	13.58	3.33	16.91
5	34.71	0.3333	5.832	202.43	141791.07	83.96	23.667	11.57	2.84	14.41
4	28.67	0.3333	5.832	167.20	141791.07	83.96	23.667	9.56	2.34	11.90
3	22.63	0.3333	5.832	131.98	141791.07	83.96	23.667	7.54	1.85	9.39
2	16.59	0.3333	5.832	96.75	141383.39	83.72	23.667	5.53	1.36	6.89
1	11.46	0.3333	5.675	65.04	115062.99	68.94	23.667	3.82	0.92	4.74

MARCO EJE 2										
Nivel	Vn	Km	e	Mt	Ip	Knm	dl	Vd	Vt	Vm
7	47.40	1/3	2.65	125.61	208981.46	125.34	1.333	15.80	0.10	15.90
6	40.75	1/3	2.65	107.99	140939.53	83.44	1.333	13.58	0.09	13.67
5	34.71	1/3	2.65	91.98	141791.07	83.96	1.333	11.57	0.07	11.64
4	28.67	1/3	2.65	75.98	141791.07	83.96	1.333	9.56	0.06	9.62
3	22.63	1/3	2.65	59.97	141791.07	83.96	1.333	7.54	0.05	7.59
2	16.59	1/3	2.65	43.96	141383.39	83.72	1.333	5.53	0.04	5.57
1	11.46	1/3	2.65	30.37	115062.99	68.94	1.333	3.82	0.02	3.84

MARCO EJE 1										
Nivel	Vn	Km	e	Mt	Ip	Knm	di	Vd	Vt	Vm
7	47.40	1/3	2.65	125.61	208981.46	125.34	22.333	15.80	1.68	17.48
6	40.75	1/3	2.65	107.99	140939.53	83.44	22.333	13.58	1.43	15.01
5	34.71	1/3	2.65	91.98	141791.07	83.96	22.333	11.57	1.22	12.79
4	28.67	1/3	2.65	75.98	141791.07	83.96	22.333	9.56	1.01	10.57
3	22.63	1/3	2.65	59.97	141791.07	83.96	22.333	7.54	0.79	8.33
2	16.59	1/3	2.65	43.96	141383.39	83.72	22.333	5.53	0.58	6.11
1	11.46	1/3	2.65	30.37	115062.99	68.94	22.333	3.82	0.41	4.23

Tabla 6-14. Estimación de las fuerzas laterales sísmicas por marco

Como ejemplo suponga el Marco Eje B, Nivel 5

$$Vd = 42.84 * 0.50 = 21.42k$$

$$Mt = 42.84 * 5.038 = 215.83$$

$$Vt = \frac{215.83}{141791.07} * 168.76 * 12.50 = 3.21k$$

$$Vm = 21.42 + 3.21 = 24.63k$$

En la figura 6-9 se colocaron las fuerzas laterales sísmicas del Marco Eje B y el análisis estructural sísmico 1.40E se muestra en la Figura 6-15.

A continuación en la tabla 6-14a se muestran los efectos en porcentaje de los cortes torsionales (Vt) con respecto al corte directo (Vd).

EFECTOS EN % DEL CORTE TORSIONAL					
Nivel	Marco Eje A	Marco Eje B	Marco Eje 1	Marco Eje 2	Marco Eje 3
	Vt/Vd	Vt/Vd	Vt/Vd	Vt/Vd	Vt/Vd
7	7.72	15.61	10.63	0.63	24.05
6	7.87	14.99	10.53	0.66	24.52
5	7.89	14.99	10.54	0.61	24.55
4	7.91	14.98	10.56	0.63	24.48
3	7.87	14.96	10.48	0.66	24.54
2	7.91	15.04	10.49	0.72	24.59
1	7.78	14.29	10.73	0.52	24.08

Tabla 6-14a. Efectos del corte torsional con respecto al corte directo.

Si se regresa a la sección 6.6.5., donde se realizó la estimación preliminar del corte sísmico al cual se le agregó un 10% más para tomar en cuenta los efectos torsionales para el Marco Eje A se sobreestimó en un 2.15% y para el Marco Eje B se subestimó en 4.98%. Para el Marco Eje 3 en la otra dirección la subestimación hubiera sido de 14.40%.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

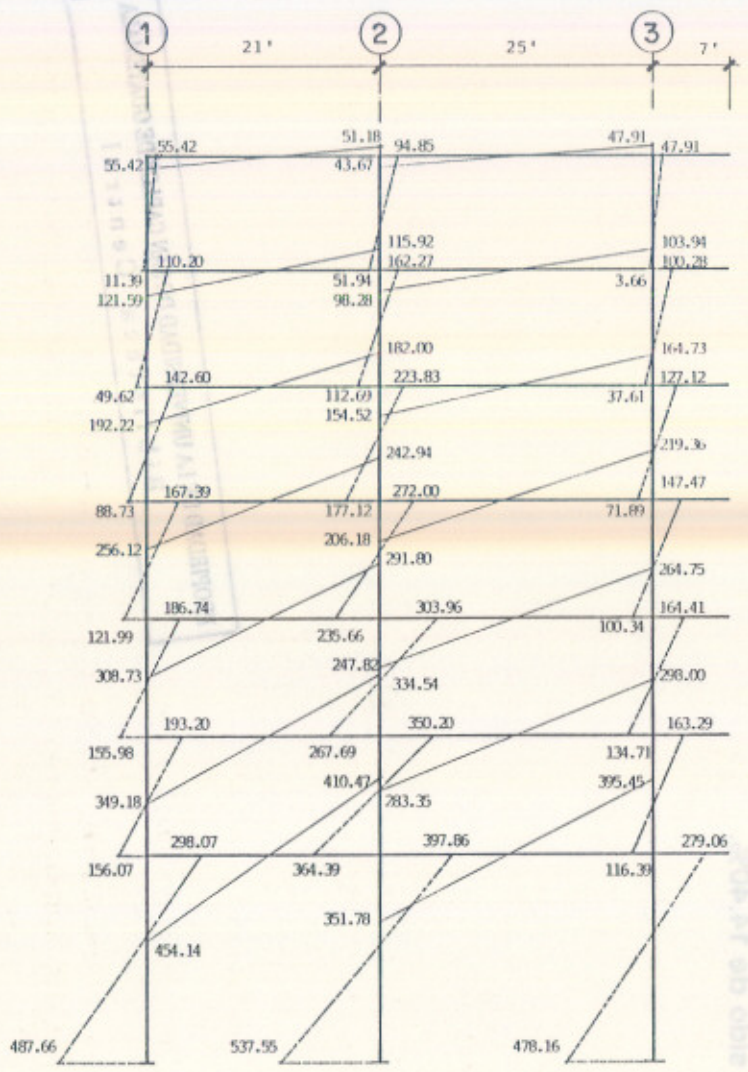


DIAGRAMA DE MOMENTOS (K*P)

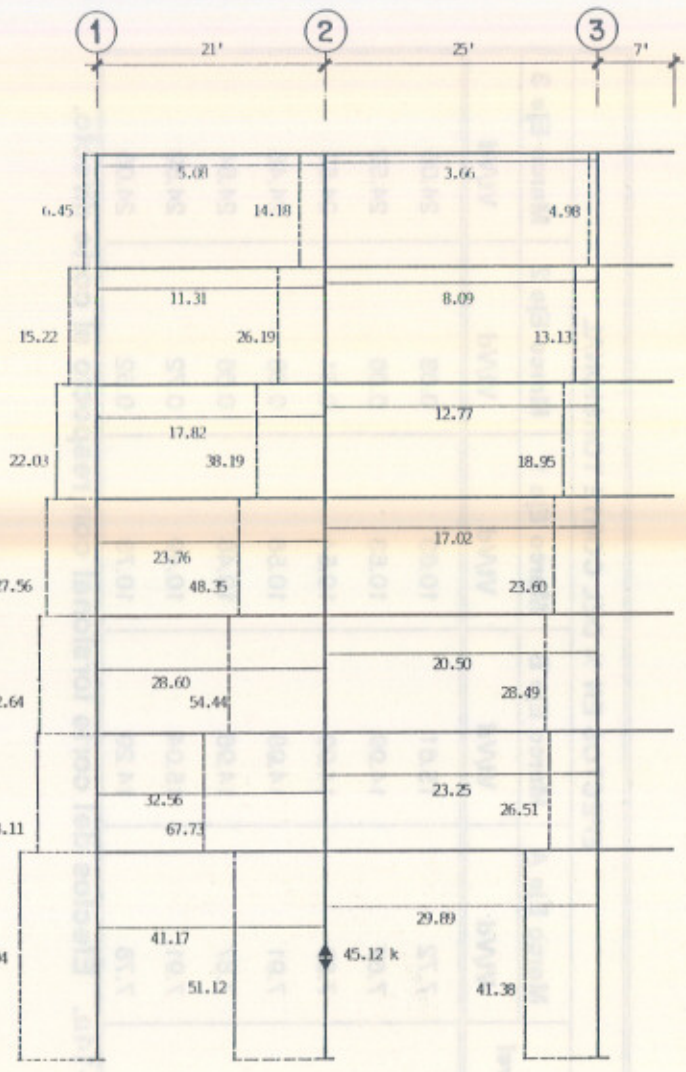


DIAGRAMA DE CORTE (K)

FIGURA 6 - 15 ANALISIS POR CARGA SISMICA 1.40E

6.8 Estimación de la deflexión lateral o drift de la estructura (u)

La deflexión lateral de cada nivel de la estructura se calculó mediante el segundo teorema área-momento, donde el desplazamiento lateral es igual a:

$$\delta \text{ desplazamiento} = \frac{-A_1 X_1 + A_2 X_2}{EI}$$

El segundo teorema de área-momento dice así: La deflexión tangencial del punto B en la curva elástica desde una tangente al punto A también en la curva elástica ($A_{B/A}$) es igual al primer momento del diagrama de curvatura alrededor de punto B. Donde la notación ($A_{B/A}$) se lee como la deflexión del punto B desde una tangente trazada en el punto A, el momento del diagrama de curvatura se toma alrededor del punto B. Lo anterior se simplifica en la figura 6-15a.

Nivel	total (pulg.)	perm. (pulg.)	total (pulg.)
7	0.5547	0.4223	0.1324
6	0.5380	0.4284	0.1096
5	0.5282	0.4284	0.1000
4	0.5080	0.4284	0.0796
3	0.4701	0.4284	0.0417
1	0.3821	0.7488	0.0621

Figura 6-15a.

El desplazamiento lateral se calcula únicamente para las fuerzas laterales no factorizadas ya que son las que más influyen en el diseño, y el desplazamiento debe ser menor que:

$$\delta \text{ permisible} = 0.0034 H$$

donde H es altura del nivel respectivo.

Los desplazamientos laterales en la dirección X se calcularán de la columna B.2 y la figura 6-15. Como ejemplo se calcula el desplazamiento lateral del 1er nivel de la estructura:

$$H = 18.30 \text{ pies} = 219.60 \text{ pulg.}$$

$$E_c = 57000 \cdot \sqrt{4000} = 3604996.53 \text{ \#/pulg}^2 \\ = 3605 \text{ kips/pulg}^2$$

$$I = 25.59 \cdot 26.59^3 / 12 = 35,738.58$$

$$M_1 = (397.86 / 1.40) \cdot 12 = 3410.23 \text{ kip} \cdot \text{pulg}$$

$$M_2 = (537.55 / 1.40) \cdot 12 = 4607.57 \text{ kips} \cdot \text{pulg}$$

$$L_1 = (3410.23 \cdot 219.60) / (3410.23 + 4607.57)$$

$$L_1 = 93.40 \text{ pulg}$$

$$L_2 = 219.60 - 93.40 = 126.20 \text{ pulg}$$

$$X_1 = 93.40 / 3 = 31.13 \text{ pulg.}$$

$$X_2 = 93.40 + (12 \cdot 126.20) / 3 = 177.53 \text{ pulg}$$

$$A_1 X_1 = -(0.5 \cdot 3410.23 \cdot 93.40) \cdot 31.13$$

$$A_2 X_2 = (0.5 \cdot 4607.57 \cdot 126.20) \cdot 177.53$$

$$\frac{1}{EI} = \frac{1}{3605 \cdot 35,738.58} = 7.7617 \text{ E-9}$$

$$\text{desp. real} = 0.3621 \text{ pulg} = 0.92 \text{ cm.}$$

$$\text{perm} = 0.0034 \cdot 219.60 = 0.7466 \text{ pulg}$$

En la tabla 6-15 se resumen los cálculos del desplazamiento en la dirección X.

Nivel	real (pulg.)	perm. (pulg.)	total (pulg.)
7	0.0154	0.4223	0.5547
6	0.0111	0.4284	0.5393
5	0.0230	0.4284	0.5282
4	0.0351	0.4284	0.5052
3	0.0407	0.4284	0.4701
2	0.0673	0.4284	0.4294
1	0.3621	0.7466	0.3621

Tabla 6-15. Determinación de la deflexión lateral de la estructura en la dirección X

Finalmente se hace la observación que la deflexión lateral en la dirección "Y" es la que predominará en el diseño. Recuerde que las deflexiones calculadas son para

las fuerzas laterales mínimas de servicio especificadas por el código y que la estructura se somete a fuerzas bastante más grandes al verse afectada por un sismo.

6.9 Diseño preliminar de vigas

Antes de proceder al diseño, se hace la observación que los momentos elásticos en las vigas no han sido modificados por algún procedimiento de redistribución de momentos y tampoco se hace una corrección de momentos para evaluarlos en los paños de las columnas.

Hay que tener presente que algunos códigos y reglamentos permiten que los patrones de los momentos flexionantes obtenidos del análisis estructural elástico lineal se modifiquen, cuando las secciones son suficientemente dúctiles para dar margen a la redistribución de momentos para cualquier combinación de cargas muertas y vivas. Esto, siempre y cuando se hagan suposiciones razonables y consistentes para las rigideces a flexión de los miembros estructurales y se conserve el equilibrio estático de la estructura sin obstaculizar el servicio de la misma.

Al no tomar en cuenta estos factores correctivos y de redistribución de momentos, el error cometido es pequeño para condiciones de diseño promedio. Finalmente se hace la observación que el diseño estructural que a continuación se realiza es aproximado y que la viga no se investigó para otros posibles esfuerzos.

6.9.1. Combinaciones de cargas para el diseño

Para el diseño del refuerzo longitudinal y transversal se debe tomar en cuenta que la viga se diseñe para los momentos o cortes críticos según su localización en la longitud de la viga. El diseño se limitará únicamente a la viga del nivel 1, tramos 1-2 y 2-3 del marco en el eje B.

Nivel	Tramo 1-2			Tramo 2-3		
	Mi	M(+)	Mj	Mi	M(+)	Mj
1.4D+1.7L	-99.22	+82.95	-189.20	-202.49	+112.93	-209.16
1.4E	+454.14		-410.47	+351.78		-395.45
0.75(1.4D+1.7L)+1.4E	+379.73		-552.37	+199.91	+210.79	-552.32
0.75(1.4D+1.7L)-1.4E	-528.56		+268.57	-503.65	+250.57	+238.58

Tabla 6-16. Combinaciones de cargas para el diseño a flexión (k*p)

Nivel	Tramo 1-2			Tramo 2-3			
	1	Vi	dist.M	Vj	Vi	dist.M	Vj
1.4D+1.7L	+38.56	9.45	-47.12	+50.73	12.43	-29.89	
1.4E	+41.17		-41.17	-29.89		-68.34	
0.75(1.4D+1.7L)+1.4E	-12.25		-76.51	+ 8.16	- 2.67	-68.34	
0.75(1.4D+1.7L)-1.4E	+70.09		+ 5.83	+67.94	22.20	- 8.56	

Tabla 6-17. Combinaciones de cargas para el diseño a corte (k)

A continuación se presentan las ecuaciones para la realización de los diagramas de envolventes de los momentos elásticos para los dos tramos de la viga, siendo éstos:

para cargas gravitacionales (U= 1.4D+1.7L):

$$\text{tramo 1-2: } M_x = 38.56x - 2.04x^2 - 99.22$$

$$\text{tramo 2-3: } M_x = 50.73x - 2.04x^2 - 202.49$$

y para cargas sísmicas (U= 1.4E)

$$\text{tramo 1-2: } M_x = -41.17x + 454.14$$

$$\text{tramo 2-3: } M_x = -29.89x + 351.78$$

donde x es la distancia en pies a partir del apoyo izquierdo del tramo y Mx el valor del momento en kips*pie respectivo. A continuación las tablas 6-18 y 6-19 muestran los valores para el planteado de los diagramas de envolventes de la Figura 6-16.

M	(+)M	M	M	(-)M	M	t
21.20	20.21	21.20	21.20	20.21	21.20	1.40+1.7L
21.20		21.20	21.20		21.20	1.4E
21.20	21.20	21.20	21.20	21.20	21.20	0.75(1.4D+1.7L)+1.4E
21.20	21.20	21.20	21.20	21.20	21.20	0.75(1.4D+1.7L)-1.4E

Tabla 6-18. Combinaciones de cargas para el diseño a flexión (k*pie)

Distancia	1.4D+1.7L	1.4E	0.75(1.4D+1.7L) +1.4E	0.75(1.4D+1.7L) -1.4E
0.00	-99.22	+454.14	+379.73	-258.56
1.5	-45.97	+392.39	+357.91	-426.87
3.5	+10.75	+310.05	+318.11	-301.99
5.5	+51.50	+227.71	+266.34	-189.09
7.5	+75.23	+145.37	+201.79	- 88.95
9.5	+82.99	+ 63.03	+125.27	- 0.79
11.5	+74.53	- 19.32	+ 36.50	+ 75.14
13.5	+49.55	-101.66	- 64.50	+138.82
15.5	+ 8.35	-184.00	-177.74	+190.26
17.5	-49.17	-266.34	-303.22	+229.46
19.5	-123.01	-348.68	-440.94	+256.42
21.0	-189.10	-410.43	-552.26	+268.61

Tabla 6-18. Valores para el planteo del diagrama de envolventes del tramo 1-2

Distancia	1.4D+1.7L	1.4E	0.75(1.4D+1.7L) +1.4E	0.75(1.4D+1.7L) -1.4E
0.0	-202.49	+351.78	+199.91	-503.65
1.5	-130.99	+306.95	+208.71	-405.19
3.5	- 49.93	+247.17	+209.72	-284.62
5.5	+ 14.82	+187.39	+198.51	-176.28
7.5	+ 63.24	+127.61	+175.61	- 80.18
9.5	+ 95.34	+ 67.83	+139.34	+ 3.68
11.5	+111.12	+ 8.05	+ 91.39	+ 75.29
13.5	+110.58	- 51.74	+ 31.20	+134.68
15.5	+ 93.72	-111.52	- 41.23	+181.81
17.5	+ 60.15	-171.30	-125.90	+216.71
19.5	+ 11.04	-231.08	-222.80	+239.36
21.5	-189.10	-410.43	-552.26	+268.61
23.5	-236.93	-350.64	-453.34	+247.97
25.0	-209.24	-395.47	-552.40	+238.54

Tabla 6-19. Valores para el planteado del diagrama de envolventes del tramo 2-3

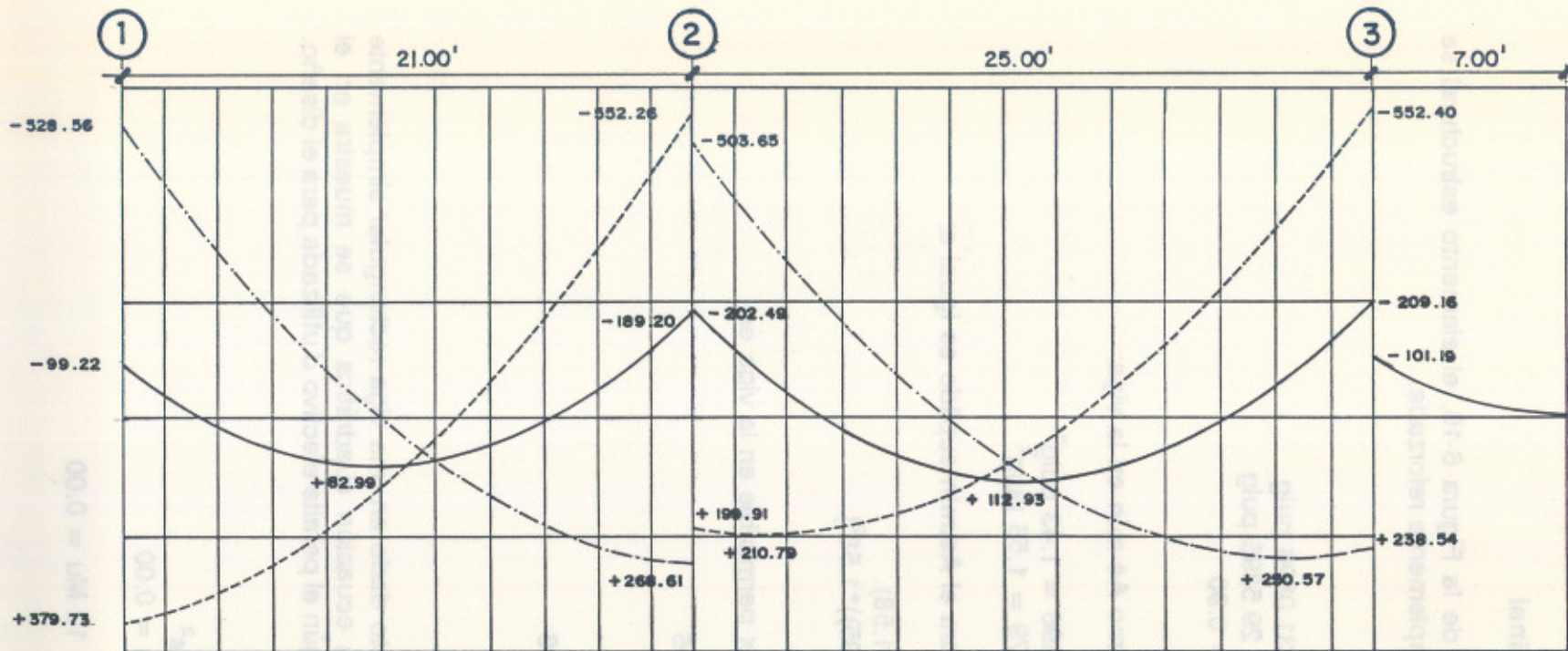


DIAGRAMA DE MOMENTOS ($K * p$)

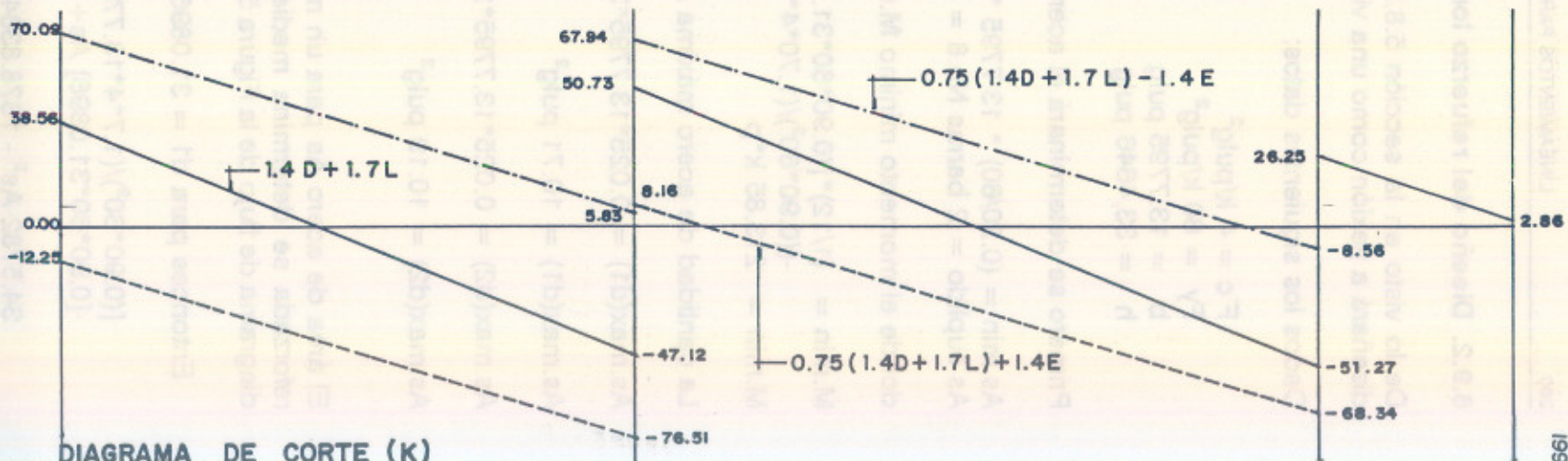


DIAGRAMA DE CORTE (K)

FIGURA 6-16

DIAGRAMA DE ENVOLVENTES DE LA VIGA NIVEL 1, TRAMOS 1-2, 2-3, MARCO EJE B

6.9.2. Diseño del refuerzo longitudinal

De lo visto en la sección 5.8.2.2. y de la Figura 6-16, el elemento estructural se diseñará a flexión como una viga simplemente reforzada.

Dados los siguientes datos:

$$\begin{aligned} F'_c &= 4 \text{ k/pulg}^2 & d_1 &= 31.0896 \text{ pulg} \\ F_y &= 60 \text{ k/pulg}^2 & d_2 &= 29.5896 \text{ pulg} \\ b &= 13.7795 \text{ pulg} & \phi &= 0.90 \\ h &= 33.4646 \text{ pulg} \end{aligned}$$

Primero se determinará el acero mínimo $A_s \text{ min}$ en la viga:

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= (0.20/60) * 13.7795 * 31.0896 = 1.43 \text{ pulg}^2 \\ A_s \text{ suplido} &= 2 \text{ barras No.8} = 2 * 0.79 = 1.58 \text{ pulg}^2 \end{aligned}$$

donde el momento mínimo $M \text{ min}$ para el $A_s \text{ min}$ suplido es igual a:

$$\begin{aligned} M \text{ min} &= (1/12) * [(0.90 * 60 * 31.0896 * 1.58) \\ &\quad - ((0.90 * 60^2) / (1.70 * 4 * 13.7795)) * 1.58^2] \\ M \text{ min} &= 213.85 \text{ k*p} \end{aligned}$$

La cantidad de acero máxima $A_s \text{ max}$ permisible en la viga es:

$$A_s \text{ max}(d_1) = 0.025 * 13.7795 * 31.0896$$

$$A_s \text{ max}(d_1) = 10.71 \text{ pulg}^2$$

$$A_s \text{ max}(d_2) = 0.025 * 13.7795 * 29.5896$$

$$A_s \text{ max}(d_2) = 10.19 \text{ pulg}^2$$

El área de acero A_s para un momento dado en una viga rectangular simplemente reforzada se determina mediante la ecuación cuadrática que se muestra en el diagrama de flujo de la Figura 5-7 según el peralte efectivo d utilizada para el diseño.

Entonces para $d_1 = 31.0896 \text{ pulg}$

$$\begin{aligned} [(0.90 * 60^2) / (1.7 * 4 * 13.7795)] A_s^2 \\ - [0.90 * 60 * 31.0896] A_s + 12 Mu = 0.00 \end{aligned}$$

$$34.5782 A_s^2 - 1678.8384 A_s + 12 Mu = 0.00$$

y la ecuación para $d2 = 29.5896$ pulg

$$34.5782 As^2 - 1597.8384 As + 12 Mu = 0.00$$

La tabla 6-20 muestra el área de acero requerido As para los momentos máximos negativos y positivos para los tramos 1-2 y 2-3 de la viga según el diagrama de envolventes de la Figura 6-16. Además en la misma tabla se muestra el área de acero suplido $As.soplido$ según el número de varillas utilizadas para el diseño.

Momento (k*p)	Ec. d	As. req.	Ref. corr.	Bastones	As. sup.
528.56	d2	4.39	2No.8	2No.8+2No.7	4.36
379.73	d1	2.89	2No.8	2No.7	2.78
552.26	d2	4.61	2No.8	4No.8	4.74
268.61	d1	2.00	2No.8	2No.4	1.98
503.65	d2	4.16	2No.8	2No.8+2No.7	4.36
210.79	d1	1.56	2No.8		1.58
552.40	d2	4.61	2No.8	4No.8	4.74
250.57	d1	1.86	2No.8	2No.4	1.98

Tabla 6-20. Determinación del área de acero As de la Viga Nivel 1, Marco Eje B, Tramos 1-2 y 2-3

La colocación y distribución de las barras del refuerzo en la viga se aprecian en la Figura 6-17. Finalmente, se hace la observación que la adherencia y desarrollo de las barras no se calcularon en el diseño.

6.9.3. Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal en la viga se diseñará según la sección 5.8.2.3. donde se desprecian posibles efectos de torsión en el miembro estructural. Bajo esta condición, la distribución de estribos se limita a los tramos 1-2 y 2-3 de la viga, Nivel 1, Marco Eje B.

Dados los siguientes datos:

$$\begin{aligned} F'_c &= 4000 \text{ lb/pulg}^2 \\ F_y &= 60000 \text{ lb/pulg}^2 \\ d &= 29.59 \text{ pulg} \\ b &= 13.78 \text{ pulg} \\ V_u &= \text{según la tabla 6-17} \end{aligned}$$

Utilizando estribos No. 3:

$$A_v = 2 \text{ ramas} * 0.11 = 0.22 \text{ pulg}^2$$

La manera de proceder es verificando si las separaciones mínimas establecidas por los reglamentos son capaces de resistir los cortes críticos en la viga. Se recuerda al lector que los cortes máximos para el diseño se encuentran a una distancia d de los paños de los apoyos. Para el primer nivel de aproximación se utilizan los valores de los cortes en los ejes de las columnas y si por alguna razón no se satisfacen deberán revisarse los cortes a una distancia d .

Entonces el corte resistente simple V_c para concretos normales se toma como:

$$\begin{aligned} V_c &= 2 * 0.85 * \sqrt{4000} * 13.78 * 29.59 \\ V_c &= 43840.26 \text{ lb o } 43.84 \text{ k} \end{aligned}$$

Luego se debe establecer si la sección se admite para el corte V_u mayor menos V_c , que debe ser menor o igual a la siguiente expresión:

$$8 * 0.85 * \sqrt{4000} * 13.78 * 29.59 = 175361.03 \text{ lb o } 175.36 \text{ k}$$

entonces $V_u - V_c \leq 175.36 \text{ k}$, por lo tanto:

$$\begin{aligned} 76.51 - 43.84 &\leq 175.36 \\ 32.67 \text{ k} &< 175.36 \text{ k, la sección es satisfactoria} \end{aligned}$$

Ahora bien, según los requisitos de la Figura 5-8 las separaciones de los estribos son los siguientes:

Para la separación S_1 en el confinamiento:

$$\begin{aligned} S_1 &= 29.59/4 = 7.40 \text{ pulg} \\ S_1 &= 8 * 1 = 8.00 \text{ pulg} \\ S_1 &= 12.00 \text{ pulg} \end{aligned}$$

$$S1 = 24 \cdot (3/8) = 9.00 \text{ pulg}$$

entonces $S1 = 7.40 \text{ pulg}$; se toma $S1 = 17.50 \text{ cm}$ o 6.8898 pulg

Para la separación $S3$, el resto de estribos:

$$\begin{aligned} S3 &= 29.59/2 &&= 14.80 \text{ pulg} \\ S3 &= (0.22 \cdot 6000)/(50 \cdot 13.78) &&= 19.16 \text{ pulg} \\ S3 &= &&= 24.00 \text{ pulg} \end{aligned}$$

entonces $S3 = 14.80 \text{ pulg}$; se toma $S3 = 35 \text{ cm}$ o 13.7795 pulg

El corte que los estribos resisten para estas separaciones mediante la ecuación 4-17, son los siguientes:

$$\begin{aligned} Vu(S1) &= [0.85 \cdot 0.22 \cdot 60 \cdot 29.59]/6.8898 + 43.84 \\ Vu(S1) &= 92.02 \text{ k} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu(S3) &= [(0.85 \cdot 0.22 \cdot 60 \cdot 29.59)/13.7795] + 43.84 \\ Vu(S3) &= 67.92 \text{ k} \end{aligned}$$

La distribución final de estribos queda así:

Estribos No. 3

Confinados en los extremos de la viga

1 a/c 8.75 cm. + 10 a/c 17.5 cm.

Resto a/c 35 cm.

Como se puede observar en la tabla 6-17 los cortes máximos en los apoyos quedan satisfactoriamente resistidos por la separación $S1$. La separación $S3$ debe siempre revisarse para el punto donde deja de resistir en el diagrama de corte. La distribución final de los estribos se muestra en la Figura 6-17.

6.10. Diseño preliminar de columnas

Con lo visto anteriormente se procederá al diseño de una columna. Como ejemplo se diseñará la columna B-2 para el nivel 0-1 de la estructura, que se encuentra sometida a compresión y flexión, el diseño se simplifica a un análisis de flexión uniaxial en la dirección x.

Nuevamente se recuerda al lector que el procedimiento de diseño que a

continuación se realiza, es aproximado y que el comportamiento de la columna no ha sido evaluado enteramente.

6.10.1. Estimación de la carga axial P_u

Atendiendo a que no se analizó el marco en el eje 2, la carga axial sobre la columna B-2 se estimará mediante la tributación directa de cargas a la misma, de la siguiente manera:

Losas

$$\begin{aligned} \text{Nivel 7} & : 1 * 454.18 \text{ p}^2 * 0.149 \text{ k/p}^2 = 67.67 \text{ k} \\ \text{Niveles 6 al 1} & : 6 * 449.64 \text{ p}^2 * 0.218 \text{ k/p}^2 = 588.13 \text{ k} \end{aligned}$$

Vigas

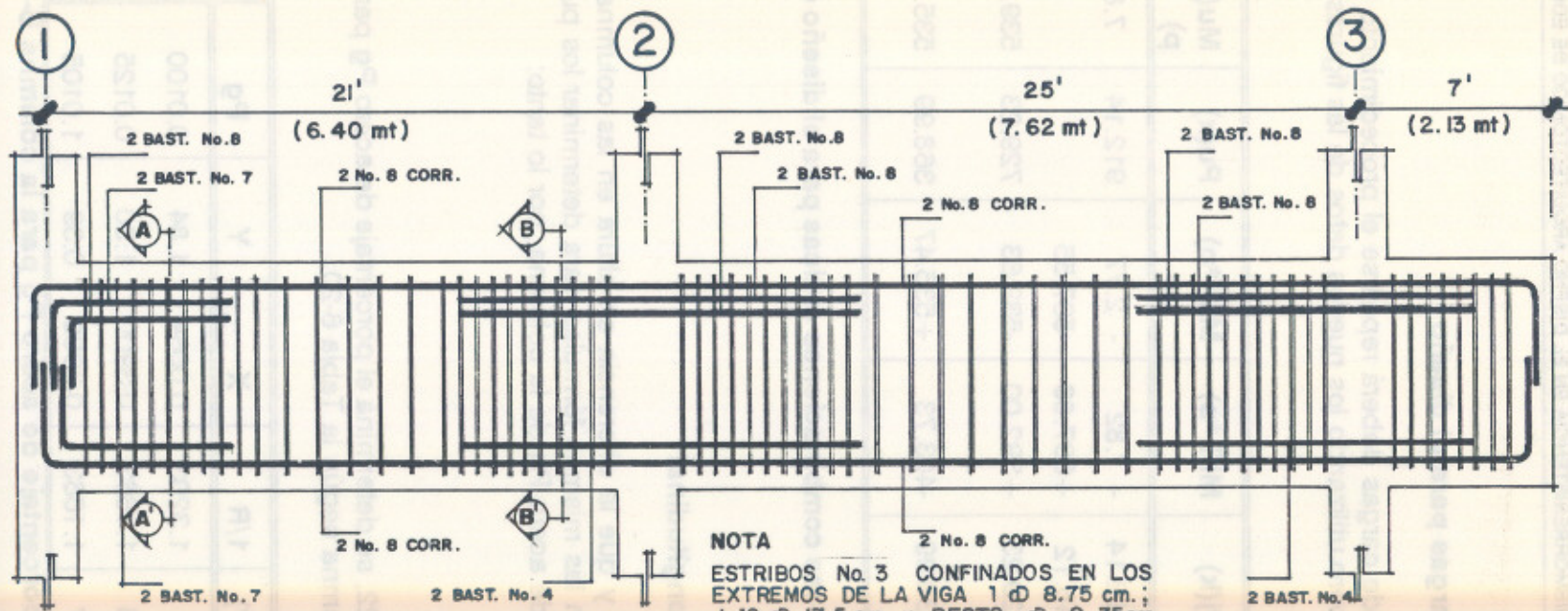
$$\begin{aligned} \text{Nivel 7} & : 1 * 38.48 \text{ p} * 0.481 \text{ k/p} = 18.51 \text{ k} \\ & : 1 * 21.85 \text{ p} * 0.206 \text{ k/p} = 4.50 \text{ k} \\ \text{Niveles 6 al 1} & : 5 * 38.48 \text{ p} * 0.521 \text{ k/p} = 100.24 \text{ k} \\ & : 5 * 21.85 \text{ p} * 0.223 \text{ k/p} = 24.36 \text{ k} \\ \text{Nivel 1} & : 1 * 38.48 \text{ p} * 0.560 \text{ k/p} = 21.55 \text{ k} \\ & : 1 * 21.85 \text{ p} * 0.240 \text{ k/p} = 5.24 \text{ k} \end{aligned}$$

Columnas

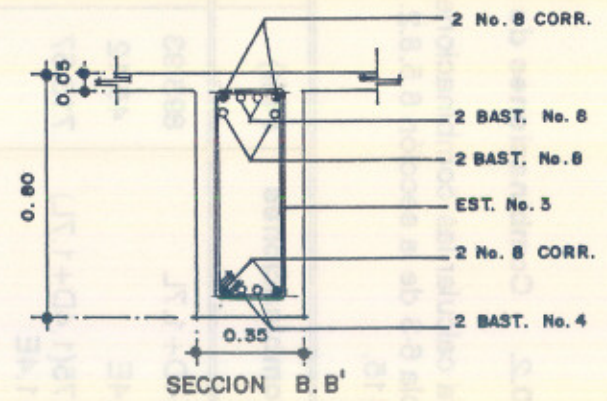
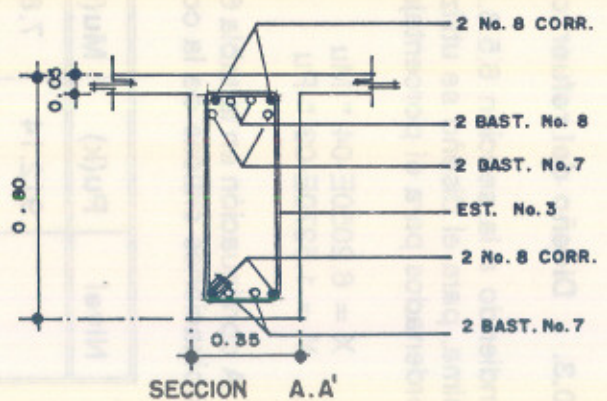
$$\begin{aligned} \text{Niveles 7 al 1} & : 64.05 \text{ p} * 0.995 \text{ k/p} = 63.73 \text{ k} \\ \text{Nivel 1} & : 18.30 \text{ p} * 0.995 \text{ k/p} = 18.21 \text{ k} \end{aligned}$$

$$P_i : \text{ en la cabeza de la columna} = 893.93 \text{ k}$$

$$P_j : \text{ en el pie de la columna} = 912.24 \text{ k}$$



NOTA
ESTRIBOS No. 3 CONFINADOS EN LOS
EXTREMOS DE LA VIGA 1 \varnothing 8.75 cm.;
+ 10 \varnothing 17.5 cm. y RESTO \varnothing 0.35cm.



REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE
LA VIGA NIVEL 1, MARCO EJE B, TRAMOS 1-2, 2-3

FIGURA 6-17

6.10.2. Combinaciones de cargas para el diseño

Para calcular las combinaciones de cargas deberá repetirse el procedimiento de la Tabla 6-3 de la sección 6.5.8.2., pero utilizando los nuevos datos de las figuras 6-10 y 6-15.

Combinaciones	Pi(k)	Pj(k)	Mi(k*p)	Mj(k*p)	Pu(k)	Mu(k* p)
1.4D+1.7L	893.93	912.14	- 7.82	- 2.77	912.14	7.82
1.4E	45.12	45.12	+397.86	-537.55		
0.75(1.4D+1.7L) +1.4E	715.57	729.23	+392.00	-539.63	729.23	539.63
0.75(1.4D+1.7L)- 1.4E	625.33	638.99	-403.73	+535.47	368.99	535.47

Tabla 6-21. Determinación de las combinaciones críticas para el diseño de la columna

6.10.3. Diseño del refuerzo longitudinal

Atendiendo a la sección 6.5.8.2. y que la diferencia en altura en las columnas es mínima, para el diseño se utilizan las mismas fórmulas para determinar los puntos coordenados para el porcentaje de acero P_g de la columna, por lo tanto:

$$X = 6.2050E-04 * Mu$$

$$Y = 1.5270E-03 * Pu$$

A continuación en la tabla 6-22, se determina el porcentaje de acero P_g para las combinaciones críticas de la columna según la Tabla 6-20.

Nivel	Pu(k)	Mu(k*)	1/R	X	Y	Pg
0-1	912.14	7.82	1.3203	0.0064	1.84	0.0100
	729.23	539.63	1.1663	0.3900	1.30	0.0125
	368.99	535.47	1.1663	0.3900	0.39	1.0105

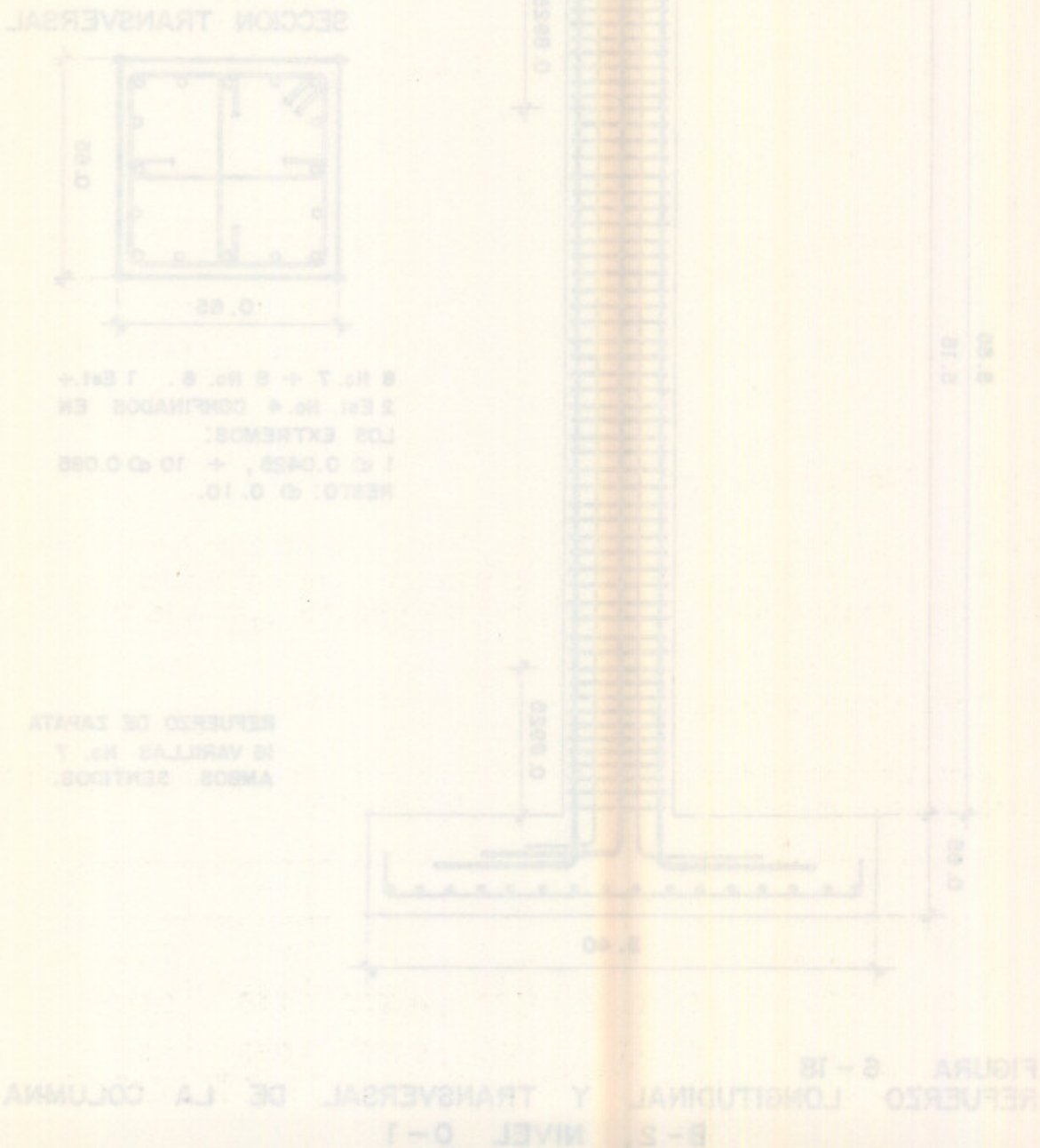
Tabla 6-22. Determinación del porcentaje de acero P_g para la columna B-2

$$A_s = 0.125 * 659.88 \text{ pulg}^2 = 8.19 \text{ pulg}^2$$

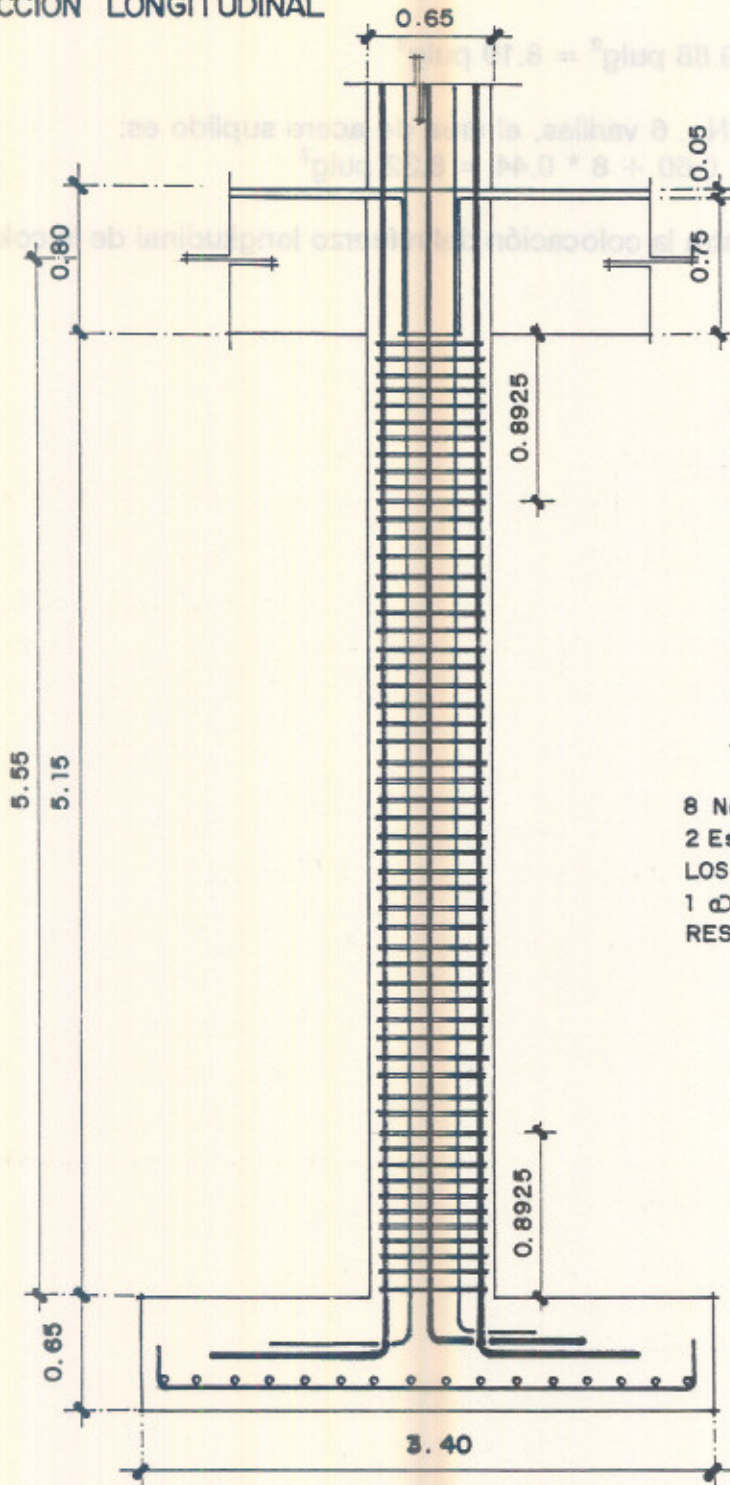
Supliendo 8 No. 7 + 8 No. 6 varillas, el área de acero suplido es:

$$A_{s.\text{suplido}} = 8 * 0.60 + 8 * 0.44 = 8.32 \text{ pulg}^2$$

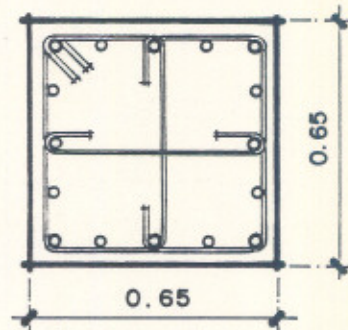
La figura 6-18 muestra la colocación del refuerzo longitudinal de la columna B-2 del nivel 0-1.



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL



8 No. 7 + 8 No. 6 . 1 Est.+
2 Esl. No. 4 CONFINADOS EN
LOS EXTREMOS:
1 \varnothing 0.0425, + 10 \varnothing 0.085
RESTO: \varnothing 0.10.

REFUERZO DE ZAPATA
16 VARILLAS No. 7
AMBOS SENTIDOS.

FIGURA 6-18
REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE LA COLUMNA
B-2, NIVEL 0-1

6.10.4. Diseño del refuerzo transversal

De lo visto en la sección 5.8.3.3., primeramente se verificará si el confinamiento de los estribos y eslabones se distribuirán como una viga o columna, por lo tanto:

dados los siguientes datos:

$$P_u = 912.14 \text{ k}$$

$$F'_c = 4000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$A_g = 654.88 \text{ pulg}^2$$

$$(A_g * F'_c) / 10 = (654.88 * 4 \text{ k/pulg}^2) / 10 = 261.95 \text{ k}$$

como $P_u = 912.14 > 261.95$, se utiliza la distribución de estribos para columnas.

Siendo la longitud o altura de la columna $L = 17.00 \text{ p}$, la longitud de confinamiento L_c en los extremos de la columna se toma como la mayor de:

$$b, h = 0.65 \text{ mt} = 2.13 \text{ p}$$

$$L/6 = 17/6 = 2.833 \text{ p}$$

$$\text{o simplemente : } 18 \text{ pulg o } 1.5 \text{ p}$$

por lo tanto $L_c = 2.883 \text{ p}$ o 34 pulg que equivalen a 86.5 cm.

El área del núcleo de la columna A_c se calcula como:

$$\begin{aligned} A_c &= (t - 2\text{rec})^2 \\ &= (25.5906 \text{ pulg} - 2 * 1.5 \text{ pulg})^2 \\ A_c &= 510.34 \text{ pulg}^2 \end{aligned}$$

El espaciamiento de los estribos y/o eslabones en la longitud de confinamiento debe ser el menor de los siguientes:

Estimando antes el peralte efectivo de la columna d

$$d = t - (\text{rec} + \text{est} + 1/2\text{ref})$$

$$d = 29.5906 - [1.5 + (3/8) + 0.50 * (7/8)]$$

$$d = 23.28 \text{ pulg}$$

entonces, los posibles espaciamientos (S_1) son

$$S_1 = 23.28/4 = 5.82 \text{ pulg}$$

$$S_1 = 4 \text{ pulg}$$

por lo tanto $S = 4$ pulg como máximo, y la separación del refuerzo transversal de centro a centro S se determina mediante las ecuaciones 5-21 y 5-22, la que sea menor. Para el diseño se prueba la siguiente combinación:

1 estribo + 1 eslabón No. 4, se tienen 3 ramas con un área de acero $A_s = 0.20$ cada una, entonces:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 3 \text{ ramas} * 0.20 = 0.60 \text{ pulg}^2 \\ h_c &= 25.59 - 2 \text{rec} = 22.59 \text{ pulg} \end{aligned}$$

Para la ecuación 5-21

$$S = \frac{0.60 * 60}{0.30 * [654.88 - 1] * 22.59 * 4} = 510.34$$

$$S = 4.69 \text{ pulg} > 4 \text{ pulg}$$

Para la ecuación 5-22

$$S = \frac{0.60 * 60}{0.09 * 22.59 * 4.0}$$

$$S = 3.32 \text{ pulg o } 8.5 \text{ cm.} < 4 \text{ pulg}$$

En general la ecuación 5-21 rige para secciones grandes y se ignora cuando la relación de resistencia proporcionada a la resistencia requerida es baja (partido que fue tomado en este caso), de todas maneras la ecuación 5-22 requiere más refuerzo transversal por longitud unitaria de la columna.

La cantidad y separación de estribos + eslabones en la longitud de confinamiento ($LC = 34$ pulg o 86.40 cm) quedará así:

[1.Est No. 4 + 2.Eslb No. 4]: 1 a/c 4.25 cm + 10 a/c 8.5 cm confinados en los extremos de la columna.

Atendiendo a los requisitos de la figura 5-13, el resto del refuerzo transversal se tomará como la menor de las siguientes separaciones (S_3):

$$\begin{aligned} S_3 &= 6 * db.long = 6 * (6/8) = 4.50 \text{ pulg} + \text{o} - 11.43 \text{ cm.} \\ S_3 &= \text{por especificación} = 6 \text{ pulg} \end{aligned}$$

Para el resto de la longitud de columna el espaciamiento máximo será el siguiente:

Resto Est No. 4 a/c 10 cm

En la Figura 6-18 se puede apreciar la distribución del refuerzo transversal en la columna.

6.11. Diseño de zapatas cuadradas

Como ejemplo se diseñará una zapata cuadrada para la columna B.2 donde los siguientes datos son conocidos:

capacidad soporte del suelo $F_s = 6.0 \text{ k/p}^2$ (asumido)

profundidad de la zapata $H_Z = 1.80 \text{ mt.}$

peso específico de suelo $P_S = 0.10 \text{ k/p}^3$

peso específico del concreto $P_C = 0.15 \text{ k/p}^3$

Pu.v: cargas gravitacionales = 912.24 kips

Mu.v: cargas gravitacionales = 2.74 kip*pie

Pu.s: cargas sísmicas = 45.12 kips

Mu.s: cargas sísmicas = 537.55 kip*pie

Probar con un espesor de zapata $t = 0.65 \text{ mt.}$

6.11.1. Determinación de área de la zapata (A_z)

El valor soporte neto para cargas gravitacionales es:

$$F_s \text{ neto} = F_s - W \text{ zapata} - \text{tierra}$$

$$W \text{ zapata} = 0.65 * 3.2808 * 0.15 = 0.32 \text{ k/p}^2$$

$$W \text{ tierra} = 1.80 * 3.2808 * 0.10 = 0.59 \text{ k/p}^2$$

$$F_s \text{ neto} = 6.0 - 0.32 - 0.59 = 5.09 \text{ k/p}^2$$

El valor soporte neto se puede incrementar en un 33% para las combinaciones de cargas gravitacionales - sismo (el incremento del 33% no es aplicable en algunos suelos), donde:

$$F_s \text{ neto} = 1.3333 * 5.09 = 6.79 \text{ k/p}^2$$

El área de la zapata cuadrada, se calcula para las cargas axiales no factorizadas o cargas de servicio, y la zapata se diseñará a flexión uniaxial únicamente.

De lo anterior las cargas de servicio o trabajo son las siguientes:

para las cargas gravitacionales, utilizando un factor de conversión igual a 1.50:

$$P_{1,v} = 912.24/1.50 = 608.16 \text{ k}$$

$$M_{1,v} = 2.77/1.50 = 1.85 \text{ k}\cdot\text{p}$$

para las cargas sísmicas, utilizando el factor de 1.40:

$$P_{1,s} = 45.12/1.40 = 32.23 \text{ k}$$

$$M_{1,s} = 537.55/1.40 = 383.96 \text{ k}\cdot\text{p}$$

Estimando el área de la zapata cuadrada por cargas gravitacionales, donde "a" es el lado de la zapata:

$$F_s.\text{neto} = \frac{P.v}{a^2} + \frac{6M.s}{a^3}$$

$$5.09 = \frac{608.16}{a^2} + \frac{6 \cdot 1.85}{a^3} (a^3)$$

$$5.09a^3 - 608.16a - 11.10 = 0.00$$

$$a = 10.94 \text{ p} = 3.33 \text{ mt.}$$

Estimando el área de la zapata cuadrada para la carga vertical más sismo:

$$P.v + P.s = 608.16 + 32.23 = 640.39$$

$$M.v + M.s = 1.85 + 383.96 = 385.81$$

$$6.79 = \frac{640.39}{a^2} + \frac{6 \cdot 385.81}{a^3} (a^3)$$

$$6.79a^3 - 640.39a - 2314.86 = 0.00$$

$$a = 11.18 \text{ p} = 3.41 \text{ mt.}$$

Por lo tanto el lado de la zapata se toma como $a = L = 3.40 \text{ mt.} = 11.15 \text{ p}$, las dimensiones provisionales de la zapata son $3.40 \text{ mt} \times 3.40 \text{ mt} \times 0.65 \text{ mt}$.

$$\text{Área de zapata: } A_z = 11.15 \cdot 11.15 = 124.32 \text{ p}^2$$

$$\text{Módulo de la sección: } S = 11.15^3/6 = 231.03 \text{ p}^3$$

6.11.2. Determinación del esfuerzo último para el diseño ($F_s.u$)

Para el diseño se utilizan las cargas axiales y momentos factorizados para encontrar

la presión neta última la cual se utiliza para el diseño a corte y flexión.

Para la carga vertical $1.4D+1.7L$

$$F_{s.u.} = \frac{P_{u.v}}{A} + \frac{M_{u.v}}{S} = \frac{912.24}{124.32} + \frac{2.77}{231.03} = 7.35 \text{ k/p}^2$$

Para la carga vertical+sismo $0.75(1.4D+1.7L)+1.40E$

$$P_u = 0.75 \cdot 912.24 + 45.2 = 729.38 \text{ k}$$

$$M_u = 0.75 \cdot 2.77 + 537.55 = 539.63 \text{ k} \cdot \text{p}$$

$$F_{s.u.} = \frac{729.38}{124.32} + \frac{539.63}{231.03} = 8.20 \text{ k/p}^2$$

Entonces $F_{s.u.} = 8.20 \text{ k/p}^2$ se toma el mayor.

6.11.3. Verificación del punzonamiento en la zapata

A continuación debe verificarse la resistencia del concreto el punzonamiento, mediante el cual se calcula el peralte efectivo "dz" de la zapata y se verifica si el espesor total "t" es adecuado.

Conocidos entonces:

lado de la columna: $h_c = 65 \text{ cm} - 2.13 \text{ p}$

área de la zapata: $A_z = 124.32 \text{ p}^2$

La fuerza al corte V_o para verificar el punzonamiento es:

$$V_o = (A_z - (h_c + dz)^2) \cdot F_{s.u.}$$

donde "dz" es el peralte efectivo de la zapata, entonces se tiene que:

$$V_o = (124.32 - (2.13 + dz)^2) \cdot 8.20$$

$$V_o = (124.32 - 4.54 - 4.26dz - dz^2) \cdot 8.20$$

$$V_o = 982.20 - 34.93dz - 8.20dz^2$$

El área donde se verifica el punzonamiento es:

$$A_p = 4(h_c + dz)dz$$

$$A_p = 4 \cdot (2.13 + dz) \cdot dz$$

$$A_p = 8.52 dz + 4dz^2$$

El esfuerzo permisible del concreto a corte por punzonamiento es:

$$V_{c.p} = 4\phi\sqrt{f_c} = 4 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{4000} = 215.03 \text{ lb/pulg.}$$

Planteando una ecuación cuadrática para encontrar el peralza efectivo de la zapata a "dz"

$$215.03 = \frac{(982.20 - 34.93dz - 8.20dz^2) \cdot 1000}{(8.52dz + 4dz^2) \cdot 144}$$

$$215.03 \cdot \frac{144}{1000} \cdot (8.52dz + 4dz^2) = 982.20 - 34.93dz - 8.20dz^2$$

$$263.82dz + 123.86dz^2 = 982.20 - 34.93dz - 8.20dz^2$$

$$132.06dz^2 + 298.75dz - 982.20 = 0.00$$

$$dz = 1.82 \text{ p} = 21.84 \text{ pulg}$$

$$t = dz + \text{ref}/2 + \text{rec}$$

$$t = 21.84 + 0.50 + 3$$

$$t = 25.34 \text{ pulg} = 63.36 \text{ cm.}$$

Entonces se toma $t = 65 \text{ cm} = 25.95 \text{ pulg.}$

$$dz = 22.09 \text{ pulg} = 1.84 \text{ p}$$

6.11.4. Chequeo del corte en la zapata

$$V_c = 2\phi\sqrt{f_c} = 2 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{4000} = 107.52 \text{ lb/pulg}^2$$

El corte se verifica a una distancia dz de la columna en la zapata, por lo que:

$$VU = f_s \cdot u \cdot A_{z_c}$$

$$A_{z_c} = [0.50 \cdot (L - h_c - 2dz)] \cdot L$$

$$A_{z_c} = [0.50 \cdot (11.15 - 2 \cdot 1.84)] \cdot 11.15 = 29.77 \text{ p}^2$$

$$VU = 8.20 \cdot 29.77 = 244.11 \text{ kips}$$

El esfuerzo real a corte es:

$$V_{cr} = \frac{VU}{L \cdot dz} = \frac{244.11 \cdot 1000}{11.15 \cdot 12 \cdot 22.09} = 82.59 \text{ lb/pulg}^2$$

como $V_{cr} = 82.59 < V_c = 107.52$ se satisface el corte en la zapata.

6.11.5. Diseño a flexión de la zapata

La zapata se diseña a flexión como un voladizo cuya longitud se toma a partir del rostro de la columna al extremo del cimiento.

$$R = F_s \cdot u \cdot A_f$$

$$A_f = [0.5 \cdot (L - h_c)] \cdot L$$

$$A_f = [0.50 \cdot (11.15 - 2.13)] \cdot 11.15 = 50.29 \text{ p}^2$$

$$R = 8.20 \cdot 50.29 = 412.35 \text{ kips}$$

$$M_{u,z} = 412.35 \cdot (4.51/2) = 929.85 \text{ kip} \cdot \text{pie}$$

Entonces conocidos

$$f'_c = 4 \text{ k/pulg}^2 \quad L = 11.15 \text{ p} = 133.80 \text{ pulg}$$

$$f_y = 60 \text{ k/pulg}^2 \quad d_z = 22.09 \text{ pulg}$$

$$M_{u,z} = 929.85 \text{ k} \cdot \text{p} = 11,158.20 \text{ k} \cdot \text{pulg}$$

La ecuación cuadrática para la zapata simple reforzada queda como:

$$\frac{\phi f_y^2}{1.7 f'_c L} = \frac{0.90 \cdot 60^2}{1.7 \cdot 4 \cdot 133.80} = 3.56$$

$$\phi f_y d_z = 0.90 \cdot 60 \cdot 22.09 = 1192.86$$

$$3.56 A_s^2 - 1192.86 A_s + 11,158.20 = 0.00$$

$$A_s = 9.63 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.002 \cdot L \cdot t = 0.002 \cdot 133.80 \cdot 25.59 = 6.85 \text{ pulg}^2$$

$$p_{\text{max.}} = 0.50 \cdot 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{4}{60} \cdot \frac{87}{87+60} = 0.0143$$

$$A_{s,\text{max}} = 0.0143 \cdot 133.80 \cdot 22.09 = 42.13 \text{ pulg}^2$$

Entonces el refuerzo se toma como $A_s = 9.63 \text{ pulg}^2$

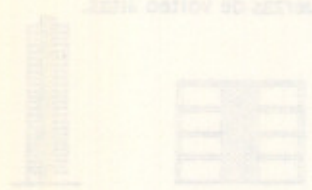


$$16 \text{ No. 7} = 16 \cdot 0.60 = 9.60 \text{ pulg}^2$$

entonces 16 No. 7 en ambos sentidos.

comercio
institucional

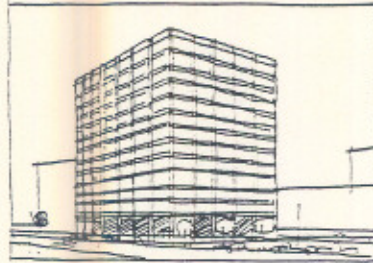


Oficinas de mediana
a gran altura

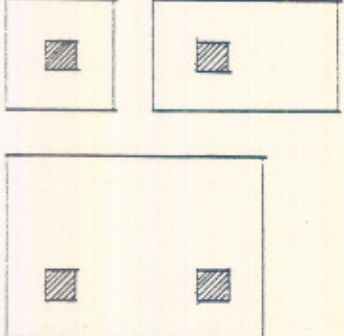
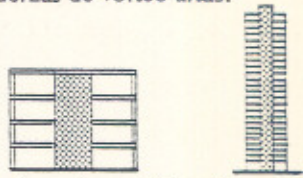
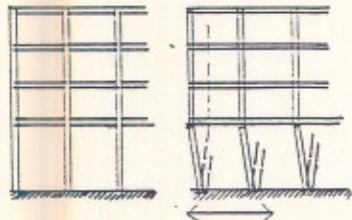
Soluciones de diseño sismico	Modificaciones del diseño sismico	Características arquitectonicas tipo
<p>Características de marcos perimetrales, controlar si hay columnas débiles, vigas fuertes.</p>	<p>Los marcos de columnas perimetrales pueden ser introducidos o limitados.</p>	<p>Permetro abierto para iluminación natural y vista de las oficinas del edificio.</p>
<p>Los núcleos se deben situar simétricamente y los muros deben tener el ancho suficiente para actuar como vigas verticales en voladizo en caso de fuerzas de voltas altas.</p>  <p>Investigar la modificación en la localización o tamaño del núcleo. Si no es posible, no usar los núcleos como elementos resistentes.</p>	<p>Los núcleos pueden ser de tamaño y situación adecuados para actuar como marcos de columna o como elementos de contraventeo y proporcionar rigidez al marco para la</p> <p>El tamaño de los núcleos puede ser adecuado (e.g., tamaño de zigzag) o estar situados estratégicamente de modo que produzcan torsión o se diseñen como elementos rígidos.</p>	<p>Clasificación vertical y núcleo de vista, simétrico de acuerdo con la organización del edificio y las características de distribución de las plantas.</p> 
<p>Eliminar la discontinuidad.</p>	<p>La "planta débil débil" puede crear una discontinuidad significativa de la rigidez del marco en el primer piso.</p> 	<p>Plantas bajas que se relacionan de secciones verticales, por ejemplo, (comerciales).</p>
<p>Evitar que se interrumpa el flujo de columnas entre el nivel de planta baja. Mantener al mismo nivel estas discontinuidades.</p>	<p>Controlar si no hay cambio en la rigidez del marco. Si se reduce el número de columnas o si los muros se cortan se interrumpen en el piso superior, se provocará una discontinuidad importante.</p>	<p>Plantas bajas que se relacionan de diseño o por exigencias de zonificación urbana o requisitos de zonificación de zonas sísmicas.</p>

ANEXO 1

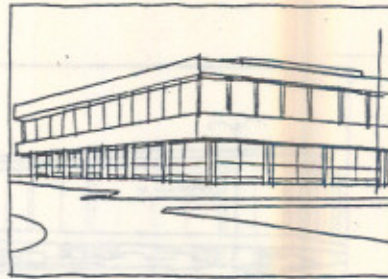
Oficinas, de mediana
a gran altura




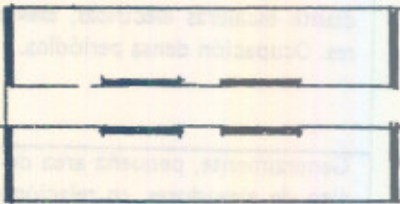
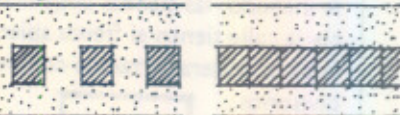
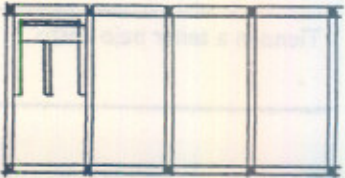
comercial
institucional

Características arquitectónicas típicas	Implicaciones del diseño sísmico	Soluciones de diseño sísmico
Perímetro abierto, para iluminación natural y vista de las oficinas del perímetro.	Los muros de cortante perimetrales pueden ser imposibles o limitados.	Estructura de marcos perimetrales, comprobar si hay columna débil, viga fuerte.
Circulación vertical y núcleos de servicio, situados de acuerdo con la organización del edificio y los requisitos de distribución de las plantas. 	Los núcleos pueden ser de tamaño y situación adecuados para actuar como muros de cortante o como elementos de contraventeo y proporcionar toda o la mayor parte de la resistencia sísmica. El tamaño de los núcleos puede ser inadecuado (e.g., demasiado angostos) o estar situados asimétricamente de modo que produzcan torsión si se diseñan como elementos rígidos.	Los núcleos se deben situar simétricamente y los muros deben tener el ancho suficiente para actuar como vigas verticales en voladizo sin riesgo de fuerzas de volteo altas.  Investigar la modificación en la localización o tamaño del núcleo: Si no es posible, no usar los núcleos como elementos resistentes.
Planta baja alta en función de su utilización (vestíbulo, piso para banco, comercial).	La "planta baja débil" puede crear una discontinuidad significativa de la rigidez del marco en el primer piso. 	Eliminar la discontinuidad.
Planta baja abierta, por elección de diseño o por exigencia de diseño urbano o requisitos de zonificación de plaza abierta.	Correcto si no hay cambio en la estructura de marcos. Si se reduce el número de columnas o si los muros de cortante se interrumpen en el piso superior, se provocará una discontinuidad importante.	Nunca se debe interrumpir el muro de cortante arriba del nivel de planta baja. Mantener al mínimo las otras discontinuidades.

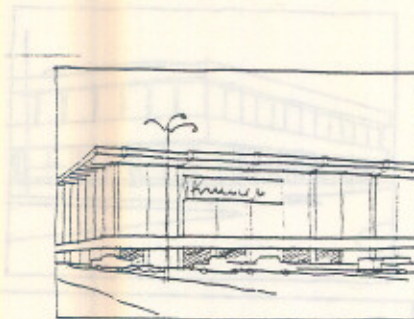
Oficinas, de baja altura



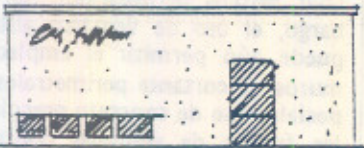


comercial
institucional

Características arquitectónicas típicas.	Implicaciones del diseño sísmico	Soluciones de diseño sísmico
<p>Gran variedad de alternativas de configuración.</p>	<p>Variación de enfoques de diseño sísmico apropiados.</p>	<p>Muros de cortante, marcos, combinaciones.</p>
<p>Puede requerir grandes espacios despejados para la distribución de oficinas abiertas, cierto número de pequeñas oficinas, o una combinación.</p>  <p>Las oficinas para una sola empresa tendrán requisitos específicos de distribución de las plantas, pero en general se necesita también adaptabilidad.</p> <p>Las oficinas para renta se planean para una adaptabilidad máxima.</p>	<p>Los muros de cortante interiores pueden obstruir demasiado. Sin embargo, las fuerzas en los edificios bajos (en particular, los de acero y madera) son pequeñas debido al poco peso, por lo que la cantidad de contravientos y muros de cortante necesarios no es grande.</p>	<p>Localización cuidadosa de los muros de cortante o contravientos para no limitar la libertad de distribución de la planta.</p> 
<p>Exposición perimetral máxima para vista e iluminación natural.</p>	<p>Puede ser difícil disponer de muros de cortante perimetrales grandes.</p>	<p>Usar marcos perimetrales. Sin embargo, el uso de ventanas aisladas puede aún permitir el empleo de muros de cortante perimetrales, especialmente de concreto precolado: las franjas de ventanas continuas obligan el empleo de marcos.</p> 
<p>Uso de acceso a base de escaleras, con empleo limitado de elevadores para inválidos y entregas.</p>	<p>Las escaleras pueden introducir un punto de rigidez localizada y sufrir daños, haciéndolas inutilizables.</p>	<p>Diseño cuidadoso para las fuerzas previstas o separación de la escalera de la estructura del edificio.</p> 

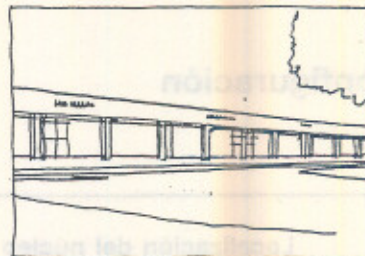
Comercial,
de baja altura



tienda
tienda departamental
mercado

Características arquitectónicas típicas.	Implicaciones de diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran espacio interior con obstrucciones mínimas.	Los claros muy grandes limitan el uso de muros de cortante interiores.	Uso de marcos; si se necesitan muros de cortante interiores, situarlos alrededor de elementos fijos como escaleras, escaleras mecánicas, servicios sanitarios, u otros.
A menudo, circulación vertical mediante escaleras eléctricas, elevadores. Ocupación densa periódica.	Importancia extrema a la seguridad para preservar la integridad estructural de las escaleras. Las escaleras pueden ser un punto de rigidez localizada, crear torsión y ser particularmente vulnerables a los daños.	Relación cuidadosa entre el diseño de escalera y la estructura de conjunto. Puede ser mejor separar la estructura de la escalera de la estructura principal.
Generalmente, pequeña área de núcleo de elevadores, en relación con el área del edificio.	Menor posibilidad de torsión. El núcleo es menos adecuado para ser útil como elemento de cortante.	Muros de cortante perimetrales o usar sistemas de marco.
Perímetro generalmente cerrado con aberturas ocasionales no uniformes para escaparates. 	Posible empleo económico del cajón a base de muros de cortante perimetrales.	Asegurarse de que las aberturas no uniformes no provoquen concentraciones de esfuerzos o zonas débiles.
A menudo, las tiendas pequeñas hacia la calle tienen el frente abierto y la parte trasera cerrada o con muros divisorios. 	Variación importante de resistencia y rigidez perimetrales; posible torsión.	Equilibrar resistencia y rigidez perimetrales. 
Tienden a tener bajo costo.	Tienden a diseñarse de acuerdo con el mínimo reglamentario.	Edificio sencillo para reducir costos de diseño sísmico.

Comercial,
de un solo piso

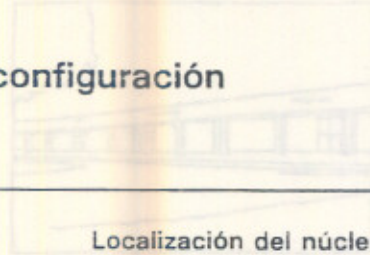


almacén
centro comercial

Características arquitectónicas típicas.	Implicaciones de diseño sísmico.	Soluciones de diseño sísmico.
Gran espacio interior, con mínimas obstrucciones.	Grandes claros, cargas en techo solamente; a menudo, poco peso.	Empleo de marcos con muros de cortante o contraventeos perimetrales.
Variación de la utilización del espacio: escasa en almacenes, alta en centros comerciales.	Mayor riesgo sísmico en centros comerciales.	El reglamento no toma en cuenta las variaciones; el diseñador debe aplicar su criterio.
A menudo, gran área de planta.	Acumulación de grandes fuerzas de diafragma.	Revisar las fuerzas del diafragma. En estructuras muy grandes, subdividir con juntas sísmicas.
Predomina perímetro cerrado, con posibles aberturas grandes para exhibición o acceso.	El perímetro puede ser adecuado para usar muros de cortante en edificios con planta no demasiado grande. Si hay grandes aberturas, puede ser que la resistencia y rigidez perimetrales provoquen torsión o distorsión.	Si hay muros de cortante perimetrales, revisar las fuerzas en las aberturas. Si el edificio es muy grande, o se prevé expansión, usar marcos. Equilibrar resistencia y rigidez perimetrales.
Empleo de tragaluces, atrios, monitores de techo. Poco común en almacenes, de uso creciente en centros comerciales.	Se puede menguar gravemente la capacidad del diafragma y crear concentraciones locales de esfuerzo.	Revisión cuidadosa de la situación y el tamaño de las aberturas. Proporcionar colectores de fuerza sísmica adecuados, y si el diafragma no es eficaz, sustituir el sistema de contraventeo horizontal.
Tiende a tener bajo costo.	Tiende a diseñarse de acuerdo con el mínimo reglamentario.	Edificios sencillos para reducir los costos del diseño sísmico.


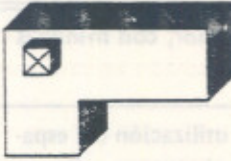

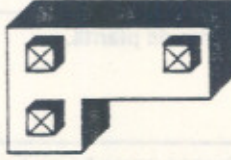



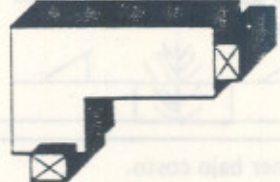

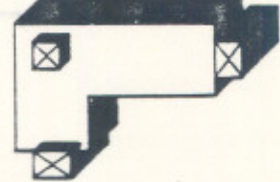


Componentes de configuración

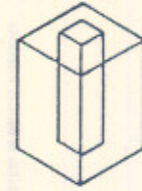


Núcleos

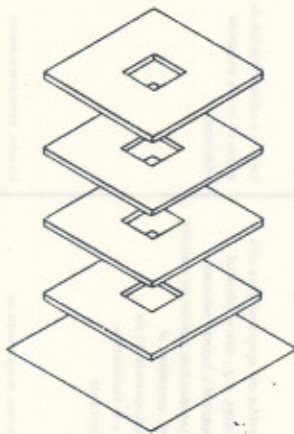
Localización del núcleo

Sencillo	Complejo
 <p data-bbox="766 970 898 995">Solo, interior</p>	
 <p data-bbox="741 1185 915 1210">Múltiple, interior</p>	
 <p data-bbox="774 1402 915 1427">Solo, exterior</p>	
 <p data-bbox="750 1621 931 1647">Múltiple, exterior</p>	
 <p data-bbox="766 1844 931 1870">Combinaciones</p>	

Componentes de configuración

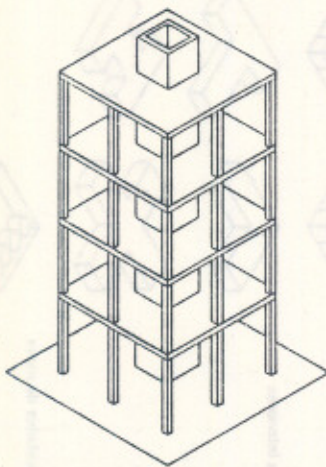


Núcleos

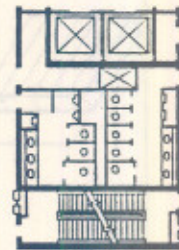




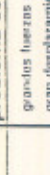
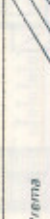
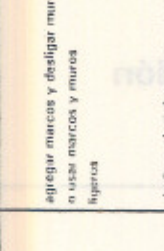
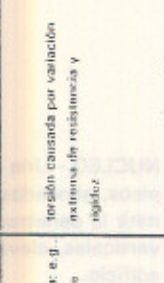
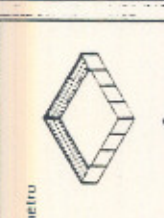


NUCLEO - Una serie de aberturas en los pisos, alineadas verticalmente para permitir la penetración de servicios mecánicos verticales, elevadores o escaleras, en el edificio.

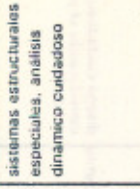





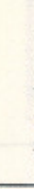
Un núcleo puede o no estar cerrado con material estructural para resistir fuerzas verticales y/o laterales.

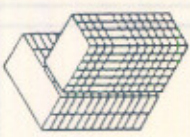
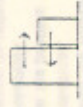
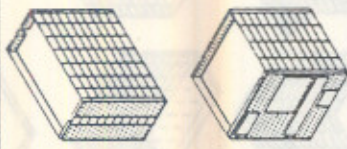
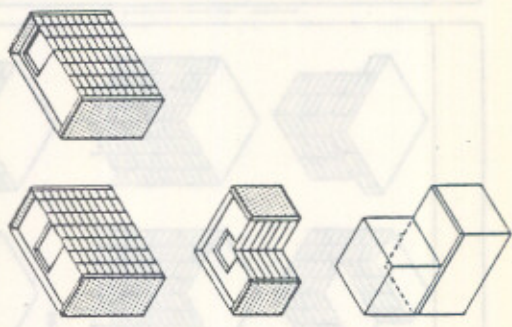


Diagramáticamente, un núcleo se representa como un solo tubo, pero típicamente es una forma más compleja.

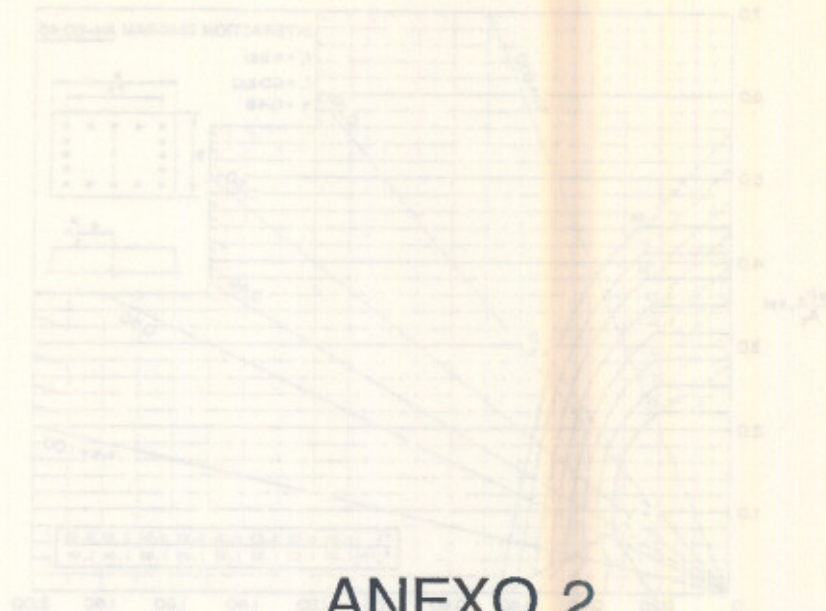


Problema de configuración	Planteamiento arquitectónico	Planteamiento del problema estructural	Solución
<p>A. Problemas en las dimensiones totales</p> <p>1. Relación altura ancho, extrema</p>  <p>2. Área de la planta, extrema</p>  <p>3. Relación longitud ancho de la elevación, extrema (relación de aspecto)</p> 	<p>función de planeación o de área restringida</p> <p>común en almacenes, edificios industriales, centros comerciales</p> <p>torrón en escuelas antiguas; edificios residenciales de muchos pisos</p>	<p>grandes fuerzas de volcamiento gran desplazamiento lateral causado tanto no estructural</p> <p>creación de grandes fuerzas de torsión de diafragma</p> <p>creación de grandes fuerzas laterales en el perímetro: gran diferencia de resistencia en dos ejes</p>	<p>revisar proporción o usar sistema estructural especial</p>  <p>subdividir el edificio mediante juntas sísmicas</p> <p>subdividir el edificio mediante juntas sísmicas</p>
<p>B. Problemas de distribución horizontal</p> <p>1. Configuración de planta sencilla</p> <p>a. Variaciones en la resistencia y rigidez del perímetro</p>  <p>b. Falsa simetría</p>  <p>2. Esquinas interiores</p>  <p>3. Excentricidades de masa</p> 	<p>resultado frecuente del programa; e.g. estación de bomberos; límites de tiradas; necesidad de muros ciegos en espaldas</p> <p>requisitos del programa relacionados con la circulación vertical para utilizar los espacios</p> <p>requisitos del programa para alas angostas, e.g., uso residencial, de hospital y lugares urbanos congestionados; común en edificios viejos, anteriores al acondicionamiento de aire y la iluminación fluorescente</p> <p>requisitos programáticos: estantería para libros en bibliotecas, equipo especial, piscinas elevadas</p>	<p>torsión causada por variación extrema de resistencia y rigidez</p> <p>torsión causada por núcleo rígido asimétrico</p> <p>torsión y concentración de esfuerzo en las esquinas interiores</p> <p>torsión, concentraciones de esfuerzo</p>	<p>agregar marcos y resigar muros, o usar marcos y muros ligeros</p> <p>dejar el núcleo, o usar marcos haciendo los muros del núcleo no estructurales</p>  <p>separar muros</p> <p>formar una caja uniforme</p> <p>formar una caja central</p> <p>hacer una transición arquitectónica</p> <p>reprogramar o agregar resistencia alrededor de la masa para balancear resistencia y masa</p>

Problema de configuración	Planteamiento arquitectónico	Planteamiento del problema estructural	Solución
<p>C. Problemas de distribución vertical</p> <p>1. Escalonamientos verticales & escalonamientos invertidos</p> 	<p>escalonamientos verticales debidos al programa o al terreno; los escalonamientos invertidos son casi siempre un requisito de imagen (módulo)</p>	<p>concentración de esfuerzos en el cambio de sección, diferentes periodos para diferentes partes del edificio, altas fuerzas de diafragma deben transferirse en el escalón</p>	<p>sistemas estructurales especiales, análisis dinámico cuidadoso</p> 
<p>2. Piso débil -marco-</p> 	<p>programático: necesidad de plazas abiertas en la planta baja o grandes espacios en cualquier piso; con frecuencia es un requisito de imagen (módulo)</p>	<p>causa cambio abrupto de rigidez en el punto de discontinuidad</p>	<p>agregar contraventeno agregar columnas contraventear</p>
<p>3. Variaciones en la rigidez de columnas dentro de un piso</p> 	<p>programático: necesidad de variedad de espacios y alturas de plafones; con frecuencia requisito de imagen</p>	<p>causa cambio abrupto de rigidez, fuerzas mucho más altas en las columnas más rígidas</p>	<p>rediseñar el sistema estructural para compensar las rigideces</p>
<p>4. Muro resistente al cortante discontinuo</p> 	<p>resultado del programa; la planeación restringe el uso de muros resistentes al cortante sobre los pisos de acceso, o bien, imagen de "cubo flotante"</p>	<p>produce discontinuidades en el trayecto de las cargas y concentración de esfuerzos en los elementos más cargados</p>	<p>NO</p>
<p>5. Columna débil-viga fuerte</p> 	<p>común en edificios con grandes áreas de ventana - escuelas, hospitales, oficinas - vigas de gran claro, pretiles de gran peralte</p>	<p>la columna falla antes que la viga, la columna corta debe absorber el desplazamiento total del piso</p>	<p>NO agregar muros completos para reducir las fuerzas en las columnas, o separar los pretiles de las columnas, o usar muros de relleno ligeros con marcos</p>
<p>6. Modificaciones de la estructura primaria</p> 	<p>programático: requisito de ventanas altas; común en remodelamientos, a veces solicitado por la administración del edificio (puede haber también condiciones interiores)</p>	<p>es más grave cuando los rellenos de mampostería modifican el concepto estructural, la creación de columnas cortas y rígidas produce concentración de esfuerzos</p>	<p>destigar rellenos, o usar materiales ligeros</p>

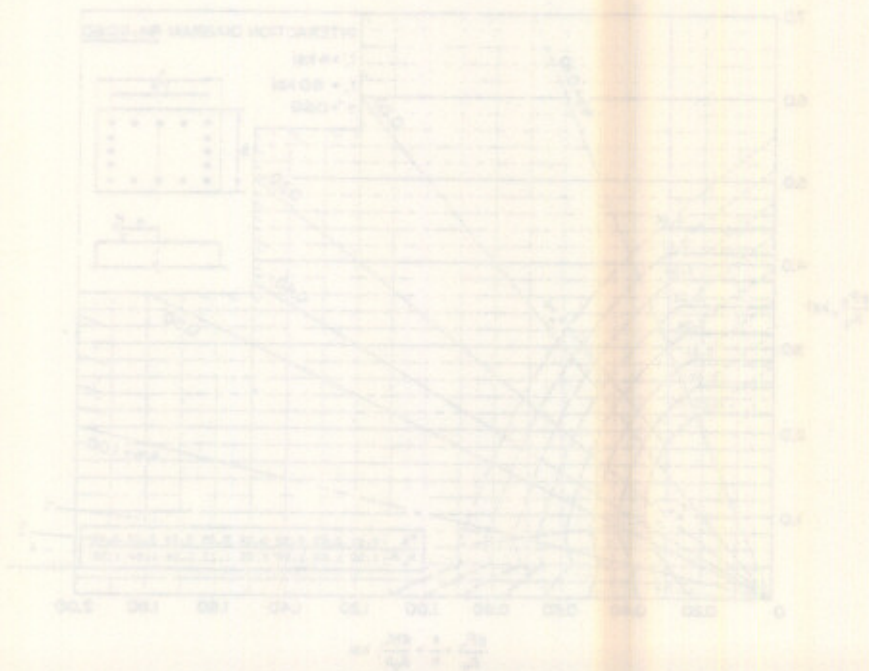
Problema de configuración	Planteamiento arquitectónico	Planteamiento del problema estructural	Solución
<p>D. Problemas de colindancia</p> <p>1. Separación en edificio</p> 	<p>pueden ser diferentes partes del mismo edificio (escalonamientos) o edificios en terrenos adyacentes</p>	<p>posibilidad de golpeo, dependiendo del periodo, altura, desplazamiento lateral y distancia entre los edificios</p>	<p>asegurar separación adecuada, suponiendo la vibración de los edificios en direcciones opuestas</p> 
<p>E. Muros resistentes al Corrimo</p> <p>1. Acoplados</p> <p>2. Con aberturas irregulares</p> 	<p>expresión común para el extremo de plantas con pasillos doblemente cargados</p> <p>requisitos para ubicación de ventanas, puertas, aberturas para ductos</p>	<p>deformación incoincusable entre muros y uniones</p> <p>decrece gravemente la capacidad en el punto de transferencia de fuerza máxima</p>	<p>[NO] con unión débil, diseñar unión adecuada o bien sistemas reparables</p> <p>diseño cuidadoso, espacio adecuado para el refuerzo, diseño para comportamiento no lineal</p>
<p>F. Diafragma</p> <p>1. Aberturas</p> <p>2. Forma</p> <p>3. Torre</p> 	<p>necesidad de circulación vertical, techos de luz, tragaluces</p> <p>la planeación casi siempre requiere circulación vertical en la "articulación" de plantas con esquinas interiores</p> <p>ver escalonamientos</p>	<p>decrece gravemente la capacidad del diafragma</p> <p>debilita el diafragma en el lugar más crítico</p> <p>el diafragma en un escalonamiento debe transferir las cargas completas de la torre</p>	<p>[NO] a menos que se haga un diseño cuidadoso para comportamiento no lineal</p> <p>[NO] a menos que se haga un diseño cuidadoso para comportamiento no lineal</p> <p>diseño cuidadoso, considerando el problema del diafragma</p>

COLUMNS 7.4.1—Load-moment strength interaction diagram for R=0.45

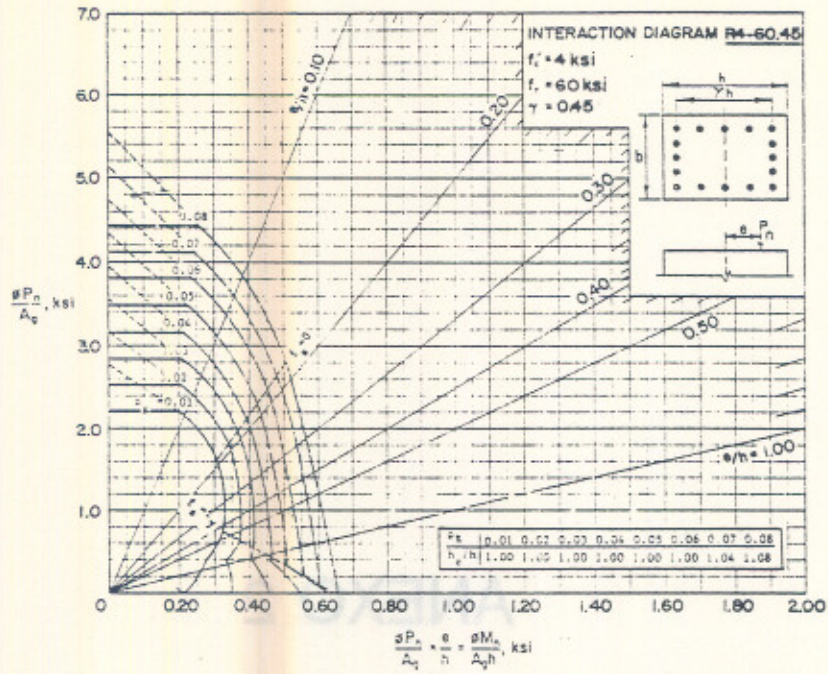


ANEXO 2

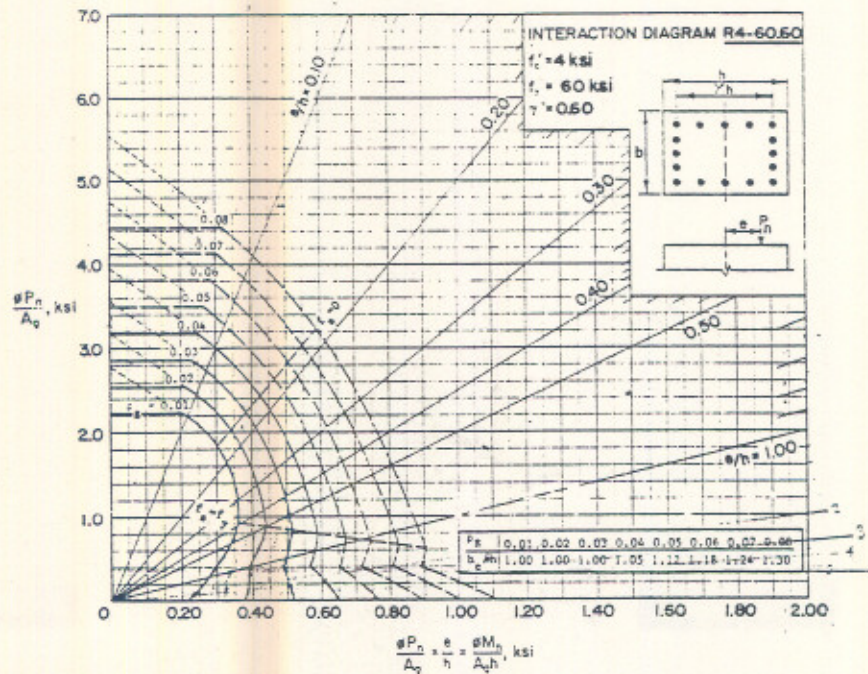
COLUMNS 7.4.2—Load-moment strength interaction diagram for R=0.50



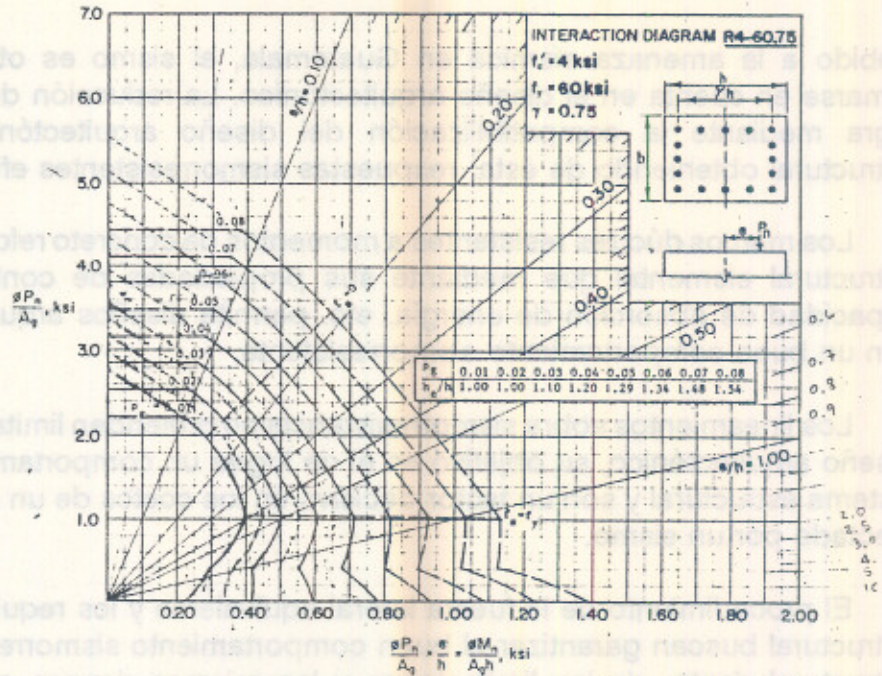
COLUMNS 7.4.1—Load-moment strength interaction diagram for R4-60.45 columns



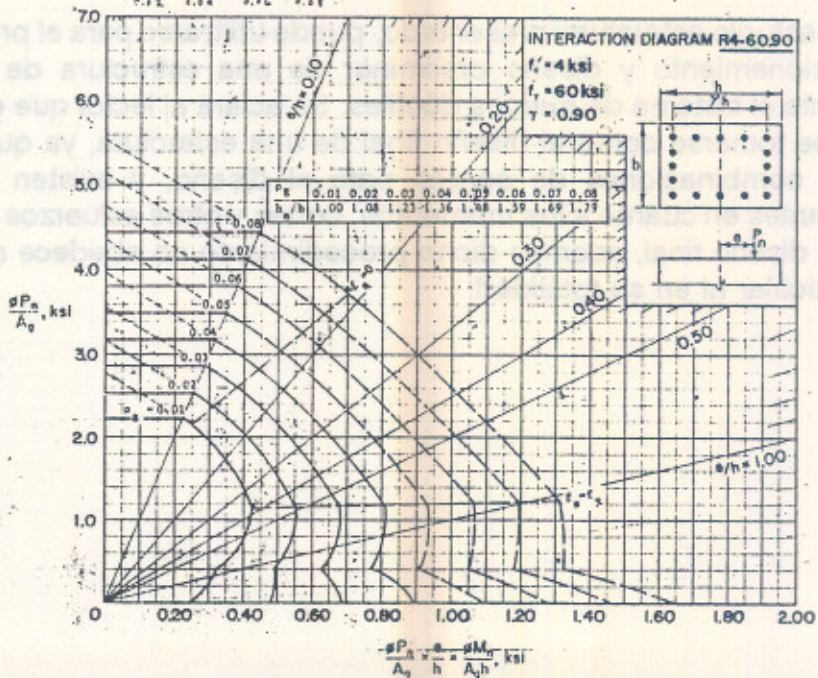
COLUMNS 7.4.2—Load-moment strength interaction diagram for R4-60.60 columns



COLUMNS 7.4.3—Load-moment strength interaction diagram for R4-60.75 columns



COLUMNS 7.4.4—Load-moment strength interaction diagram for R4-60.90 columns



CONCLUSIONES

Debido a la amenaza sísmica en Guatemala, el sismo es otro factor que debe tomarse en cuenta en el diseño arquitectónico. La reducción del riesgo sísmico se logra mediante la compatibilización del diseño arquitectónico con el diseño estructural obteniendo de ésta, respuestas sismorresistentes eficientes.

Los marcos dúctiles resistentes a momentos de concreto reforzado es un sistema estructural elemental que mediante sus propiedades de continuidad, ductilidad, capacidad de absorción de energía, etc. permite diseños arquitectónicos variados con un buen comportamiento sismorresistente.

Los lineamientos sobre sismorresistencia no pretenden limitar la creatividad en el diseño arquitectónico, su objetivo es el de lograr un comportamiento adecuado del sistema estructural y son un factor decisivo en los costos de un edificio al verse éste afectado por un sismo.

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente y los requisitos para el diseño estructural buscan garantizar el buen comportamiento sismorresistente del sistema estructural dentro de las limitaciones y los mismos riesgos que los reglamentos permiten.

El estudio estructural presentado, puede utilizarse para el predimensionamiento, dimensionamiento y diseño preliminar de una estructura de concreto reforzado mediante el sistema de marcos dúctiles. Se aclara al lector que dicho procedimiento no debe tomarse como el diseño final de una estructura, ya que no se incluye una de las combinaciones de cargas para el diseño, y existen algunas diferencias importantes en cuanto a los momentos, cortes y otros esfuerzos que deben utilizarse para el diseño final, además dicho procedimiento no obedece a ningún reglamento en particular ni en su totalidad.

BIBLIOGRAFIA

RECOMENDACIONES

Los criterios y lineamientos sobre sismorresistencia presentados en este documento pueden servir de apoyo para edificios con otros sistemas estructurales.

Se recomienda el estudio de otros sistemas estructurales, como los sistemas de cajón y el sistema de marcos con muros de corte; ya que son de uso frecuente en nuestro medio.

Se debiera implementar otro curso en el área de estructuras donde se abarquen procedimientos preliminares para el análisis y diseño de otros sistemas estructurales.

Es importante señalar que en la actualidad existe una gran variedad de programas para el análisis y diseño de distintos sistemas estructurales para edificios de niveles múltiples, pero es importante que el estudiante y/o profesional de arquitectura tenga el criterio para discernir si los resultados son correctos.

Muchos de los temas desarrollados en este documento pueden ser abarcados a mayor profundidad en temas futuros de tesis.

BIBLIOGRAFIA

1. Schmelkes, Corina (1,988)
"Manual para la Presentación de Anteproyectos e Informes de Investigación (Tesis)"
Harla, S.A., México
2. Centro de Coordinación para la Prevención de Desastres Naturales en América Central (CEPRENAC). (1,990)
"Sismos de América Central 1,904-1,988. Memorias del Primer Seminario Taller sobre Sismicidad de América Central". Editado por Vergara Muñoz, Aristóteles, Guatemala.
3. "Memorias. Simposio Internacional sobre el Terremoto de Guatemala del 4 de febrero de 1,976 y el Proceso de Reconstrucción. Tomo I y II".
Impresos Industriales, Guatemala
4. Wakabayashi, Minoru y Romero Martínez, Romero (1,988)
"Diseño de Estructuras Sismorresistentes".
Pavón Rodríguez, Víctor M., traductor
McGraw Hill Interamericana, México.
5. Udías, Agustín
"Energía de la Tierra"
Folleto del Seminario de Historia del Arte y la Arquitectura en Guatemala II (2do. semestre 1,987)
Facultad de Arquitectura, USAC
6. Instituto Panamericano de Geografía e Historia (1,977)
"Temblores de Tierra, Cartilla Popular. Publicación No. 363". México.
7. Newmark, Nathan M. y Rosenblueth (1,971)
"[Fundamentos de Ingeniería Sísmica]. Fundamentals of Earthquake Engineering".
Prentice Hall. Inc. E.E.U.U.
8. Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1,987)
"[Diseño y Espectros Sísmicos]. Earthquake Spectra and Design".

- Earthquake Engineering Research Institute. E.E.U.U.
9. Berg, Glen V. (1,982)
"Códigos y Procedimientos de Diseño Sísmico. Seismic Design Codes and Procedures".
Earthquake Engineering Research Institute, E.E.U.U.
 10. Green, Norman B. (1,980)
"Edificación, Diseño y Construcción Sismorresistente".
Editorial Gustavo Gili, S.A., Barcelona, España
 11. Ministerio de Comunicaciones, Dirección General de Obras Públicas. Unidad de Planeamiento Urbano y Regional (1,976).
"Manual de Diseño Sísmico"
Litografía Impcolor. Guatemala.
 12. Solórzano Yanes, Benjamín (1,990)
"El Diseño Estructural en Arquitectura"
Tesis de Graduación. Facultad de Arquitectura, USAC. Guatemala
 13. Portland Cement Association. PCA (1,959)
"Continuidad en Marcos de Concreto de Edificios. Análisis Práctico para carga vertical y Presión del Viento.
Continuity in Concrete Building Frames. Practical Analysis for Vertical Load and Wind Pressure"
Skokie, Illinois, E.E.U.U.
 14. American Society of Civil Engineers (ASCE) (1,972)
"Diseño Estructural de Edificios Altos de Concreto y Mampostería. Volumen III. Structural Design of Tall Concrete & Masonry Buildings. Volume III".
Proceedings of the International Conference of Planning and Design of Tall Buildings.
Nueva York, E.E.U.U.
 15. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (1,988)
"Reglamento de las Construcciones de concreto Reforzado (ACI 318-83) y Comentarios"
Molina Emilio, traductor
Editorial Limusa, S.A., México, D.F.
 16. Kani, G. (1,978-1,979)
"Cálculo de Pórticos de Varios Pisos"
Rondón, Enrique, traductor
Editorial Reverté, S.A., España

17. Bazán Zurita, Enrique y Meli Piralla, Roberto (1,989)
"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
Editorial Limusa, S.A. México, D.F.
18. Winter, George y Nilson, Arthur H. (1,986)
"Proyecto de Estructuras de Hormigón"
Ruscalleda Gallart, Sebastián, traductor
Editorial Reverté, S.A., Barcelona, España
19. Park R. y Paulay T. (1,986)
"Estructuras de Concreto Reforzado"
Fernández Everest, Sergio, traductor
Editorial Limusa, S.A., México, D.F.
20. Nawy, Edward G. (1,988)
"Concreto Reforzado. Un enfoque básico"
Muñoz Zazueta, José de Jesús, editor en español
Prentice - Hall Hispanoamericana, S.A. México
21. Blume, John A.; Newmark, Nathan M. y Corning, Leo H. (1,961)
"Diseño de Edificios de Niveles Múltiples de Concreto Reforzado para Movimientos Sísmicos". Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions".
Portland Cement Association, Illinois, E.E.U.U.
22. Fintel, Mark y otros (1,974)
"Manual de Ingeniería en Concreto. Handbook of Concrete Engineering".
Van Nostrand Reinhold Company, Nueva York, E.E.U.U.
23. Taranath, Bungale S. (1,988)
"Análisis Estructural y Diseño de Edificios Altos. Structural Analysis and Design of Tall Buildings".
McGraw Hill, Inc., E.E.U.U.
24. Wiegel, Robert L. y otros (1,970)
"Ingeniería Sísmica. Earthquake Engineering"
Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey, E.E.U.U.
25. American Society of Civil Engineers (ASCE) (1,972)
"Criterios y Cargas para Edificios Altos. Volumen Ib". Tall building Criteria and loading. Volume Ib"
Proceedings of the International Conference of Planning and Design of Tall Buildings
Nueva York, E.E.U.U.