

300615

18

20



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.

**"PROCESOS DE DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS"**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE PONCE DE LEON MARTINEZ**

DIRECTOR DE TESIS:

M. EN I. JOSE ALBERTO CASTILLO HERNANDEZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PROCESOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS

INDICE	Página
RELACION DE VARIABLES EMPLEADAS	IV
INTRODUCCION	1
1. UN ENFOQUE GLOBAL	5
1.1 EL PROCESO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL	5
1.1.1 DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	7
1.1.2 DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL	8
1.1.3 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	9
1.1.4 CARACTER ITERATIVO DEL PROCESO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL	12
1.1.5 DOBLE ENFOQUE DEL PROCESO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL	14
1.2 EL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE	16
1.2.1 DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	17
1.2.2 DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL	18
1.2.3 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	19
1.3 EL PROBLEMA DE CONFORMACION DE UN PROCESO DE CALCULO PARA CASOS ESPECIFICOS	22
2. ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE PARA EDIFICIOS Y SUS MODELOS ANALITICOS	26
2.1 ASPECTOS GENERALES	26
2.1.1 IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE	26
2.1.2 PROBLEMAS COMUNES EN LA ESTRUCTURACION Y EN LA DETERMINACION DE LOS MODELOS ANALITICOS	27
2.2 CLASIFICACION DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	32
2.2.1 MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES BASICOS	32
2.2.2 PRINCIPALES SISTEMAS ESTRUCTURALES	36
2.2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES PARA EDIFICIOS	39
2.3 CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES PARA EDIFICIOS	49
2.3.1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA QUE DEFINEN LA RESPUESTA SISMICA	49
2.3.2 CARACTERISTICAS DESEABLES EN LA ESTRUCTURA COMO RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE	50
2.4 DETERMINACION DEL MODELO ANALITICO DE LA ESTRUCTURA	52
2.4.1 DETERMINACION DE LAS HIPOTESIS BASICAS DEL MODELO ANALITICO	52
2.4.2 MODELOS ANALITICOS DE LOS PRINCIPALES SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES PARA EDIFICIOS	59

	Página	
3.	DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	69
3.1.	CLASIFICACION DE ACCIONES	69
3.2.	ACCIONES PERMANENTES	72
3.2.1	CARGAS MUERTAS	72
3.3.	ACCIONES VARIABLES	73
3.3.1	CARGAS VIVAS	73
3.4.	ACCIONES ACCIDENTALES	75
3.4.1	CARGAS SISMICAS	75
3.5.	MODELO BIDIMENSIONAL PARA EL ANALISIS DE ACCIONES SISMICAS	77
3.5.1	HIPOTESIS GENERALES	77
3.5.2	CRITERIOS DISPUESTOS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y EN LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO.	79
3.6.	ANALISIS SISMICO ESTATICO	85
3.6.1	METODO GENERAL	85
3.6.2	CONSIDERACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL	88
3.7.	ANALISIS SISMICO DINAMICO	90
3.7.1	METODO DE ANALISIS MODAL ESPECTRAL	90
3.7.2	METODO DE ANALISIS PASO A PASO	93
3.7.3	METODO DE ANALISIS TRIDIMENSIONAL	95
3.8.	EFFECTOS INVOLUCRADOS EN EL ANALISIS SISMICO	96
3.8.1	EFFECTOS DE TORSION Y EFFECTOS BIDIRECCIONALES. DISTRIBUCION DE CORTANTES SISMICOS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE LA ESTRUCTURA	96
3.8.2	OTROS EFFECTOS	100
4.	DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL	102
4.1.	ASPECTOS GENERALES	102
4.1.1	OBJETIVO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL	102
4.1.2	CLASIFICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	103
4.2.	METODOS APROXIMADOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	104
4.2.1	METODO DE PORTAL	105
4.2.2	METODO DE BOWMAN	107
4.2.3	METODO DEL FACTOR	110
4.2.4	FORMULAS DE WILBUR	114
4.3.	METODOS EXACTOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	118
4.3.1	METODO MATRICIAL DE RIGIDECES	120
4.3.2	OBTENCION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL POR MEDIO DEL PROCEDIMIENTO DE CONDENSACION ESTATICA	131
4.3.3	OBTENCION DE LA RIGIDEZ LATERAL (ESCALAR) DE ENTREPISO PARA CADA MARCO	133
4.3.4	METODO DE CROSS-RITTER	135

5.	DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO)	140
5.1.	ASPECTOS GENERALES	140
5.2.	PRESENTACION DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO	142
5.2.1	CRITERIO DE DISEÑO POR ESTADOS LIMITE	145
5.2.2	CRITERIO DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES	146
5.3.	CRITERIOS DISPUESTOS EN EL RDF	147
5.3.1	DEFINICION DE LOS ESTADOS LIMITE	147
5.3.2	COMBINACIONES DE ACCIONES	148
5.3.3	FACTORES DE CARGA	149
5.3.4	DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LA ESTRUCTURA	152
5.4.	REQUISITOS PARA EL DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	155
5.4.1	VIGAS	157
5.4.2	COLUMNAS	160
5.4.3	UNIONES VIGA-COLUMNA	161
5.4.4	LOSAS PLANAS	163
5.5.	REQUISITOS PARA EL DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE ACERO	165
5.5.1	REQUISITOS GENERALES	166
5.6.	DETALLADO EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	167
5.6.1	MUROS DIVISORIOS	168
5.6.2	RECUBRIMIENTOS Y VENTANAS	169
5.6.3	PLAFONES	171
5.7.	PRESENTACION DE RESULTADOS	172
5.7.1	PLANOS Y ESPECIFICACIONES	173
5.7.2	MEMORIA DE CALCULO	173
6.	SECUENCIAS DE CALCULO PARA LOS PROCESOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	175
6.1.	ASPECTOS GENERALES	175
6.2.	EVALUACION DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	175
6.3.	EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS SISMICO	179
6.4.	EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	183
6.5.	EVALUACION DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	186
6.6.	ALGUNOS PROGRAMAS COMERCIALES PARA COMPUTADORA	189
6.7.	PROCESOS OPTIMOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	193
6.7.1	FACTORES INVOLUCRADOS EN LA OPTIMACION DE UN PROCESO DE DISEÑO	193
6.7.2	DETERMINACION DE UN PROCESO DE DISEÑO OPTIMO	195
6.8.	ALGUNAS SECUENCIAS DE CALCULO COMO PROCESOS OPTIMOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	198
6.8.1	DESCRIPCION DE LOS CASOS A CONSIDERAR	198
6.8.2	SECUENCIA DE CALCULO PARA EL CASO I	201
6.8.3	SECUENCIA DE CALCULO PARA EL CASO II	208
	CONCLUSIONES	214
	APENDICE A	217
	REFERENCIAS	228

RELACION DE VARIABLES EMPLEADAS

CAPITULO 1CAPITULO 2

- A: AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MURO.
 α : COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MURO.
 δ, Δ_T : DEFORMACION LATERAL TOTAL DEL MURO
 Δ_V : DEFORMACION LATERAL DEL MURO POR EFECTO DE CORTANTE.
 Δ_F : DEFORMACION LATERAL DEL MURO POR EFECTO DE FLEXION.
E: MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL CONSTITUTIVO DEL MURO.
G: MODULO DE CORTANTE DEL MATERIAL CONSTITUTIVO DEL MURO.
H: ALTURA DEL MURO.
I: MOMENTO DE INERCIA (CON RESPECTO A LA DIRECCION DE ANALISIS) DE LA SECCION DE LOS ELEMENTOS DEL MARCO (VIGAS Y COLUMNAS).
MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL MURO.
L: LONGITUD DEL CLARO LIBRE QUE CUBREN LOS ELEMENTOS DEL MARCO.
 ρ : INDICE DE ROTACION NODAL PARA CADA UNO DE LOS ENTREPISOS DE LA ESTRUCTURA CONSTITUIDA POR MARCOS PLANOS ORTOGONALES.
V: FUERZA CORTANTE LATERAL APLICADA SOBRE EL MURO.

CAPITULO 3

- Ajmax: ACELERACION MAXIMA DE LA ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A SU MODO DE VIBRACION "j".
 α : FACTOR DE PROPORCIONALIDAD.
a, aj: ACELERACION ESPECTRAL "a" (DEL ENTREPISO "i"), EXPRESADA COMO FRACCION DE LA ACELERACION GRAVITACIONAL "g".
bx, by: MAYOR DIMENSION EN PLANTA DEL ENTREPISO, MEDIDA PERPENDICULARMENTE A LA DIRECCION DE ANALISIS (X, Y).
c: COEFICIENTE SISMICO. CORRESPONDE AL VALOR MAXIMO DE "a" EN EL ESPECTRO DE DISEÑO.
Cs: COEFICIENTE SISMICO REDUCIDO POR DUCTILIDAD.
Cpj: COEFICIENTE DE PARTICIPACION DEL MODO DE VIBRACION "j".
 e_x, e_y : EXCENTRICIDADES TORSIONALES PARA LOS CORTANTES ACTUANTES EN LAS DIRECCIONES "x" y "y" RESPECTIVAMENTE.
 e_{ix}, e_{iy} : EXCENTRICIDADES TORSIONALES DE DISEÑO.
 e_d : EXCENTRICIDAD TORSIONAL MAS DESFAVORABLE PARA CADA ELEMENTO RESISTENTE "j" EN LA DIRECCION CONSIDERADA.
F, Fi: FUERZA SISMICA CONCENTRADA EN EL CENTRO DE MASAS DEL NIVEL DE ENTREPISO ("i")
{F}: VECTOR DE FUERZAS SISMICAS ACTUANDO EN LAS CORRESPONDIENTES MASAS DE LOS ENTREPISOS ("i").
g: ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81 m/s²).
hi: ALTURA DEL ENTREPISO "i".
{i}: VECTOR COLUMNA UNITARIO.
i, j: SUBINDICES DE ASIGNACION.
K₁, K₂, q: PARAMETROS QUE DEFINEN LAS FUERZAS SISMICAS AL EMPLEAR EL METODO DE ANALISIS SISMICO ESTADISTICO CONSIDERANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA.
K, Ki: RIGIDEZ LATERAL DEL NIVEL DE ENTREPISO ("i").
{K}: MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL DE LA ESTRUCTURA.
m, mi: MASA DEL NIVEL DE ENTREPISO ("i").
{M}: MATRIZ DIAGONAL DE MASAS.
M_T: MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO AL CORTANTE SISMICO.
Pi: FUERZAS SISMICAS (Fi).
Q: FACTOR DE DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

- Q' : FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ESTRUCTURA.
 R_j : RESPUESTA DINAMICA MAXIMA EN EL MODO "j".
 R_{est} : RESPUESTA DINAMICA TOTAL O DE DISEÑO.
 R_{jx}, R_{jy} : RIGIDEZES DE ENTREPISO DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES "j" EN CADA UNA DE LAS DOS DIRECCIONES ORTOGONALES CONSIDERADAS.
 T : PERIODO NATURAL FUNDAMENTAL DE VIBRACION PARA EL CASO DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO, Y PARA EL ANALISIS SISMICO DINAMICO, ES EL PERIODO DEL MODO DE VIBRACION QUE SE ANALICE.
 T_a, T_b, τ : PARAMETROS QUE DEFINEN EL ESPECTRO DE DISEÑO.
 U_i : DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL NIVEL DE ENTREPISO ("i").
 U_{ij} : DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ENTREPISO "i" EN EL MODO "j".
 $U_{i\tau}$: DESPLAZAMIENTO TOTAL O DE DISEÑO DEL ENTREPISO "i".
 $\{U\}_{\text{max}}$: VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS MAXIMOS EN EL MODO "j".
 $\{U_{\tau}\}$: VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES O DE DISEÑO.
 V_n : FUERZA CORTANTE ACTUANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA.
 V, V_i : FUERZA CORTANTE ACTUANTE EN EL ENTREPISO ("i").
 V_{jxd}, V_{jyd} : CORTANTE SISMICO DIRECTO SOBRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES "j" EN LA DIRECCION DE ANALISIS.
 V_{jxt}, V_{jyt} : CORTANTE SISMICO POR EFECTO DE TORSION SOBRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES "j".
 W_i : PESO DEL NIVEL DE ENTREPISO "i".
 W : CARGA VIVA MEDIA SEGUN EL R.D.F.
 W_n : CARGA VIVA MAXIMA SEGUN EL R.D.F.
 W_a : CARGA VIVA INSTANTANEA SEGUN EL R.D.F.
 W_b : PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA SOBRE SU BASE.
 ω_j : FRECUENCIA NATURAL DE LA ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A SU MODO DE VIBRACION "j".
 X_i : DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO (U_i).
 X, Y : EJES ORTOGONALES CUALESQUIERA COMO PRIMERA REFERENCIA PARA LA DETERMINACION DE CENTROS DE TORSION Y DE MASAS.
 X', Y' : EJES ORTOGONALES DE TORSION.
 X_m, Y_m : COORDENADAS EN PLANTA DEL CENTRO DE MASAS TOTAL DEL ENTREPISO EN CUESTION.
 X_t, Y_t : COORDENADAS EN PLANTA DEL CENTRO DE TORSION DEL ENTREPISO.
 X_i, Y_i : COORDENADAS EN PLANTA DEL CENTROIDE DE MASAS DE CADA ELEMENTO "i" DEL ENTREPISO, REFERIDAS A DOS EJES ORTOGONALES CUALESQUIERA (X, Y).
 \bar{X}_j, \bar{Y}_j : DISTANCIAS PERPENDICULARES DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES "j" A LOS EJES ORTOGONALES DE REFERENCIA.
 $\bar{X}_{jt}, \bar{Y}_{jt}$: DISTANCIAS PERPENDICULARES DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES "j" A LOS EJES DE TORSION X', Y' .
 z_{ij} : DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA MASA "i" EN EL MODO DE VIBRACION "j".
 $\{z\}_j$: VECTOR COLUMNA DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN EL MODO "j".

• CAPITULO 4

- C, C_n : FACTOR DE COLUMNA.
 C_i, C_j : MOMENTO FLEXIONANTE CORREGIDO EN EL NUDO "i" O EN LA COLUMNA "j".
 d_i, D_i : DESPLAZAMIENTO LATERAL TOTAL DEL NIVEL DE ENTREPISO "i".
 D_i, D_A, D_B : MOMENTO FLEXIONANTE DISTRIBUIDO EN EL NUDO "i" O EN EL EXTREMO "A Y B" DE LA COLUMNA.
 $\{d\}$: VECTOR DE DEFORMACIONES DE TODA LA ESTRUCTURA (GIROS Y DESPLAZAMIENTOS).
 Δ : DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE LOS EXTREMOS A Y B DE UNA BARRA.
 Δ_i : DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO "i".
 E : MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL CONSTITUTIVO DE LA BARRA.
 F_i : FUERZA LATERAL QUE ACTUA EN EL NIVEL DE ENTREPISO "i".
 F, D, i : FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTO EN EL NUDO, DE ACUERDO A LA RIGIDEZ DE LA BARRA "i".
 f_j : FACTOR DE DISTRIBUCION DE CORTANTE LATERAL, DE ACUERDO A LA RIGIDEZ DE LA COLUMNA "j".

- {F}**: VECTOR DE FUERZAS EXTERNAS QUE ACTUAN SOBRE LA ESTRUCTURA.
 θ_j : GIRO DEL NUDO "j" DE LA ESTRUCTURA CONSTITUIDA POR MARCOS PLANOS.
 θ_A, θ_B : GIROS EN LOS EXTREMOS A Y B DE UNA BARRA.
G, G_n: FACTOR DE VIGA.
h_n, h_i: ALTURA DEL ENTREPISO.
i, j: SUBINDICES DE ASIGNACION.
I: MOMENTO DE INERCIA CONSTANTE EN TODA LA BARRA.
[K]: MATRIZ DE RIGIDEZ TOTAL DE LA ESTRUCTURA.
[K_L]: MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL DE LA ESTRUCTURA.
L: LONGITUD DE LA BARRA.
m, n, N: VARIABLES PARA DESIGNAR EL NUMERO DE ELEMENTOS DE UN MISMO GENERO.
M_A, M_B: MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS EXTREMOS A Y B DE UNA BARRA.
M_j: MOMENTO QUE ACTUA EN EL NUDO "j".
M_j: MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN CADA UNO DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA "j" DE CADA ENTREPISO.
M_p: MOMENTO DE PISO.
M_c: MOMENTO DISTRIBUIDO A CADA EXTREMO DE CADA COLUMNA.
M_t: MOMENTO DISTRIBUIDO A CADA EXTREMO DE CADA VIGA.
R_i: RIGIDEZ LATERAL DEL ENTREPISO "i".
R_{ni}: RIGIDEZ DE CADA COLUMNA O VIGA "i" QUE CONCURRE AL NUDO DEL MARCO EN CUESTION.
R_A, R_B: RIGIDEZES O MOMENTOS (ANGULARES O LINEALES) EN LOS EXTREMOS A Y B DE LA BARRA.
R_c, R_t: RIGIDEZ DE COLUMNA Y DE VIGA RESPECTIVAMENTE.
R_{ci}, R_{ti}: RIGIDEZ DE CADA COLUMNA O VIGA "i" RESPECTIVAMENTE.
R_i: RIGIDEZ (I/L) DE CADA COLUMNA O VIGA QUE SE ENCUENTRA EN EL ENTREPISO "i".
R_{ni}: RIGIDEZ DE CADA COLUMNA "i" QUE CONCURRE AL NUDO DEL MARCO EN CUESTION.
T_i, T_{Aj}, T_{Bj}: MOMENTO FLEXIONANTE TRANSPORTADO AL NUDO "i" O AL EXTREMO DE LA COLUMNA "A y B".
 θ_A, θ_B : GIROS MODIFICADOS EN LOS EXTREMOS A Y B DE UNA BARRA.
V_E, V_I: CORTANTE SISMICO CORRESPONDIENTE A LAS COLUMNAS EXTERIORES E INTERIORES RESPECTIVAMENTE DE CADA ENTREPISO.
V_{ci}, V_{ti}: FUERZAS CORTANTES CORRESPONDIENTES A CADA COLUMNA "i".
V_c, V_t: FUERZAS CORTANTES QUE SE DISTRIBUYEN EN LAS COLUMNAS DE CADA ENTREPISO.
V_i: FUERZA CORTANTE TOTAL EN CADA COLUMNA "i".
V, V_n, V_i: FUERZA CORTANTE TOTAL EN CADA ENTREPISO Y EN CADA MARCO DE LA ESTRUCTURA.
V_A, V_B: FUERZAS CORTANTES QUE APARECEN EN LOS EXTREMOS A Y B DE LA BARRA DEBIDO A SU RIGIDEZ (ANGULAR O LINEAL).

CAPITULO 5

- A**: ACCIONES COMBINADAS ENTRE SI QUE OBRAN SOBRE EL ELEMENTO ESTRUCTURAL Y PROVOCAN LA APARICION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS.
A_{imax}: FLECHAS VERTICALES Y DEFLEXIONES HORIZONTALES MAXIMAS PARA LA REVISION DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.
F_r: FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA.
F_a: FACTOR DE INCREMENTO DE ACCIONES O ELEMENTOS MECANICOS (FACTOR DE CARGA).
f_r: ESFUERZO RESISTENTE DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL.
f_a: ESFUERZO INDUCIDO POR LOS ELEMENTOS MECANICOS.
f_p: ESFUERZO ADMISIBLE O PERMISIBLE.
K: COEFICIENTE QUE DEPENDE EN GENERAL DE DIVERSAS PROPIEDADES GEOMETRICAS QUE CONVIERTEN LAS RESISTENCIAS Y ELEMENTOS MECANICOS EN TERMINOS DE ESFUERZOS.
R: RESISTENCIA DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL ANTE ALGUN ELEMENTO MECANICO ESPECIFICO.
S: SEPARACION ENTRE CONSTRUCCIONES Y LINDEROS, Y ENTRE CONSTRUCCIONES ADYACENTES O CUERPOS DE UNA MISMA CONSTRUCCION.

CAPITULO 6

APENDICE A

- A_1 : RESPUESTA INELASTICA DE UN SISTEMA VIBRATORIO.
 A_2 : RESPUESTA ELASTICA DE UN SISTEMA VIBRATORIO.
 a : AMPLITUD DE ONDA.
 C : COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD QUE CONSIDERA EL AMORTIGUAMIENTO DEL SISTEMA VIBRATORIO.
 C_{cr} : COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO.
 $[C]$: MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTOS.
 f : FRECUENCIA NATURAL DE VIBRACION DEL SISTEMA.
 $\{x\}$: VECTOR UNITARIO.
 j : SUBINDICE QUE DESIGNA EL MODO DE VIBRAR DEL SISTEMA.
 K : COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD QUE CONSIDERA LA RIGIDEZ DEL SISTEMA VIBRATORIO COMO LA OPOSICION AL MOVIMIENTO DE LA MASA.
 $[K]$: MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL.
 m : MASA SOMETIDA A PERTURBACIONES DINAMICAS.
 $[M]$: MATRIZ DIAGONAL DE MASAS.
 Q : FACTOR DE DUCTILIDAD.
 a_0 : ACELERACION DEL TERRENO.
 T : PERIODO NATURAL DE VIBRACION DEL SISTEMA.
 \ddot{u} : ACELERACION RELATIVA DE LA MASA DEL SISTEMA VIBRATORIO.
 \dot{u} : VELOCIDAD DE LA MASA.
 u : DESPLAZAMIENTO DE LA MASA.
 $\{U\}$: VECTOR DE ACELERACIONES RELATIVAS.
 $\{U\}$: VECTOR DE VELOCIDADES.
 $\{U\}$: VECTOR DE DESPLAZAMIENTOS.
 ω : FRECUENCIA CIRCULAR NATURAL DEL SISTEMA.
 ω_d : FRECUENCIA CIRCULAR NATURAL AMORTIGUADA.
 X : ACELERACION ABSOLUTA.
 $\{x_j\}$: VECTOR DE CONFIGURACIONES RELATIVAS PARA EL MODO DE VIBRAR "j".
 ξ : FRACCION DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO.

I N T R O D U C C I O N

I N T R O D U C C I O N

El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil. Es un proceso creativo que se apoya en la teoría estructural, en la experiencia e intuición, de tal forma que el objetivo final perseguido por el ingeniero estructuralista, es definir las características de un sistema estructural, que proporcionen a las construcciones una capacidad suficiente para resistir las acciones a que pueden verse sujetas, de la manera más económica posible; en otras palabras, el diseño implica proyectar estructuras óptimas (Cap. 1, Ref. 3).

Por otro lado, en la región geográfica que comprende al Distrito Federal, la frecuente actividad sísmica, obliga a considerar este fenómeno como el factor más importante contra el cual se debe proporcionar una estructura suficientemente capaz de soportar sus efectos. Además, debido a que estos efectos son el resultado de una compleja interacción entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo y las de la estructura misma, su consideración conduce a un proceso de diseño completamente distinto, esto es, al "proceso de diseño sismorresistente", e implica la determinación de un sistema estructural idóneo, que observe un comportamiento satisfactorio ante los efectos sísmicos para evitar que se colapse y ponga en peligro la vida humana. Sin embargo, por consideraciones económicas, en el diseño sismorresistente debe aceptarse una cierta probabilidad de que ocurran daños moderados ante las acciones convencionales, si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura. Por esta razón, los cri

terios de diseño sismorresistente especificados por los reglamentos modernos reconocen, implícita o explícitamente, que el objetivo de sus procedimientos es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aun a costa de daños severos y, solo para sismos moderados, se pretende que la estructura permanezca intacta (Cap. 6, Ref. 3). Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera -- que aun donde no se tengan evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren un diseño sismorresistente.

Es evidente que para lograr que una estructura se comporte satisfactoriamente ante las acciones que debe soportar, incluyendo en un primer plano a los efectos sísmicos, el diseño debe concebirse como un proceso que involucra diferentes fases, que -- lejos de ser independientes una de la otra, están tan íntimamente relacionadas que no se puede decir tajantemente cuál es la -- primera, y cuál es la última dentro de la secuencia de cálculo. No obstante, es conveniente definir las para comprender cuál es -- su función dentro del proceso de diseño.

Se pueden distinguir tres fases características dentro -- del proceso de diseño:

- Determinación de acciones sobre la estructura
- Determinación de la respuesta estructural
- Determinación de las características de la estructura

La interrelación de estas fases, que da como resultado -- un proceso de diseño, se describe en el capítulo 1, planteando un enfoque global tanto para el caso general, como para el con-

cerniente a un proceso de diseño sismorresistente.

A manera de desglosar el proceso de diseño en sus fases para una mayor comprensión de éstas y de su interrelación, en los capítulos 2 al 5, se describen cada una de ellas. En el capítulo 3, se cubre la fase de determinación de acciones sobre la estructura, poniendo mayor énfasis en lo concerniente a la determinación del efecto sísmico de acuerdo a los recursos de los que se dispone. El capítulo 4, se enfoca a la fase de determinación de la respuesta estructural, una vez más, atendiendo primordialmente la respuesta que presenta la estructura ante los sismos, así como los procedimientos que sirven como auxiliar para desarrollar esta fase. Lo correspondiente a la determinación de las características de la estructura, se aborda en los capítulos 2 y 5. En el capítulo 2, se plantean los criterios más adecuados, para la selección del sistema estructural que debe proporcionar una capacidad de resistencia suficiente ante las acciones, principalmente sísmicas, que obran sobre la estructura. En el capítulo 5, se describen los aspectos más importantes sobre el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales, considerando principalmente los requisitos que permiten garantizar el comportamiento satisfactorio esperado en la estructura ante los efectos sísmicos, de acuerdo a los materiales (los empleados comúnmente en la construcción), y sistema estructural seleccionados.

Es común encontrar en la extensa literatura sobre temas estructurales, libros y artículos que versan sobre cada una de las fases mencionadas; sin embargo, es poco frecuente hallar alguna guía que muestre la manera de pasar de una fase a otra. Así

aunque cualquier ingeniero estructurista tiene una idea clara de lo que debe hacerse primero, y de lo que debe hacerse después - para diseñar un edificio en zona sísmica, el proceso que se sigue, las más de las veces procede de la experiencia. En el capítulo 6, como objetivo general de la presente tesis, se proponen secuencias de cálculo para ligar las fases del proceso de diseño sismorresistente descritas en los otros capítulos. La idea principal, consiste en proporcionar algunos criterios, que permitan conformar secuencias adecuadas (cercanas a lo óptimo) para el -- proceso de diseño. Estos criterios se proponen, con base en una evaluación de los recursos que sirven para desarrollar cada fase; en un análisis de los factores involucrados, que son determinantes en la maximización de la eficiencia del proceso; y en la indudable experiencia que en las oficinas dedicadas al diseño estructural, se ha adquirido gracias a la práctica constante.

Finalmente, es importante mencionar los alcances del presente trabajo. Primeramente, el estudio se limita a la descripción del proceso que se sigue al diseñar exclusivamente edificios, y que además, se ubiquen en zona de alta sismicidad. En -- segundo lugar, dada la gran cantidad de sistemas estructurales - que pueden dar solución al problema de diseño, aquí solo se consideran los sistemas estructurales a base de marcos ortogonales. En tercer lugar, el estudio también se limita al proceso de diseño de la superestructura, dejando fuera de la secuencia de cálculo, el diseño de la subestructura (cimentación), lo que puede -- considerarse motivo de otros estudios específicos.

1. UN ENFOQUE GLOBAL

1. UN ENFOQUE GLOBAL

1.1. EL PROCESO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El proceso de diseño estructural, consiste en la interrelación de tres fases bien definidas que se caracterizan por su función dentro de éste, es decir, cada fase resuelve una parte diferente del proceso, y a la vez, es indispensable para resolver las dos restantes.

Las tres fases que componen el proceso son:

- A. Determinación de acciones sobre la estructura.
- B. Determinación de la respuesta estructural.
- C. Determinación de las características de la estructura.

En la figura 1.1, el diagrama ilustra la interrelación de las fases que conforman a nivel general el proceso de diseño estructural.

Cada fase, lleva implícitas una serie de cálculos matemáticos (que permiten que se encadenen entre sí con un mismo lenguaje), por lo que el proceso de diseño estructural suele llamarse también "proceso de cálculo estructural" o simplemente "proceso de cálculo".

Enseguida, se describen las fases en forma concisa con el objeto de distinguir la función que desempeñan como parte del proceso general de diseño.

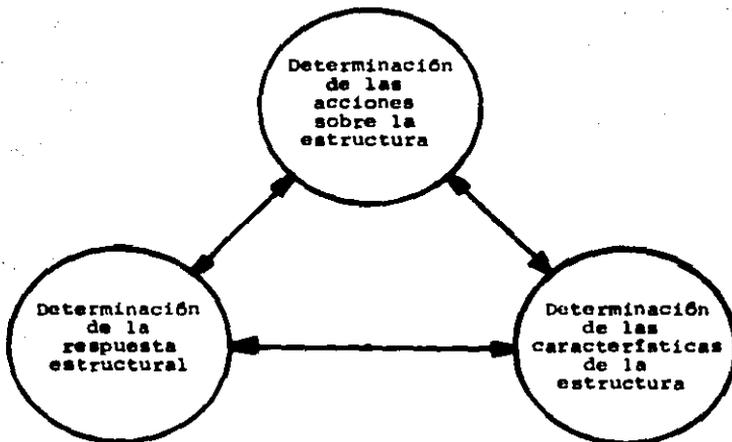


Fig. 1.1 Interrelación de las fases que componen el proceso general de diseño estructural (Cap. 4, Ref.1)

1.1.1 DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Los factores ajenos, o propios a la estructura que le provocan una reacción, es decir, aquellos que le inducen fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones se denominan ACCIONES. Usualmente, se considera que las acciones son cargas (sistemas de fuerzas) estáticas; sin embargo, una acepción más correcta incluye bajo la categoría de acciones, a todo lo que, al presentarse (actuar) en la estructura, pone a prueba su resistencia, estabilidad, durabilidad, capacidad de mantener su forma original (apariencia), etc.

Algunos factores considerados como acciones son, entre otros:

- i) Cargas debidas a los pesos propios de los elementos - que componen la estructura (carga muerta).
- ii) Cargas debidas a los pesos de los agentes externos -- que debe soportar la estructura (carga viva).
- iii) Cargas debidas a la intensidad con que actúa un sismo o el viento.
- iv) Efectos debidos a deformaciones impuestas (hundimientos en la cimentación, cambios volumétricos, etc.)
- v) Efectos ambientales (temperatura, corrosión, etc.)

Para definir las características de una acción (intensidad, región de influencia, orientación, frecuencia o duración, etc.), es necesario modelar adecuadamente los efectos que le produce a la estructura, y dada la complejidad que esto implica, se puede proceder de dos formas:

- a) Determinar un modelo propio, que debe ser congruente y racional, y además debe absorber de alguna manera las in

certidumbres en las que se puede caer. Este procedimiento es muy laborioso, y a menos que el caso lo amerite, debe evitarse, pues es más costoso y consume mucho tiempo de proceso.

- b) Emplear los criterios que disponen los reglamentos, que en general son conservadores, pues absorben las incertidumbres con factores de seguridad. Este procedimiento es sencillo y se lleva a cabo en poco tiempo; sin embargo, es necesario entender el modelo en que se basan para aplicar correctamente los valores que proporciona.

1.1.2 DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

En esta fase, se puede ubicar a todo lo relacionado con el análisis estructural. Las acciones sobre la estructura, demandan de ésta una reacción o respuesta, es decir, los elementos constitutivos de la estructura, experimentan fuerzas internas y desplazamientos debido a los esfuerzos y deformaciones que de acuerdo a las propiedades físicas (geométricas y mecánicas) de dichos elementos, se presentan con el objeto de contrarrestar los efectos que les inducen las acciones.

A las fuerzas internas y desplazamientos, se les conoce comúnmente como ELEMENTOS MECANICOS, y se puede considerar que constituyen el conjunto completo que define la RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA ante la complejidad de los efectos producidos por las acciones.

Concretamente, los elementos mecánicos se presentan como -

fuerzas (normales y cortantes), momentos (flexionantes y torsio--nantes), y desplazamientos (lineales, angulares, flechas, rotaciones), y se determinan mediante métodos de "resolución de estructuras" o de "análisis estructural". Cabe mencionar que estos métodos, han evolucionado más que otros aspectos del proceso de diseño con ayuda de las computadoras, de tal forma que permiten analizar modelos estructurales cada vez más complejos; sin embargo, la congruencia de su aplicabilidad, estriba en que para cada fase -- del proceso de diseño estructural, se disponga de grados de refinamiento similares.

En esta fase, los reglamentos no proporcionan un criterio - específico en el empleo de métodos de análisis estructural, y se concretan a establecer lineamientos de aceptación sobre los existientes, de acuerdo a la experiencia que se tiene con base en los resultados que cada método proporciona.

1.1.3 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Esta fase, constituye propiamente dicho el diseño estructural, pues aquí se definen las características de la estructura de una obra civil, que hacen factible su construcción.

Es en esta fase, donde se busca cumplir el objetivo del --- "sistema estructura", que es garantizar un comportamiento satisfactorio (seguridad y funcionalidad) ante la presencia de los elementos mecánicos inducidos por las acciones.

En la determinación de las CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA, es necesario considerar dos aspectos, que aunque se encuentran liti

gados por la misma finalidad, sus funciones específicas deben analizarse por separado:

- 1) **ESTRUCTURACION.** Es la planeación y el arreglo de los elementos estructurales entre sí; la determinación de sus características más esenciales como los materiales constitutivos, las dimensiones en una etapa preliminar y todos los parámetros que determinen la estructura en forma global, es decir, se define un sistema estructural que permite iniciar el proceso de diseño.

Los sistemas estructurales, se idealizan o modelan estableciendo hipótesis que permitan analizarse con los métodos -- disponibles que han comprobado su aplicabilidad en la práctica. Esto ha permitido diferenciar el comportamiento de -- una buena cantidad de sistemas estructurales, estableciendo -- así sus propiedades ante distintas circunstancias; sin -- embargo, cada nuevo proyecto, implica variaciones en las -- condiciones sobre los más comúnmente estudiados, por lo que, la elección de un sistema estructural o la estructuración -- propiamente dicha, depende en gran parte del criterio y de las experiencias de cada proyectista. Por lo anterior, es -- fácil evaluar la importancia que representa este aspecto, -- sobre todo en una etapa preliminar, pues la optimización del diseño sucesivo (que cumpla con la mayor eficiencia el objetivo de una estructura) recae en una correcta estructura-- ción.

Es importante mencionar, que dada la subjetividad del criterio de estructuración, los reglamentos no imponen un crite-

rio riguroso que deba seguirse al pie de la letra; no obstante, proporcionan lineamientos generales y algunos puntos de vista por si acaso el proyectista decide compartir este criterio.

ii) DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LA ESTRUCTURA

Este aspecto, implica determinar las geometrías y los detalles en los materiales que constituyen los elementos estructurales, los cuales a su vez constituyen la estructura, con lo que se puede dar por terminado el proceso de diseño. En realidad, esto no es tan sencillo; las características determinadas en una etapa inicial, deben modificarse hasta que presenten una respuesta satisfactoria ante los elementos mecánicos que las acciones inducen a los elementos estructurales.

Cada material, al igual que cada geometría con que se pueden conformar los elementos estructurales, tienen capacidades de respuesta diferentes y se miden experimental (pruebas de laboratorio), y analíticamente (modelos de comportamiento mecánico), con base en los elementos mecánicos o combinación de éstos, que pueden soportar antes de colapsarse o presentar comportamientos inadecuados. De acuerdo a lo anterior, se pueden determinar las dimensiones y detalles en los materiales (elegidos previamente en la estructuración aunque son susceptibles a cambios), que en conjunto son capaces de responder a los elementos mecánicos inducidos por las acciones a cada componente de la estructura. Sin embargo, no solo basta que la capacidad de respuesta del elemento sea igual a la

demandada por las acciones, sino que es indispensable que -- la primera sea razonablemente mayor, ya que ante las incertidumbres que se tienen sobre las magnitudes de las acciones y las propiedades de respuesta de los materiales, es necesario garantizar un cierto grado de seguridad, y un comportamiento adecuado. En general, el grado de seguridad y los requisitos para un comportamiento adecuado, se establecen en los reglamentos; además, debido a las diferencias en las propiedades de los distintos materiales, se hace necesario reglamentar la seguridad para cada uno de ellos.

La importancia del dimensionamiento y detallado de la estructura, radica en que por medio de planos, especificaciones y recomendaciones, se comunican las características que hacen posible la construcción del proyecto.

Con relación a los dos aspectos antes mencionados, es importante recalcar que la seguridad, funcionalidad, y sobre todo la -- economía que resulta para una estructura, depende del buen manejo que se haga de estos conceptos.

1.1.4 CARACTER ITERATIVO DEL PROCESO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Si las tres fases que componen el proceso general de diseño, son dependientes entre sí, al intentar iniciar dicho proceso, se -- presenta la interrogativa de con cuál fase comenzar. En un principio, solo se tienen datos muy generales de lo que pretende ser el proyecto y de las condiciones en que debe operar; pero en cuanto a la estructura, no se tienen datos de "entrada", es decir, las tres

fases son incógnitas del proceso. Es necesario entonces, distinguir dos etapas en la secuencia global del proceso de diseño:

- i) Etapa preliminar
- ii) Etapa definitiva

i) En la etapa PRELIMINAR se hacen conjeturas burdas y se suponen los datos de alguna fase siguiendo criterios basados generalmente en la experiencia del proyectista. No obstante, a pesar de que se puede iniciar con cualquier fase, es necesario que las características de la estructura estén definidas aproximadamente en cuanto a su estructuración, que como se menciona anteriormente, - depende íntegramente del criterio del proyectista. Dado el bajo grado de confiabilidad que se obtiene en esta etapa, suele llamarse también etapa de pre-diseño o, simplemente PRE-DISEÑO.

ii) Los datos obtenidos en el pre-diseño son, sin embargo, aceptables para iniciar el proceso de diseño en forma DEFINITIVA, es decir, se trata ahora de una etapa de DISEÑO propiamente dicho.

De lo anterior se desprende que, la suposición de datos en una de las fases, solo sirve para dar inicio a un proceso de tipo ITERATIVO, desde la etapa preliminar hasta la etapa definitiva, - donde los resultados en cada fase, convergen hacia un mayor refinamiento en la medida que se hagan más o menos iteraciones. En la práctica, el número de iteraciones, depende una vez más, de la experiencia y criterio del proyectista básicamente. Además, excepto cuando la importancia del proyecto justifique económicamente un mayor refinamiento (y por tanto un mayor número de iteraciones), no es usual realizar excesivas iteraciones, ya que cada iteración implica un aumento en tiempo, y consecuentemente en costo del pro

ceso.

En el diagrama de flujo correspondiente a la figura 1.2, se ilustra el carácter iterativo del proceso general de cálculo.

1.1.5 DOBLE ENFOQUE DEL PROCESO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Del proceso general de cálculo, se puede demandar uno de los dos posibles enfoques que definen la aplicabilidad de dicho proceso.

i) DISEÑO. Cuando el proceso es utilizado en un proyecto nuevo e inexistente que se pretende llevar a cabo. Es en este caso, donde se hace más notable el carácter iterativo del proceso de cálculo, ya que no se tienen datos iniciales de partida.

ii) REVISION. Cuando el proceso es utilizado en una construcción ya existente para realizar algún dictamen en cuanto a su seguridad, respuesta ante las solicitaciones vigentes al momento de la revisión, etc. En un caso de revisión, no es necesario que el proceso se haga en forma iterativa, ya que de antemano, se tienen datos -- reales existentes de partida (características de la estructura). -- Sin embargo, cuando de un caso de revisión se pasa a un caso de -- reestructuración, el proceso se vuelve iterativo tal como en el -- caso propio del diseño, pero con la ventaja de que las características de la estructura existente, sirven como datos de partida más próximos a los resultados finales, lo cual reduce las iteraciones del proceso.

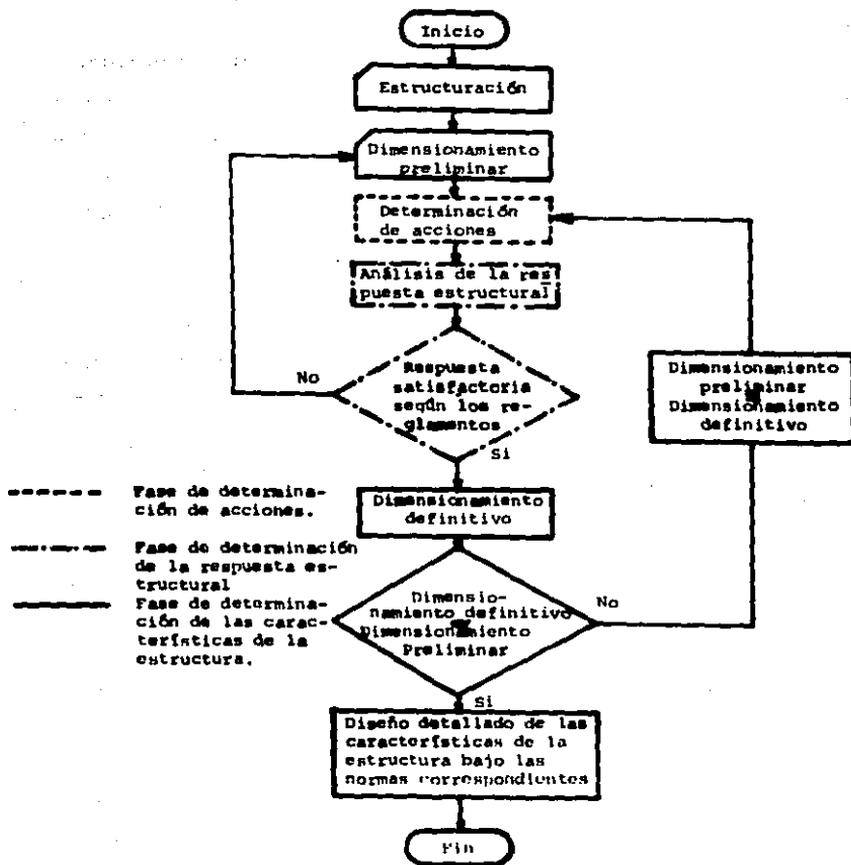


Fig. 1.2 Diagrama de flujo que ilustra el carácter iterativo del proceso general de cálculo (suponiendo las características de la estructura como fase de inicio).

1.2. EL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

Como caso particular del proceso general de diseño estructural, es de especial atención el proceso de diseño "sismorresistente", ya que en éste, cada fase requiere para su desarrollo, de procedimientos, métodos y criterios muy característicos y diferentes a los empleados cuando no se consideran los efectos sísmicos (por ser mínimos). En la región que comprende al Distrito Federal, los efectos sísmicos han dado muestra de su gran magnitud con suficiente frecuencia, como para considerar prioritario e imperante un diseño estructural sismorresistente. Al respecto, la importancia que esto implica, ha suscitado la reglamentación de los criterios y -- procedimientos a seguir con el objeto de proporcionar un grado de seguridad adecuado a todas las construcciones de la región. En el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 6f) y - en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Ref. 7f), se unifican los criterios de los especialistas para reglamentar el diseño sismorresistente.

A continuación, se describen brevemente las fases del proceso general de diseño para el caso del diseño sismorresistente, mencionándose algunas características que lo hacen diferente al resto de los criterios de diseño estructural, así como las ayudas para - el desarrollo de cada fase. En los capítulos posteriores, se hace un desglose de cada una de las fases describiendo con mayor detalle los criterios, procedimientos y métodos con los cuales se pueden desarrollar.

* En lo sucesivo, se abreviará como RDF al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y como NTC a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

1.2.1 DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

En el diseño estructural sismorresistente de edificaciones - importan dos tipos de acciones:

- i) Gravitacionales. Las cargas muertas (permanentes) y las cargas vivas (variables) principalmente. Son de tipo vertical y se determinan en forma bastante racional siguiendo los criterios del RDF.
- ii) Sísmicas. Son las cargas horizontales (accidentales) que idealizan los efectos inducidos por los sismos a la estructura. Los dos posibles tipos de métodos usados para definir las acciones sísmicas y además aceptados por las NTC son:
 - Métodos de análisis sísmico estático
 - Métodos de análisis sísmico dinámico

La intensidad sísmica de diseño, se determina por dos posibles vías:

- a) NTC. Mediante espectros de diseño, se obtiene la respuesta máxima, que define la intensidad de diseño propia para cada estructura y en cada zona de acuerdo a las características del subsuelo. Los resultados que proporciona este criterio son en general más conservadores comparados con los que proporcionan otros criterios, además se simplifica y agiliza el procedimiento.
- b) Estudios completos para cada caso particular. Se realizan estudios geológicos, sismológicos y de riesgo sísmico para obtener los sismos de diseño, que posteriormente se inducen a modelos analíticos y muy excepcionalmente a modelos físicos de la estructura para conocer sus respuestas máximas (de di-

seño). Este criterio implica un procedimiento más laborioso y lento, aunque posiblemente conduzca a resultados con mayor grado de refinamiento.

En el capítulo 3, se presenta un tratamiento detallado con relación a la determinación de las acciones para el diseño sismorre-sistente de edificios.

1.2.2 DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Como las acciones consideradas en el diseño sismorresistente de edificios se caracterizan principalmente por la dirección en que actúan, los elementos mecánicos se determinan por medio de métodos de análisis estructural que han sido desarrollados para las siguientes condiciones de carga:

- Cargas verticales (Gravitacionales)
- Cargas horizontales o laterales (Sismicas)
- Cargas mixtas u otras condiciones de carga

Los métodos existentes que se utilizan, son muy variados dependiendo del nivel de refinamiento que se requiere, y se pueden considerar incluidos en algunas de las siguientes categorías clasificadas según el modelo en que se basan:

- 1) Aproximados y exactos. Se pueden emplear unos u otros dependiendo de la etapa en que se encuentra el proceso de diseño. Los métodos aproximados son apropiados para la etapa preliminar, ya que son más simples y rápidos, aunque no muy confiables. Para la etapa definitiva es conveniente emplear métodos exactos, pues con ellos se obtienen resultados confiables; sin embargo, son inevitablemente más complicados y laboriosos.

ii) Estáticos y dinámicos. Dada la complejidad que implica la -- determinación de la respuesta de la estructura con respecto al -- tiempo (es decir, la variación de los elementos mecánicos en cada intervalo de tiempo), se elimina la posibilidad de emplear mé todos dinámicos de análisis estructural, siendo lo más común, em emplear métodos estáticos.

iii) Bidimensionales y Tridimensionales. Los métodos tridimensio nales proporcionan un mayor grado de refinamiento (se acercan -- más a la realidad de la estructura como un cuerpo en el espacio), pero el tiempo de proceso que consumen es adn excesivo e injusti ficable económicamente en la mayoría de los casos, por lo que -- usualmente se emplean métodos bidimensionales.

iv) Elástico-lineales e inelásticos. El comportamiento más senci llo de analizar es el elástico-lineal. Las incursiones en el aná lisis de estructuras con comportamiento inelástico son en cierta forma nuevas, y de lo que se dispone actualmente es relativamen te poco. Tal comportamiento solo se ha considerado bajo ciertas hipótesis, por ejemplo con los factores de ductilidad sobre el -- comportamiento elástico-lineal.

El capítulo 4, cubre en forma amplia lo referente a la deter minación de la respuesta estructural de edificios.

1.2.3 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Para garantizar un comportamiento satisfactorio en las es-- tructuras de las edificaciones sometidas a los elementos mecánicos que las acciones gravitacionales, y principalmente las sísmicas le inducen, es necesario tomar en cuenta siempre, las siguientes reco-

mandaciones sobre los aspectos que definen las características de la estructura.

i) ESTRUCTURACION. Si bien en el proceso general de diseño estructural, la estructuración juega un papel muy importante, en el diseño sismorresistente se convierte en un aspecto preponderante y crucial, ya que la optimización de un diseño bajo efectos sísmicos, depende íntegramente de las propiedades del sistema estructural elegido; inclusive los efectos mismos dependen de éste. La optimización en la selección de un sistema estructural, se logra entonces, atendiendo a los dos criterios de estructuración que en este caso se presentan:

- Estructuración resistente a cargas gravitacionales.
- Estructuración sismorresistente (primordialmente).

En el capítulo 2, se analizan las bases teóricas que permiten la formación de un criterio de estructuración adecuado.

ii) DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LA ESTRUCTURA. Este aspecto depende básicamente de los materiales constitutivos de la estructura. Los materiales que se emplean comúnmente para construir edificios son:

- Concreto reforzado
- Acero
- Otros (Concreto presforzado, elementos prefabricados, etc.)

Para cada uno de estos materiales, existen Normas Técnicas Complementarias, que reglamentan el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales para garantizar un criterio de diseño seguro. Los criterios de diseño empleados usualmente en el dimensionamiento y detallado de las estructuras, corresponden a dos corrientes

tes o escuelas:

a) Criterio de diseño por esfuerzos admisibles. Es un criterio muy conservador que ha entrado en desuso, ya que sólo aprovecha las etapas de comportamiento elástico de los materiales y las geometrías obtenidas no son lo más económico posible.

b) Criterio de diseño por estados límite. Este criterio aprovecha los estudios sobre el comportamiento inelástico de los materiales y por tanto se obtienen geometrías más económicas.

En este aspecto, debe cuidarse también que la transmisión de la información producto del diseño sea correcta, es decir, que el detallado estructural comunique fielmente las ideas del proyectista al constructor, especialmente en cuanto a secciones de elementos estructurales, uniones de los mismos y conexiones entre la estructura y elementos no estructurales.

El capítulo 5, describe los aspectos básicos del dimensionamiento y detallado de las estructuras.

Por último, es muy importante en esta fase, que la estructura ante los efectos sísmicos, trabaje de manera dúctil, es decir, que disipe energía mediante deformaciones y no absorba el total de ella, pues de este modo, las acciones se reducen y las demandas de resistencia por parte de los elementos estructurales generan geometrías económicas. Además, la ductilidad contribuye a evitar fallas frágiles (si se llegan a presentar), ya que éstas se presentan súbita y explosivamente, y por consiguiente atentan instantáneamente contra la vida humana. Lo anterior implica aceptar que las estructuras pueden trabajar en etapas de comportamiento inelástico, lo cual se logra eligiendo la estructuración adecuada, esto es, aque-

lla que garantice tal comportamiento.

1.3 EL PROBLEMA DE CONFORMACION DE UN PROCESO DE CALCULO PARA CASOS ESPECIFICOS.

Conocer las fases y los medios de que se vale cada una en su desarrollo, no resuelve del todo el problema fundamental que implica la conformación de un proceso de diseño estructural sismorresistente para cada caso específico. Como se menciona en el inciso anterior, para el desarrollo de cada fase, se presentan distintas opciones, es decir, se dispone de varios procedimientos, métodos o criterios con los cuales se puede solucionar. El problema se reduce entonces, a la correcta selección de las ayudas en cada fase, de tal manera que al encadenarse, conformen un proceso de cálculo óptimo para el caso en cuestión.

Hablar de un proceso de cálculo "óptimo", implica hablar de un proceso de "máxima eficiencia", y la eficiencia en este caso se define considerando los siguientes factores:

- A) Necesidad de cierto grado de calidad o de refinamiento en los resultados.
- B) Disposición de recursos técnicos y humanos.
- C) Tiempo de proceso.
- D) Costo de proceso.

En la figura 1.3, se ilustra la interrelación que existe entre los factores anteriores cuando se busca la eficiencia de un proceso de cálculo. Enseguida, se describe cada uno de ellos, aunque la importancia de éstos, así como la forma en que deben tomarse en cuenta para establecer un criterio de optimación del proceso

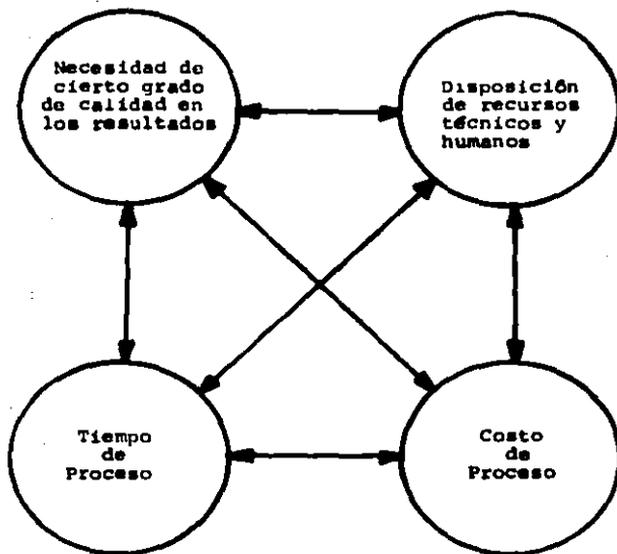


Fig. 1.3 Diagrama de interrelación de los factores que definen la eficiencia de un proceso de cálculo.

de cálculo, se expone detalladamente como objetivo principal de esta tesis en el capítulo 6.

A) Necesidad de cierto grado de calidad o de refinamiento

El grado de calidad o de refinamiento en los resultados de un proceso de cálculo, generalmente es demandado por la importancia que implica el proyecto del inmueble, y por la complejidad e incertidumbres sobre el comportamiento de la estructura, que se pueden presentar debido a la falta de experiencia en el diseño de otras similares.

B) Disposición de recursos técnicos y humanos.

Para satisfacer la necesidad de cierto grado de refinamiento, debe disponerse de los recursos técnicos y humanos que sean capaces de proporcionarlo. En realidad, la necesidad de procesos que proporcionen los grados de calidad más comúnmente solicitados por los proyectos, justifica a su vez la disposición de nuevos recursos técnicos, y consecuentemente de recursos humanos más capacitados; esto es, las oficinas dedicadas al diseño estructural, deben adaptarse a las necesidades que impone el medio (por ejemplo, la consideración de los efectos sísmicos en las estructuras del Distrito Federal), de desarrollar procesos cada vez más sofisticados y refinados, cuya eficiencia aumenta paralelamente al desarrollo de sistemas para computadoras.

C) Tiempo de proceso

En la práctica, el tiempo de proceso es uno de los factores que justifican o no, el grado de refinamiento que proporciona un proceso de cálculo, ya que comúnmente (excepto cuando las obras se proyectan para construirse a largo plazo), el tiempo disponible no

es suficiente para aplicar adecuadamente un proceso de cálculo que produzca el grado de refinamiento deseado.

D) Costo de proceso

El grado de refinamiento que proporciona un proceso de cálculo, también debe justificarse económicamente con relación al costo total que involucra la construcción del proyecto; aunque en muchos casos, una holgura económica en el presupuesto asignado a tal proyecto, permite optimizar el proceso sin importar que esto no se -- justifique.

**2. ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE PARA
EDIFICIOS Y SUS MODELOS ANALITICOS.**

2. ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE PARA EDIFICIOS Y SUS MODELOS ANALITICOS

2.1. ASPECTOS GENERALES

2.1.1 IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE

Es probable que el aspecto más importante en el proceso de diseño estructural sismorresistente, sea la selección del sistema estructural, es decir, la etapa denominada en forma general como ESTRUCTURACION. La bondad del resultado final del diseño, depende en gran medida, del acierto que se tenga en adoptar la estructura más adecuada para soportar las acciones a las que se va a someter, además de que ésta se adapte a las funciones que debe cumplir la edificación y a los procedimientos de construcción convenientes para cada situación particular (Cap. 4, Ref. 3). Sin embargo, es frecuente que en la práctica, la mayoría del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio, se invierta en los procesos de análisis y diseño, y se examinen brevemente los aspectos conceptuales de la estructuración. En el caso del diseño sismorresistente, pasar por alto un análisis minucioso en la determinación de la estructuración más adecuada, puede resultar peligroso, puesto que es imposible que un edificio mal estructurado, se comporte satisfactoriamente ante los efectos sísmicos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por otro lado, la experiencia ha corroborado que las edificaciones bien concebidas estructuralmente y bien detalladas han tenido un comportamiento adecuado ante varios temblores, aunque -

los cálculos de análisis y dimensionamiento no hayan sido muy elaborados (Cap. 8, Ref. 4).

Es difícil establecer recomendaciones de validez general para la selección del sistema estructural apropiado. En cada caso, intervienen aspectos particulares que deben ser evaluados por el proyectista con base en sus conocimientos y experiencia sobre la eficiencia de materiales, elementos y sistemas estructurales ante diversas condiciones de carga y de funcionamiento. No obstante, - existen varios criterios y lineamientos que deben tenerse presentes al estructurar edificios que van a soportar sismos. Estos criterios y lineamientos generales, constituyen una guía que se debe procurar seguir en la medida de lo posible; de no ser así, la estructura debe ser objeto de criterios y procedimientos mucho más rigurosos. Además en muchos casos, el mismo proceso de diseño --- muestra las inconveniencias en adoptar uno u otro sistema de es-tructuración (Cap. 8, Ref. 4).

En este capítulo, se establecen algunas bases sobre los criterios y lineamientos a seguir; sin embargo, sólo se muestran en forma cualitativa y a nivel general, poniendo mayor énfasis a las consideraciones necesarias en el diseño sismorresistente.

Algunos textos que profundizan ampliamente en este tema, es tán propuestos en las Referencias 3 (Cap. 4), 4 (Cap. 8) y 5 (Cap. 4).

2.1.2 PROBLEMAS COMUNES EN LA ESTRUCTURACION Y EN LA DETERMINACION DE LOS MODELOS ANALITICOS.

Las estructuras requieren de un modelo analítico que simule

sus propiedades mecánicas y geométricas, para poder analizar su - respuesta ante las acciones, y posteriormente proceder a dimensio- naria y detallarla.

En el proceso de modelado, las simplificaciones constituyen el camino que normalmente se sigue; sin embargo, en muchos casos, el exceso de simplificaciones conduce a resultados poco razona- bles, y consecuentemente la intención de representar la estructu- ra real en forma idealizada, se vuelve un proceso dudoso, incon- gruente e inútil. Es necesario entonces, restringir las simplifi- caciones de acuerdo a la magnitud del error en que se puede caer al recurrir a ellas. Lo anterior, constituye los problemas comu- nes en la estructuración y en la determinación de los modelos ana- líticos, por lo tanto es conveniente conocerlos para que en la me- dida de lo posible, se puedan evitar.

Algunos problemas comunes que se pueden presentar en la es- tructuración y en la determinación de los modelos analíticos, son de carácter general considerando cualquier tipo de estructura, ta- les como los que a continuación se describen (Ref. 15).

Las estructuras, son evidentemente tridimensionales; sin em- bargo, cuando sus elementos estructurales tanto verticales como - horizontales, se arreglan en forma más o menos ortogonal, regular, uniforme, y además las acciones se reparten simétricamente, la es- tructura se puede descomponer en modelos bidimensionales, con la ventaja de que se puede realizar un análisis estructural más sen- cillo, cuyos resultados sean probablemente más conservadores. Cuan- do no se cumple la ortogonalidad de los elementos, es decir, cuan- do existen inclinaciones de los elementos horizontales o vertica-

les, es conveniente considerar la estructura a nivel tridimensional para evaluar con más confianza su comportamiento ante las acciones.

Generalmente, se supone un comportamiento elástico de la estructura, pero muchas veces, el análisis mismo, implica un comportamiento no lineal de ésta. Actualmente, este problema no se ha solucionado del todo, ya que, dada la complejidad que implica considerar este tipo de comportamiento, solo se ha tomado en cuenta en forma simplificada, por ejemplo mediante factores de reducción por ductilidad (tal es el caso en muchos Reglamentos).

Otros problemas, se presentan en cada tipo de estructuración, por lo tanto, solo deben considerarse los que se relacionen más razonablemente al caso en cuestión. Algunos de los más importantes se describen en seguida (Ref. 15).

En estructuras esqueléticas a base de marcos, no es común - considerar el aumento de la inercia, y por lo tanto de la rigidez de las barras en sus intersecciones; sin embargo, esto puede conducir a una mayor rigidez lateral, y a una modificación en las entradas de acciones sísmicas, que posiblemente los elementos estructurales no sean capaces de resistir. En estructuras de concreto, - la susceptibilidad de sus elementos a agrietarse, conduce a secciones realmente variables, y por lo tanto las inercias y rigideces - también resultan variables, haciendo difícil su consideración en - los métodos de análisis; sin embargo, es posible considerar situaciones extremas que permitan evaluar la magnitud del error en que se puede caer si esto no se toma en cuenta. Es importante también, analizar la contribución de los sistemas de piso en la rigidez de las trabes coladas monolíticamente con éstos, pues se puede lo--

grar un aumento en la inercia de las trabes, hasta de un 100%.

En las estructuras de marcos, sus elementos se deforman básicamente por flexión, siendo despreciables las debidas a fuerza cortante o fuerza normal. Esto pierde validez en estructuras muy esbeltas (con relaciones de esbeltez mayores a 3 ó 4 según la Ref.5), donde las deformaciones axiales de los elementos empiezan a ser importantes; o en estructuras cuyos elementos son de grandes dimensiones comparadas con su claro libre, donde las deformaciones por cortante son significativas.

En estructura a base de muros, se presentan incertidumbres en la determinación de las propiedades elástico-geométricas de los muros (sobre todo los de mampostería), debido a una serie de parámetros difíciles de controlar, tales como el espesor de las juntas, calidad del pegamento, calidad de las piezas, etc. Además aparecen problemas de agrietamiento que impiden evaluar con más certeza, - las rigideces de los muros, sean de mampostería o de concreto.

La ductilidad que pueden alcanzar las estructuras a base de muros, es menor que en el caso de estructuras a base de marcos, y se puede correlacionar con el hecho de que la diferencia entre resistencia y rigidez es mayor en los muros (pues son mucho más rígidos que resistentes), que en los marcos (pues son del mismo orden de magnitud). Esto conduce a daños graves en la estructura, cuando los muros no estructurales (y en general cualquier elemento no estructural cuya rigidez sea mayor que su resistencia), se ligan a la estructura, pues absorben más carga de la que pueden resistir, debido a que no se calculan para tal función.

Cuando se combinan sistemas de marcos con sistemas a base de muros, el análisis se vuelve complejo ante las acciones sísmicas,

ya que implica la interacción de dos sistemas cuyas deformaciones son diferentes. Por un lado los muros se comportan como vigas en voladizo y sus deformaciones de entrepiso son mayores en los niveles superiores, por lo tanto, absorben la mayor parte del cortante sísmico en los niveles más bajos. Por el otro lado, las deformaciones de entrepiso en los marcos, son mayores en los niveles inferiores, y absorben la mayor parte del cortante sísmico en los niveles más altos; sin embargo, al interactuar muros y marcos, las mayores deformaciones de los muros en los niveles más altos, conduce a una disminución en la rigidez de los marcos (rigidez negativa), y consecuentemente aumentan las fuerzas sísmicas a resistir. El problema principal de los sistemas combinados, consiste en el modelado y el análisis de éstos, ya que la interacción entre ellos, es generalmente muy compleja. Lo más común es analizarlos como "columnas anchas", y las traveses se consideran infinitamente rígidas desde el paño del muro, hasta el eje; sin embargo, los problemas de agrietamiento y los giros que se pueden suscitar en la cimentación debido a las concentraciones de esfuerzos que producen los momentos de volteo, hacen poco eficiente a este modelo, a menos que se supongan valores extremos de los parámetros involucrados, para evaluar el efecto que producen en la respuesta de la estructura.

Finalmente, es importante recalcar que, aunque se realicen un análisis y un dimensionamiento muy refinados, resultan inservibles si no existe una razonable congruencia entre la estructura real y su modelo analítico, a pesar de que con tales grados de refinamiento, se pueda adoptar una falsa sensación de seguridad --- (Ref. 2).

2.2 CLASIFICACION DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.2.1 MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES BASICOS

Los MATERIALES que constituyen las estructuras, son de cierta forma tradicionales; sin embargo, el limitarse al empleo de algunos cuantos, no es por falta de estudios en el empleo de otros nuevos. Más bien, tras la elección de los materiales comdnmente - empleados, se encuentra la conjunción de varias, del total de propiedades que definen a un material ideal, que en la actualidad, - aún no se encuentra. Las características deseables en un material para objetivos estructurales, se pueden clasificar al considerar cuatro aspectos de acuerdo a su importancia:

A) Propiedades mecánicas:

- i) Alta resistencia; sobre todo una alta relación resistencia-peso volumétrico, que define la eficiencia estructural de - un material. Usualmente, esta característica se mide con base en los esfuerzos máximos que producen en el material algún estado de falla.
- ii) Rigidez; es decir, su capacidad de absorber cargas altas -- con pocas deformaciones. Depende esencialmente de su módulo de elasticidad.
- iii) Ductilidad; como índice del comportamiento inelástico de un material, que permite la redistribución de esfuerzos proporcionando una mayor seguridad ante la falla (una falla dúcc-til se anuncia, una falla frágil es explosiva y súbita), y en muchos casos, una mayor resistencia (pues permite que un número mayor de secciones alcancen su estado plástico).

- iv) Homogeneidad; para que los elementos estructurales y sus co nexiones, formen un medio continuo de transmisión de efec-- tos mecánicos.
 - v) Ortotropía; esto es, que la transmisión de esfuerzos sea -- igual por lo menos en dos direcciones ortogonales cualesquiera.
- B) Costos involucrados:
- i) Costo del material
 - ii) Costo de la factibilidad de empleo por la tecnología requeri da (mano de obra).
 - iii) Costo de mantenimiento.
- C) Trabajabilidad:
- i) Moldeabilidad
 - ii) Facilidad para hacer conexiones de resistencia plena.
 - iii) Técnicas requeridas.
- D) Funcionalidad ante las condiciones ambientales de operación:
- i) Impermeabilidad
 - ii) Durabilidad (desgastes por erosión, resistencia a la corro-- sión)
 - iii) Aislamiento térmico y acústico
 - iv) Resistencia a los cambios bruscos de temperatura
 - v) Cualidades estéticas.

En países en vías de desarrollo como México, la elección de materiales se ve además condicionada por consideraciones políticas y económicas, así como la disponibilidad y tecnología requerida -- por éstos, de tal manera que se dificulta la incursión en el em--

pleo de nuevos materiales.

Los principales materiales, usados comúnmente en el Distrito Federal por reunir suficientes propiedades son (Cap. 4, Ref. 3):

- i) Concreto reforzado
- ii) Acero
- iii) Mampostería
- iv) Madera

Las propiedades, comportamientos y fenómenos esenciales, asociados a los materiales anteriores, se describen detalladamente en las Referencias 3 (Cap. 4), 4 (Cap. 7) y 5 (Cap. 4). Algunos estudios mucho más completos para materiales específicos, se encuentran en las Referencias 13 (Concreto Reforzado) y 14 (Acero) entre otras.

En el diseño sismorresistente, se requiere que las estructuras a nivel global, tengan dos posibles propiedades:

- i) Rigidez. Se logra con materiales como el concreto y la mampostería; sin embargo, implica comportamientos que tienden a ser frágiles.
- ii) Flexibilidad. Principalmente se logra con el acero y el concreto reforzado, aunque en éste último, al ganar ductilidad, puede perder rigidez. Un término intermedio en la combinación de estas propiedades puede dar como resultado un comportamiento adecuado a las necesidades del diseño sismorresistente.

Los ELEMENTOS ESTRUCTURALES básicos, se han determinado con base en los requerimientos, que a lo largo de la historia se han presentado. En la actualidad, una gran cantidad de estudios, comprueban el funcionamiento óptimo de estos elementos, y la elección

de los que habrán de conformar un sistema estructural, debe apoyarse en las propiedades que cada uno puede proporcionar ante las condiciones requeridas. Las propiedades, se pueden determinar considerando los dos aspectos siguientes (Cap. 4, Ref. 3):

A) De acuerdo a su geometría y la relación que guardan sus dimensiones, los elementos estructurales se pueden clasificar en:

i) Elementos lineales. De eje recto y de eje curvo

ii) Elementos de superficie. De superficie plana (placas) y de superficie curva.

B) De acuerdo al mecanismo acción-respuesta que presentan los elementos antes clasificados, se puede establecer una nueva clasificación:

i) Cables colgantes

vi) Trabes o vigas

ii) Arcos

vii) Membranas

iii) Tirantes

viii) Cascarones

iv) Barras de armadura

ix) Muros

v) Columnas o postes

x) Losas

En la etapa de estructuración, conocer las propiedades básicas de los elementos estructurales, en cuanto a las geometrías y materiales que pueden constituirlos, es un buen principio para comprender y predecir con mayor certeza, el comportamiento de todo un sistema estructural.

En las Referencias 3 (Cap. 4) y 4 (Cap. 7), se cubren claramente las propiedades y variantes en el comportamiento de los principales elementos estructurales, con los materiales más comunes en la construcción.

Para materiales específicos, las Referencias 13 (Concreto) y 14 (acero), profundizan más en el comportamiento de los elementos estructurales correspondientes a tales materiales.

2.2.2 PRINCIPALES SISTEMAS ESTRUCTURALES

La conformación de una estructura, consiste en un arreglo - de elementos estructurales básicos, como los enunciados en la subsección 2.2.1.

El arreglo debe aprovechar las características y propiedades de cada elemento estructural que puede formar la estructura, para que todos los elementos en conjunto, funcionen como el más eficiente SISTEMA ESTRUCTURAL, sin olvidar la interacción con los otros sistemas propios de una construcción (Cap. 4, Ref. 3).

Gracias a una gran cantidad de estudios relacionados a los sistemas estructurales, apoyados una vez más en la experiencia sobre sus comportamientos, se han podido establecer prototipos bastante eficientes para los diferentes requerimientos que se pueden demandar de una construcción, bajo distintas condiciones de operación y funcionamiento.

En general, un sistema estructural se considera el más eficiente para cualquier caso, cuando presenta las mejores propiedades mecánicas (resistencia, rigidez y ductilidad); sin embargo deben cuidarse otros aspectos tales como costo total, tecnología requerida y funcionalidad del sistema. Evidentemente, lo anterior depende directamente de las propiedades de los materiales y elementos estructurales constitutivos.

Se pueden distinguir tres grandes grupos de sistemas estruc

turales de acuerdo a las geometrías típicas de sus elementos (Cap. 4, Ref. 3):

A) Sistemas formados por barras.

B) Sistemas a base de placas

C) Sistemas combinados (elementos lineales y de superficie)

A) Sistemas formados por barras. Los elementos que constituyen estos sistemas, son lineales de eje recto, y con ellos se - pueden formar los siguientes arreglos:

- i) Triangulares o en armadura. Estos sistemas pueden considerarse en el plano, o tridimensionalmente.
- ii) No triangulares o en marco. Estos sistemas presentan las siguientes variantes:

a) Marcos a base de "poste y dintel"

b) Marcos rígidos

c) Marcos en "viga Vierendeel"

d) Marcos tridimensionales

B) Sistema a base de placas. Estos sistemas están compuestos - por elementos de superficie plana (placas planas), y se distinguen dos tipos de arreglos:

- i) Placas verticales o de soporte (muros) y placas horizontales o de piso (losas) combinadas. También se denominan "tipo cajón", y pueden trabajar en una dirección, en dos direcciones ortogonales o en forma tridimensional.
- ii) Placas planas horizontales o "sistemas de piso". Son elementos de superficie plana, que se arreglan horizontalmente para dar inicio a la transmisión de las cargas (verticales y laterales) hacia los sistemas de soporte vertical. Los prin

principales sistemas de piso que se emplean en la actualidad -- son:

- a) Placas macizas (losas) apoyadas en vigas
- b) Placas macizas apoyadas en columnas
- c) Placas macizas sobrepuestas en retículas de vigas
- d) Sistemas integrales de placas y retículas de vigas
- e) Sistemas reticulares con comportamiento de placa (losa nervada o aligerada)
- f) Sistemas de losa plana reticular (aligerada) apoyada en columnas
- g) Sistemas de piso prefabricados

C) Sistemas combinados. Existen innumerables sistemas estructurales que pueden formarse con la combinación de elementos lineales (rectos y curvos) y de superficie (plana y curva). No obstante, para los principales tipos de estructuras propias de las construcciones civiles, como plantas industriales, edificaciones, obras de infraestructura, etc., existen sistemas estructurales ya característicos, cuyas ventajas han sido comprobadas con el tiempo, que se adaptan perfectamente a las necesidades de dichas construcciones.

En la siguiente subsección, se describen los principales sistemas estructurales para edificios, considerando básicamente sus propiedades sismorresistentes. Sin embargo, para una mayor comprensión sobre lo relacionado a los otros sistemas estructurales (sus propiedades y limitaciones), se sugiere consultar tratados como el de la Referencia 3 (Cap. 4).

2.2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES PARA EDIFICIOS

En el diseño sismorresistente, el problema de elección de un sistema para determinar la estructuración de los edificios, cobra especial importancia, ya que el sistema vertical resistente, además de soportar las cargas gravitacionales de funcionamiento normal, debe resistir las cargas laterales que aleatoriamente se pueden presentar debido a fenómenos sísmicos. Generalmente, en edificios de pocos pisos (más acertadamente en construcciones de tipo -casa-habitación) en zona de alta sismicidad, o en edificios de varios pisos, pero en zona de sismicidad moderada, un sistema de soporte para cargas verticales, es más que suficiente para resistir también cargas laterales sísmicas.

A medida que crece la altura de un edificio, las modificaciones necesarias para resistir cargas laterales son mayores, y el sobrecosto que implica proporcionar resistencia ante cargas laterales también aumenta, hasta que, para edificios muy altos, este aspecto es el que domina en la elección del sistema estructural más apropiado (Cap. 4, Ref. 3).

El objetivo principal de un sistema estructural sismorresistente, es entonces proporcionar resistencia a las fuerzas verticales, resistencia y rigidez suficiente para soportar las cargas laterales y mantener las deformaciones ante estas cargas dentro de límites tolerables (que suele ser un aspecto decisivo en la definición del esquema estructural apropiado).

En la práctica, los sistemas estructurales para edificios se dividen por facilidad, en tres subsistemas con el objeto de es

tudiarlos y resolverlos separadamente, aunque en realidad, funcionan como un sistema global. Estos subsistemas son (Cap. 4, Ref.3):

- A) Subsistemas de piso. La variedad de éstos se describió en la subsección anterior, y la elección adecuada de uno de ellos, depende básicamente de las condiciones de funcionamiento requeridas (claros a cubrir, limitación de vibraciones, necesidad de aislamientos térmicos y acústicos, etc.), y muy importantemente de la capacidad que tengan para funcionar como -- diafragma. En la elección de un sistema de piso, también influyen su costo, facilidad y rapidez de construcción.
- B) Subsistemas verticales de soporte. La correcta elección de uno de ellos para el caso en cuestión, constituye la clave para lograr un comportamiento sísmico satisfactorio de la estructura; por ello, en esta subsección se describen brevemente las propiedades y limitaciones de cada uno de los posibles subsistemas verticales de soporte.
- C) Subsistemas de cimentación. Este aspecto, es motivo de otros estudios que se encuentran fuera del alcance de la presente tesis.

En cualquier sistema estructural para edificios, se pueden distinguir dos sistemas elementales:

- Marcos
- Muros

Sus comportamientos individuales, así como sus propiedades esenciales se describieron en la subsección anterior. La variedad en los sistemas verticales de soporte, radica algunas veces, en la combinación de las propiedades de muros y marcos; y otras, en la

modificación de las propiedades de éstos, incluyendo las modificaciones que resultan al considerar distintos materiales constitutivos. Sin intentar abarcar el total de posibles sistemas estructurales para edificios, se abordan en seguida los principales, extractados de las Referencias 1 (Cap. 3), 3 (Cap. 4) y 4 - (Caps. 7 y 8).

1) Sistemas a base de muros (fig. 2.1). En este caso los muros pueden ser de mampostería o de concreto. Para efectos sísmicos, se forma un sistema tipo cajón, con muros en dos direcciones ortogonales para tener la posibilidad de transmitir las cargas laterales actuando en cualquier dirección. En estos sistemas, el comportamiento típico es el de un -- cantiliver, ya que en éstos no se forman puntos de inflexión en los entrepisos y el elemento mecánico que rige tal comportamiento es la fuerza cortante, por ello, estos sistemas se denominan también "sistemas de muros de cortante".

Cuando los muros son de mampostería, la altura de la estructura se ve limitada, ya que la escasa resistencia en compresión y en tensión obliga a una alta densidad de muros con espesores considerables; además, ante cargas cíclicas, sufren un gran deterioro de resistencia y rigidez.

El material más apropiado para la estructuración con muros de carga en edificios altos es el concreto. Las ventajas básicas son, la transmisión de cargas verticales por fuerzas esencialmente axiales y la gran rigidez ante cargas laterales. Por otro lado, su escasa ductilidad intrínseca, conduce a aumentarla empleando bajas cuantías de refuerzo.

ii) Sistema a base de marcos (fig. 2.2). Pueden ser de acero o de concreto reforzado. Las mayores alturas se logran con marcos de acero por su mayor resistencia, pues en concreto se generan secciones muy robustas que no se justifican económicamente. Por el contrario, para alturas medias, el concreto resulta más económico en estos sistemas. La forma en que los marcos resisten las cargas laterales es básicamente por flexión, aunque también se presentan fuerzas cortantes y fuerzas axiales en sus miembros (estas últimas son despreciables, excepto cuando la estructura es muy esbelta). Dada la escasa rigidez (es decir, la falta de restricción en los desplazamientos laterales) que estos sistemas poseen, su empleo se ve limitado para edificios muy altos, ya que, para proporcionarle rigidez suficiente, se llega a dimensiones antieconómicas en sus elementos.

Es importante garantizar cierto grado de ductilidad en los elementos de los sistemas de marcos, ya que éste sirve como defensa ante las cargas sísmicas. En el acero y en el concreto, este requisito se puede lograr fácilmente; sin embargo, debido a las propiedades de cada material, es necesario detallar los elementos para garantizar tal ductilidad. Además, es necesario cuidar que las conexiones sean más rígidas y resistentes que los propios elementos a unir.

iii) Sistema de marcos contraventeados (fig. 2.3). Es una de las variantes que permiten rigidizar los marcos mediante elementos en diagonal (contravientos) esto es, el exceso de flexibilidad en los marcos simples, se corrige recurriendo a la

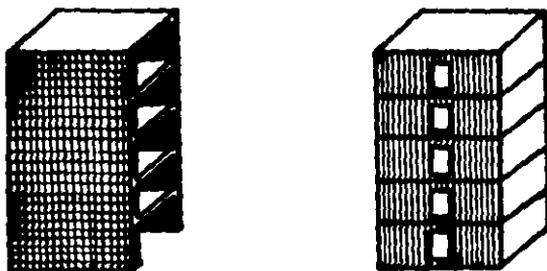


Figura 2.1 Sistemas de muros de cortante (Cap.3, Ref.1)

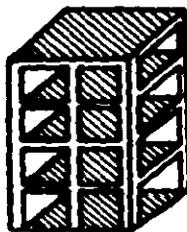


Figura 2.2 Sistemas de marcos simples

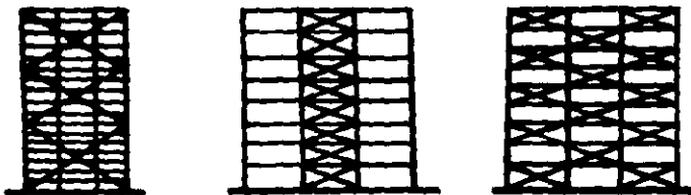


Figura 2.3 Sistemas de marcos contraventados (Cap.3, Ref.1)

triangulación de éstos (tal como en las armaduras), y gracias a la mayor rigidez obtenida de este modo, los desplazamientos laterales se reducen notablemente. El comportamiento de estos sistemas, se aproxima al comportamiento de cantiliver propio de los sistemas a base de muros. Es importante recalcar que, si no se contravientea toda la estructura, debe por lo menos, observarse una cierta uniformidad en la repartición de los contravientos en los marcos. Evidentemente, estos sistemas permiten aumentar considerablemente la altura de los edificios.

- iv) Sistema de marcos y muros (fig. 2.4). Considerando las propiedades de cada sistema separadamente, se puede combinar la flexibilidad de los marcos con la rigidez de los muros, obteniéndose mejores resultados que al considerarlos a cada uno como solución aislada. Sin embargo, para grandes alturas, las deformaciones en los muros debido a la flexión (voladizo), son superiores a las del marco debido a la fuerza cortante, por lo tanto, en los pisos superiores, los muros en vez de ayudar a restringir los desplazamientos totales, los incrementa (y en consecuencia también se incrementan las fuerzas laterales). La solución a este problema, consiste en aumentar el momento de inercia, y por tanto, la rigidez de los muros en los pisos superiores para evitar desplazamientos excesivos que conducen a los efectos desfavorables mencionados.

Si los muros no forman parte de la fachada, es conveniente colocarlos en forma de núcleos que encierren ductos de

servicios (escaleras, elevadores, instalaciones, etc.), y al igual que los contravientos, deben ubicarse simétricamente de acuerdo a la planta del edificio, para evitar que se presenten torsiones ante cargas laterales.

- v) Sistema de muros acoplados (fig. 2.5). Este sistema, resulta ser uno de los procedimientos necesarios para aumentar la rigidez de los muros. Consiste en acoplar dos o más muros a través de vigas de gran peralte en cada piso, los cuales restringen los giros de los muros en cada nivel y tienden a hacer trabajar los muros acoplados como una unidad. - La eficiencia de este sistema, depende de la rigidez de la viga conectora, ya que se ve sujeta a fuerzas cortantes y momentos flexionantes, por lo que requiere un cuidado especial en su diseño y detallado.
- vi) Sistema de macro-marco (fig. 2.6). Con este sistema, la rigidización de los muros, se logra acoplando dos o más de ellos, por medio de grandes vigas (con peraltes aproximadamente iguales a la altura de los entrepisos), colocados solo en algunos niveles. En este caso, los muros en lugar de comportarse como voladizos se deforman como grandes marcos de uno o más niveles según el número de vigas de acoplamiento que se coloquen. Otra modalidad, consiste en conectar un solo muro, o un gran núcleo de muros, con las columnas de los marcos mediante la viga de gran peralte; de esta manera, al flexionarse la estructura, las columnas responden a las cargas axiales inducidas, con lo que se obtiene una mayor rigidez de conjunto.

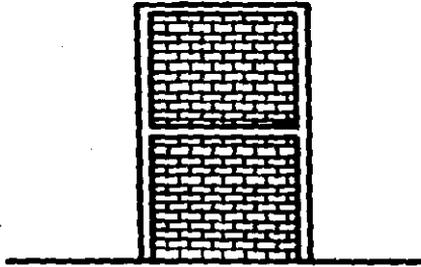


Figura 2.4 Sistemas de marcos y muros

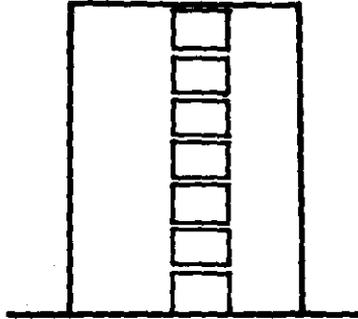


Figura 2.5 Sistemas de muros acoplados (Cap.4,Ref.3)

vii) Sistema tipo tubo (fig. 2.7). Cuando los muros o núcleos de muros colocados estratégicamente en la estructura (es decir, que no obstruyen los espacios libres), ya no son suficientes para rigidizarla, se hace necesario aprovechar el perímetro de la planta de ésta incluyendo la fachada, para - - aumentar su rigidez ante las cargas laterales. Una de las soluciones consiste en contraventear todo el perímetro exterior de manera que actúe como un gran tubo, aprovechando la máxima sección disponible. Sin embargo esta solución es poco estética, ya que altera la apariencia de la fachada. -- Otra solución, es formar en el perímetro, una retícula formada por columnas poco espaciadas y vigas de piso de alta rigidez, para que así, se cambie el efecto de flexión en -- las columnas, por fuerzas predominantemente axiales.

En esta solución, la retícula se integra en la ventanería de la fachada. También se puede rigidizar el perímetro, - - aprovechando la fachada para formar marcos de elementos mucho muy robustos, reduciendo de esta manera, las deformaciones de flexión.

El sistema estructural de tubo, presenta otras variantes, como por ejemplo, cuando además del tubo perimetral, existe un núcleo central de muros produciéndose un "sistema de tubo en tubo"; o cuando se subdivide la planta, en una serie de tubos interiores formando en este caso, un "sistema de tubo subdividido en celdas". En ambas variantes, la rigidez lateral se incrementa considerablemente.

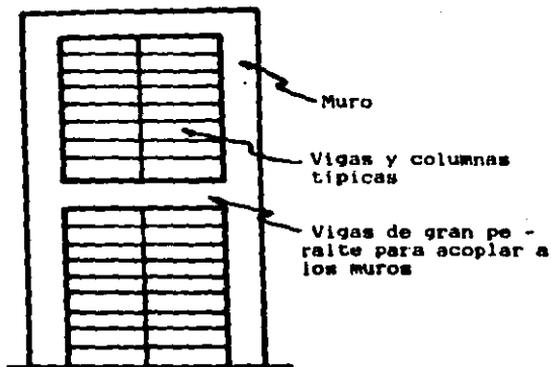
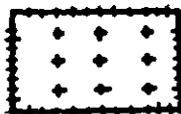
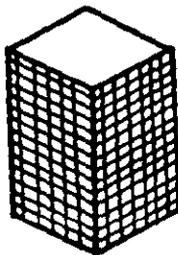


Figura 2.6 Sistema de macro-marco (Cap.4,Ref.3)



a) Planta



b) Isométrico

Figura 2.7 Sistema Tipo Tubo (Cap.4,Ref.3)

2.3 CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES PARA EDIFICIOS

Una vez conocidos los sistemas estructurales sismorresistentes que se pueden emplear en las estructuras de edificios, es necesario analizar todas las condiciones en que va a funcionar la construcción, para pasar a la ESTRUCTURACION global del edificio. En esta etapa del proceso de diseño, se elige un sistema estructural predominantemente para toda la estructura; finalmente, se definen la posición, dimensiones y características más generales de los elementos de dicho sistema (materiales, secciones, -- condiciones de apoyo, etc.).

En el diseño sismorresistente, además de lo anterior, es necesario hacer otro tipo de consideraciones, relacionadas principalmente al comportamiento dinámico de las estructuras por -- efectos de origen sísmico.

En las subsecciones siguientes se enumeran estas consideraciones que tienen como objetivo, asegurar un comportamiento sísmico satisfactorio.

2.3.1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA QUE DEFINEN LA RESPUESTA SISMICA

De la teoría de dinámica estructural (Apéndice A), se puede llegar a la conclusión de que la respuesta de un sistema estructural a sismos, no solo depende de las características de la excitación, sino también de las de la estructura. Conocer estas características es importante, ya que esto ayuda a escoger las

que conducen a una respuesta sísmica más favorable para el caso - en cuestión.

Las características que afectan la respuesta de manera más decisiva son (Cap. 7, Ref. 4):

- i) Periodo natural de vibración de la estructura
- ii) Amortiguamiento viscoso que posee intrínsecamente la estructura
- iii) Curva carga-deformación inelástica de la estructura.
- iv) Efecto de los elementos no estructurales.

2.3.2 CARACTERISTICAS DESEABLES EN LA ESTRUCTURA COMO RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE

Las consideraciones hechas en la subsección anterior, contemplan las características globales de la estructura, que al manejarse adecuadamente, conducen a un comportamiento sísmico sa-tisfactorio. Adicionalmente, existen algunas características ge-nerales propias de la estructuración, que según la experiencia - adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edifi-cios; son recomendables para lograr un comportamiento satisfacto-rio contra los efectos sísmicos y contra los que consecuentemen- te se derivan de estos. Es conveniente distinguir estas caracte- rísticas con relación a las dos partes fundamentales de la estruc-tura:

- A) Superestructura
 - B) Subestructura
- A) Superestructura. Aunque no hay una forma universal ideal

para un tipo particular de estructura, se pueden adoptar - los siguientes, como criterios básicos de estructuración - sismorresistente, tomados de las Referencias 3 (Cap. 6), 4 (Cap. 8) y 5 (Cap. 4):

- i) Poco peso
 - ii) Sencillez, simetría y regularidad en planta
 - iii) Sencillez, simetría y regularidad en elevación
 - iv) Distribución uniforme y continua de la resistencia, rigidez y ductilidad.
 - v) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.
 - vi) Rigidez que considere las propiedades del suelo.
- B) Subestructura. La importancia de la cimentación de una estructura, radica en ser el medio de transición entre el -- sistema superestructura y el sistema suelo, para lo cual su función consiste en transmitir las acciones y efectos provenientes de la superestructura, de acuerdo a la respuesta - que presenta el suelo. Los estudios sobre la influencia de la subestructura en la respuesta sísmica, son pocos aún, -- sin embargo, se puede lograr una buena práctica, si se busca cumplir las siguientes recomendaciones, sugeridas en las Referencias 4 (Cap. 8) y 5 (Cap. 4):
- i) Simetría, regularidad y uniformidad
 - ii) Acción integral de la cimentación
 - iii) Consideración de las propiedades físicas del suelo

2.4 DETERMINACION DEL MODELO ANALITICO DE LA ESTRUCTURA

Las estructuras, son sistemas complejos compuestos por diversos elementos; es por esto que, se hace necesario simular sus características y propiedades mediante un "modelo analítico", que permita analizar la respuesta de la estructura a las acciones inducidas, de una forma más sencilla. A continuación, se describen los principales factores involucrados en la determinación del modelo analítico de una estructura.

2.4.1 DETERMINACION DE LAS HIPOTESIS BASICAS DEL MODELO ANALITICO

El modelo analítico de una estructura, que puede ser susceptible a un análisis estructural, está integrado por las siguientes partes (Cap. 5, Ref. 3):

- A) Modelo geométrico
- B) Modelo de las condiciones de continuidad y de frontera
- C) Modelo de comportamiento de los materiales
- D) Modelo de las acciones impuestas

En seguida, se describen las tres primeras partes de la integración del modelo analítico. Con relación al modelo de las acciones impuestas, éste se describe separadamente en el capítulo 3 de la presente tesis.

A) Modelo geométrico

Consiste en determinar un esquema que represente las principales características geométricas de la estructura. En principio, todo elemento que interfiere con la deformación de la estrucu

tura bajo carga y que consecuentemente toma esfuerzos, influye en la respuesta y debería considerarse como estructural. Sin embargo, algunas veces, cuando la rigidez del elemento en cuestión, es muy inferior a la de los elementos principales de la estructura, se pueda permitir ignorarlos, tal como el caso de ventanerías, ductos de instalaciones, plafones y cancelas, cuyas rigideces son -- muy bajas. En otras palabras, la determinación del modelo analítico, implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye -- significativamente en la respuesta de la estructura.

Por otro lado, la representación geométrica de la estructura, requiere de un arreglo de componentes básicos, cuyo comportamiento estructural pueda conocerse (en general, ya se tienen más o menos bien conocidos), de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- i) Los elementos lineales, de eje recto o eje curvo (Vigas, columnas, arcos, cables, etc.), se representan justamente por sus ejes centroidales (líneas rectas o curvas), ya que es en éstos donde se concentran sus características y propiedades geométricas principales.
- ii) Los elementos de superficie, plana o curva. (Muros, losas, cascarones, etc.), representan sus características y propiedades geométricas principales, por medio de superficies -- (planas o curvas). Adicionalmente, deben definirse, en cada una de las consideraciones anteriores, las propiedades geométricas secundarias (secciones, espesores, momentos de -- inercia, etc.), para que el elemento real, quede represen-

tado en forma "equivalente".

Otra simplificación común, consiste en distinguir dos tipos de elementos estructurales de acuerdo a la influencia que tienen en la respuesta global de la estructura; esto es, -- los elementos principales (como los muros, trabes y columnas de un marco, etc.), son los que responden al total de las acciones inducidas, y los elementos secundarios (vigas secundarias, losas, etc.), solo responden a solicitaciones locales. Por lo tanto, el procedimiento más conveniente resulta, en general, el análisis de un modelo global esquemático para la respuesta de conjunto de la estructura (constituido solo por elementos principales), y el de una serie de modelos locales más refinados para el estudio de los efectos particulares de las acciones sobre determinadas porciones de la estructura (elementos secundarios). Un modelo geométrico que considere la interacción del total de elementos en la respuesta estructural, rara vez se justifica por la laboriosa tarea de preparación e interpretación de datos -- que el análisis de un modelo de este tipo requiere, así como el costo que implica dicho análisis, aún cuando se realiza con computadora.

Por último, el modelo global para la respuesta de conjunto, se puede considerar en dos formas:

- a) Modelo tridimensional. Su análisis resulta excesivamente complejo si no se cuenta con un programa de cómputo. Esto conduce a que su empleo sea poco común, limitándose solo a los casos en que se requiere un mayor grado de refinamiento.

to, o a los casos en que la estructura únicamente se puede representar en forma tridimensional.

- b) Modelo bidimensional. Si el arreglo de los elementos principales y la distribución de cargas no son muy irregulares, - resulta más conveniente por su facilidad y rapidez de análisis, descomponer el modelo tridimensional, en varios modelos bidimensionales, sujetos cada uno de ellos a las cargas correspondientes a su área tributaria, o a su rigidez lateral. Sin embargo, la superposición de los comportamientos - de cada modelo bidimensional para obtener el comportamiento total de la estructura, considera con serias limitaciones - algunos efectos (torsiones por ejemplo), que solo pueden -- ser previstos de una manera "exacta", mediante un modelo a nivel tridimensional.

Es importante recalcar que, a medida que un modelo se des-- compone en varios modelos más elementales, los errores en los resultados son cada vez mayores, ya que la representación que se ha ce en éstos, se aleja más de las condiciones reales, y en conse-- cuencia, se pierde refinamiento.

B) Modelo de las condiciones de continuidad y de frontera

Las condiciones de continuidad, se determinan en las conexiones (nudos) de dos o más elementos constitutivos de la estructura. En cuanto a las condiciones de frontera, corresponden a la unión e interacción de la estructura y sus apoyos generales (cimiento). La determinación de ambas condiciones, depende esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. De acuerdo a lo anterior, se puede proceder de dos formas:

suponer condiciones de continuidad y de frontera, asegurando tales suposiciones por medio del diseño detallado de las conexiones para que se comporten de la manera esperada; o adaptarse a las condiciones de continuidad y de frontera, que son factibles de lograrse con los procedimientos constructivos disponibles para el caso en cuestión.

En la práctica, se pueden suponer tres condiciones extremas de continuidad y de frontera:

- i) Continuidad o frontera (apoyo) simple. Es la forma más antigua de proporcionar apoyo a los elementos estructurales y a la propia estructura en general. Dada la simpleza de esta condición, el análisis de la estructura resulta muy sencillo; sin embargo, los resultados generan estructuras poco económicas, por lo que rara vez se supone tal condición.
- ii) Continuidad o frontera rígida (empotramiento y semiempotramiento). Generalmente, con los materiales de construcción comunes, se puede lograr un monolitismo y continuidad en los nudos (con cierto detalle), que contribuye a restringir los desplazamientos o giros relativos de los elementos unidos (rigidez). Esta condición de continuidad, produce hiperestaticidad en la estructura, por lo que su análisis se vuelve mucho más laborioso y complejo; sin embargo, hace a la estructura más rígida y permite soluciones más económicas, además de que al proporcionarle redundancia, se evitan colapsos bruscos por fallas locales.

Algunas veces, la consideración de una continuidad o frontera rígida, no se hace adecuadamente, tal es el caso de la

rígidez del nudo que forman las columnas y trabes de un marco, pues en cada elemento, a partir del paño en que se encuentran, hasta la intersección de sus ejes, la ríge-
de de los elementos se vuelve infinita, lo cual conduce a una variación en la distribución de momentos; sin embargo, esta variación se absorbe por medio de ligeras redistribuciones, que hacen justificable la suposición usual de que el momento de inercia (y la ríge-
de), permanecen constantes - en el elemento entre las intersecciones de su eje.

- iii) Continuidad o frontera articulada. Cuando en una unión, la restricción de los giros es deficiente o no existe, se produce una articulación. En algunos casos, aunque las conexiones proporcionan continuidad, es válido considerar que los nudos son articulaciones; esto más que nada, se debe a la mayor sencillez en el análisis que permite esta simplificación, además de que el detalle constructivo también lo permite. Además, esta consideración es válida cuando la --continuidad no influye de manera importante en la respuesta de los elementos. En esta situación se encuentra el caso de las armaduras, donde la influencia de la ríge-
de de los nudos en la respuesta es despreciable, y el caso de -- las losas apoyados sobre muros de mampostería, donde los giros y flexiones de la losa no pueden ser restringidos por los muros, debido a la deformidad de la mampostería y del pegamento empleado.

En cuanto a las condiciones de frontera, aunque es difícil que se presente alguna de las condiciones extremas (generalmente

se presentan condiciones intermedias), en el análisis, debe suponerse la que produzca los efectos más desfavorables sobre la estructura, o la que sea más congruentemente adaptable al comportamiento real de los apoyos.

C) Modelo de comportamiento de los materiales.

Normalmente, los métodos de análisis estructural, se basan en la hipótesis de que el comportamiento de la estructura es - elástico-lineal. Esta hipótesis es aceptable en la mayoría de -- los materiales y elementos estructurales, ya que observan un comportamiento lineal en un intervalo de esfuerzos bastante amplio; sin embargo, es conveniente entender claramente en qué grado difiere el comportamiento real del elástico-lineal, en qué criterio se debe basar la determinación de las propiedades elásticas equivalentes, y cuál es la magnitud de los errores que se pueden cometer con esta hipótesis. Por otro lado, existen diversas fuentes de comportamiento no lineal de las estructuras, siendo la -- más importante el comportamiento no lineal proveniente del propio material y de sus características peculiares. Además, cuando la estructura se constituye por materiales dúctiles, la hiperestaticidad general en ésta, permite la formación de articulaciones plásticas, modificándose el sistema original, en sistemas -- que tienden a ser isostáticos, por lo tanto, en cada nuevo sistema generado por la formación de articulaciones plásticas, se produce una "redistribución" de fuerzas internas, lo cual conduce a un comportamiento inelástico (no lineal). Las estructuras isostáticas, se colapsan cuando se forma la única articulación plástica posible, que convierte al sistema en un mecanismo inestable;

en cambio, en las estructuras hiperestáticas, el colapso llega - cuando se forman tantas articulaciones plásticas como redundante en sus condiciones de continuidad (hiperestática) sea la estructura, situación en la cual se produce el mecanismo inestable de falla. De lo anterior, es fácil deducir que, mientras más hiperestática es una estructura, su comportamiento global es más dúctil, - por lo tanto su falla es paulatina y no súbita, lo que proporciona una mayor seguridad a los ocupantes; además esto favorece a -- que la estructura presente la gran cualidad de disipar energía -- por medio de un comportamiento inelástico, cuando se somete a - - efectos dinámicos como los efectos sísmicos.

La desventaja de considerar un comportamiento no lineal de la estructura, radica en la dificultad de establecer un modelo -- adecuado para tal comportamiento. Aun cuando se pueda determinar en forma aproximada, el proceso de análisis se vuelve muy laborioso, incluso con el apoyo de procesamiento electrónico.

La simplificación más común, que considera el comportamiento no lineal de las estructuras, consiste en obtener la respuesta de acuerdo a los métodos elásticos, y después se reducen los valores, dividiéndolos entre un factor de ductilidad que sirve como índice de comportamiento inelástico (Q en el caso de análisis ante efectos sísmicos).

2.4.2 MODELOS ANALITICOS DE LOS PRINCIPALES SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES PARA EDIFICIOS.

En la subsección 2.2.3, se describen las características de los principales sistemas estructurales sismorresistentes para edi

ficios. De esa descripción, se pueden distinguir dos comportamientos estructurales, o modelos analíticos básicos, ante las acciones de origen sísmico:

- A) Estructuras deformadas predominantemente por fuerza cortante sísmica (estructuras de cortante).
 - B) Estructuras deformadas predominantemente por momento flexionante sísmico (estructuras de flexión).
- A) Estructuras de cortante. Se caracterizan por tener una rigidez angular en sus elementos horizontales (vigas y losas), sensiblemente mayor que la de sus elementos verticales (columnas y muros). Esto provoca que las deformaciones de los elementos horizontales sean menores, y muchas veces casi nulas (en cuyo caso se trata de elementos diafragma). Por lo anterior, es claro que este tipo de estructuras, es más susceptible a deformarse por efecto de las fuerzas cortantes sísmicas (lo cual es comprobable con algún método de análisis estructural), ya que éstas actúan transversalmente a los elementos verticales, siendo éstos precisamente, los de menor rigidez. Además, la deformación de un piso relativa al inferior (desplazamiento relativo de entrepiso), es proporcional a la fuerza lateral total aplicada arriba de dicho entrepiso (cortante sísmico de entrepiso), de manera que el desplazamiento relativo de entrepiso, tiende a ser mayor en los pisos inferiores que en los superiores (Cap.4, Ref. 3).

Es evidente que en este tipo de estructuras, la respuesta se debe primordialmente a los momentos flexionantes genera

dos en los elementos, por lo que la elástica de una estructura de cortante, presenta característicamente puntos de inflexión en los elementos, los cuales indican que éstos se deforman con curvatura doble. Otro aspecto importante de estas estructuras es que, como las deformaciones de entrepiso son proporcionales a la fuerza cortante sísmica, la rigidez de algún entrepiso, puede considerarse independiente de las de los demás (la rigidez de cada entrepiso sólo depende de sus propiedades individuales), de tal forma que su modelo analítico ante los efectos dinámicos de los sismos, permite bajo ciertas hipótesis adicionales, visualizarlo como un sistema vibratorio estrechamente acoplado, que es el más sencillo de analizar dinámicamente.

En la figura 2.8, se muestra el comportamiento típico de las estructuras de cortante (en este caso a base de marcos simples).

- B) Estructuras de flexión. Se caracterizan por tener una rigidez angular en sus elementos verticales, generalmente mucho mayor que la de sus elementos horizontales, siendo estos últimos los que se deforman más. Sin embargo la rigidez angular global de la estructura, es menor que la rigidez lineal de ésta, de tal forma que las deformaciones, se deben en su mayor parte a los momentos sísmicos de volteo, lo cual también es comprobable con algún método de análisis estructural. En una estructura de flexión (sobre todo cuando son muy esbeltas), los desplazamientos relativos de entrepiso crecen en los pisos superiores, ya que las deformaciones de

cortante dejan de ser significativas, y la deformada de la estructura es como la de una viga en voladizo o en cantiliver (Cap. 4, Ref. 3). En la figura 2.9 se muestra tal comportamiento. En contraste, dada la mayor rigidez lineal (o lateral) de estas estructuras, la respuesta se debe primordialmente a la fuerza cortante generada en los elementos verticales, excepto en estructuras muy esbeltas, donde la flexión, y particularmente las fuerzas axiales en estos elementos son más representativas en la respuesta estructural.

Por otro lado, la rigidez lateral de cada entrepiso no es independiente de las de los demás (pues depende de la rigidez lateral de la estructura global y del sistema de cargas aplicado), de tal forma que su modelo analítico ante los efectos dinámicos de los sismos, solo permite visualizarlo como un sistema vibratorio remotamente acoplado, que resulta ser más complejo al analizarlo dinámicamente.

De acuerdo a la distinción anterior de los dos modelos analíticos básicos de comportamiento estructural, es posible definir los modelos analíticos para los principales sistemas estructurales sismorresistentes adoptados en edificios.

1) Sistema de marcos

En realidad, los marcos pueden presentar cualquiera de los dos comportamientos estructurales posibles ante cargas laterales sísmicas. Sin embargo, los métodos de análisis estructural hasta ahora desarrollados, se basan en la suposición de alguno de estos comportamientos, por lo que, para elegir algún método, sobre todo cuando se trata de métodos aproxima-

mados, es necesario predeterminar el comportamiento que -- tendrá la estructura, en este caso, a base de marcos sim-- ples. En otras palabras, para el caso de sistemas de marcos, el modelo analítico de comportamiento estructural, puede ser de cortante o de flexión, dependiendo de la relación que -- guarden las rigideces relativas de sus elementos estructura les horizontales (vigas, losas), y verticales (columnas). - Cuando la rigidez de las vigas es mayor que la rigidez de - las columnas, éstas últimas se deforman con curvatura doble, es decir, aparecen puntos de inflexión aproximadamente a la mitad de su claro libre. En esta situación el sistema de -- marcos se comporta como una estructura de cortante (fig. -- 2.8). Por el contrario, cuando la rigidez de las columnas - es mayor, obliga a las vigas a deformarse más, y las colum nas se deforman lateralmente con curvatura simple, sin la - aparición de puntos de inflexión. En este caso, el sistema de marcos se comporta como un voladizo en flexión (fig.2.9), aunque esté "disfrazada" de marco.

Para facilitar la determinación del comportamiento apropiado de un marco, Blume (Ref. 1), ha propuesto un índice de - rotación nodal definido como:

$$\rho = \frac{\sum (I/L) \text{ vigas}}{\sum (I/L) \text{ columnas}} \quad (2.1)$$

donde:

ρ : Índice de rotación nodal para cada uno de los entre pisos de la estructura (fig. 2.8)

I: Momento de inercia de la sección del elemento

L: Longitud del claro libre que cubre el elemento

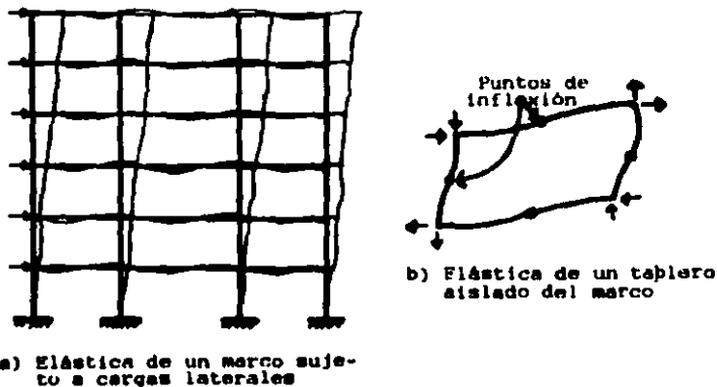


Figura 2.8 Sistema de marcos con comportamiento estructural de cortante (Cap.5,Ref.3)

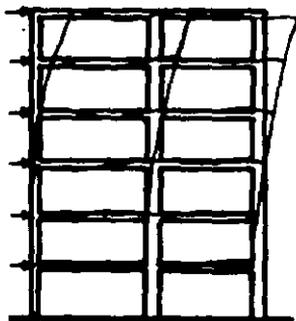


Figura 2.9 Sistema de marcos con comportamiento estructural de flexión (Cap.5,Ref.3)

De acuerdo al índice de rotación nodal, se pueden distinguir los dos comportamientos, según los valores siguientes:

- a) Si $\rho > 0.1$ el comportamiento estructural es de cortante (fig. 2.8)
- b) Si $\rho < 0.01$ el comportamiento estructural es de flexión - (fig. 2.9)
- c) Si $0.01 < \rho < 0.1$ el comportamiento estructural es incierto, y requiere de métodos de análisis más sofisticados.

En los capítulos siguientes, el estudio se enfoca únicamente en las estructuras cuyo modelo analítico corresponde al comportamiento estructural de cortante, es decir, a las estructuras con un índice de rotación nodal mayor de 0.1 en todos sus entrepisos.

ii) Sistemas de muros

Dada la gran rigidez lateral que tienen los muros como elementos verticales, es evidente que su comportamiento estructural corresponde al de un voladizo en flexión. Sin embargo, en el análisis ante cargas laterales de estructuras con muros, se debe considerar que en la rigidez de éstos pueden intervenir deformaciones por cortante y por flexión (fig. 2.10). El desplazamiento máximo queda definido por la suma de dos términos que representan, en ese orden, la contribución de la deformación por flexión y la debida a cortante, según la expresión (Cap. 5, Ref. 3):

$$\delta = \frac{VH^3}{3EI} + \alpha \frac{VH}{GA} \quad (2.2)$$

donde:

δ : Desplazamiento lateral máximo

V: Fuerza cortante lateral aplicada

H: Altura del muro

A: Área de la sección transversal del muro

I: Momento de inercia de la sección transversal del muro

E: Módulo de elasticidad del material constitutivo del muro.

G: Módulo de cortante del material constitutivo del muro.

α : Coeficiente que depende de la forma de la sección transversal del muro.

Del estudio de la ecuación anterior, se deduce que, si la relación altura a longitud de un muro de sección rectangular excede de 2.5, las deformaciones por cortante son pequeñas (menos de 15% del total), y pueden ignorarse, quedando la rigidez definida por el término de flexión únicamente. Por otra parte, si la relación altura a longitud del muro es menor de 0.33, son despreciables -- las deformaciones debidas a flexión (Cap. 5, Ref. 3).

iii) Sistema de marcos y muros ligados y de marcos contraventeados.

El modelo analítico del comportamiento estructural de los sistemas de marcos y muros ligados, es una combinación de los modelos correspondientes al sistema de marcos y al sistema de muros (fig. 2.11), ya que éstos interactúan simultáneamente. En los pisos inferiores, la rigidez del muro es muy alta y restringe casi totalmente la deformación de los marcos. En los pisos superiores, el muro tiende a presentar grandes deflexiones, mayores de las que sufriría el marco

si tuviera que soportar toda la carga lateral por sí solo. Por ello, en lugar de colaborar con los marcos a resistir - las cargas laterales, el muro origina un incremento en las fuerzas que éstos deben resistir (Cap. 4, Ref. 3).

En cuanto al modelo analítico del comportamiento estructural de los sistemas de marcos contraventeados, puede considerarse análogo al de sistemas de marcos y muros ligados, sólo que el primero, es hasta cierto punto más fácil de analizar; incluso, es común transformar el modelo del sistema de marcos y muros ligados, bajo ciertas hipótesis, en el modelo propio de los sistemas de marcos contraventeados.

iv) Sistema de muros acoplados y sistema de macromarcos.

Los modelos analíticos del comportamiento estructural de los sistemas de muros acoplados, y de los sistemas de macromarcos, son el resultado de la combinación de los modelos correspondientes a los sistemas de marcos y a los sistemas de muros, por lo que en general, dependen de la relación entre las rigideces de sus elementos horizontales y verticales -- (fig. 2.12).

v) Sistema tipo tubo.

El modelo analítico del comportamiento estructural de los sistemas tipo tubo, es también una interacción compleja de los modelos de marcos y muros; sin embargo, para su análisis, además deben considerarse a nivel tridimensional, ya que únicamente de esta forma, es como se puede visualizar el funcionamiento que permite caracterizar a este sistema estructural.

**3. DETERMINACION DE ACCIONES
SOBRE LA ESTRUCTURA.**

3. DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

3.1. CLASIFICACION DE ACCIONES

Las acciones o sollicitaciones son, como se mencionó anteriormente en el capítulo 1, los factores externos que perturban a la estructura y se idealizan como sistemas de fuerzas (sistemas de cargas o cargas simplemente), de tal forma que deben considerarse en el proceso de diseño sismorresistente para que la estructura pueda soportarlas y su funcionamiento sea correcto. Sin embargo, las cargas se modelan de varias formas dependiendo del efecto que producen y de la manera en que se presentan, por lo tanto, se puede establecer una clasificación básica que sirve para efectos prácticos en el proceso de diseño. Independientemente de su magnitud, e independientes entre sí, se pueden dar las siguientes clasificaciones de cargas:

- A. Por su región de influencia.
 - B. Por su distribución.
 - C. Por su dirección.
 - D. Por su variación con el tiempo.
- A. Por su región de influencia; las fuerzas o cargas se clasifican en:
- i) Puntuales o concentradas; es decir, toda la magnitud actuando en un punto.
 - ii) Repartidas; cuando toda la magnitud actúa sobre dos posibles regiones:
 - Sobre una línea
 - Sobre una área o superficie

B. Por su distribución; si se trata de cargas repartidas, éstas se pueden clasificar además, por la forma en que se reparte - su magnitud sobre la región, siendo las más comunes:

- i) Uniforme
- ii) Triangular
- iii) Trapecial
- iv) Otras (irregulares)

C. Por su dirección; las cargas pueden ser:

- i) Horizontales; en el plano para un análisis bidimensio--
nal y en el espacio para un análisis tridimensional.
- ii) Verticales; se les considera de igual manera que a las horizontales.

Adicionalmente, debe determinarse el sentido en que actúan.

D. Por su variación con el tiempo en que actúan sobre las estruc-
turas con su intensidad máxima; se consideran tres categorías
de acciones o cargas según el RDP (Art. 186):

- i) Permanentes; actúan en forma continua sobre la estruc-
tura y su intensidad varía poco con el tiempo.
- ii) Variables; actúa sobre la estructura con una intensidad
que varía significativamente con el tiempo.
- iii) Accidentales; pueden alcanzar intensidades significati-
vas durante lapsos breves; sin embargo, no se deben al
funcionamiento normal de la construcción, es decir, se
presenta aleatoriamente.

En la figura 3.1, se ilustra gráficamente la clasificación
de las acciones considerando su variación con el tiempo.

De las clasificaciones anteriores, la última agrupa las ac-
ciones de manera muy racional y congruente a las demandas del pro

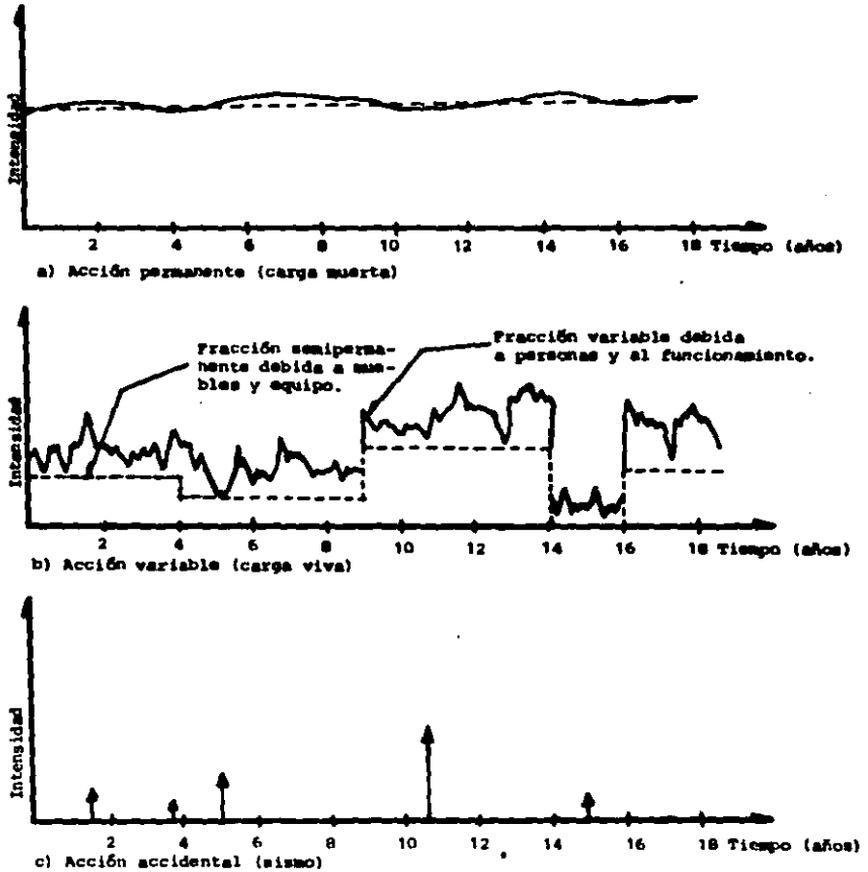


Figura 3.1 Clasificación de acciones de acuerdo a su variación con el tiempo (Cap. 2, Ref. 1).

ceso de diseño en general, y particularmente al sismorresistente, por tanto, definiendo las pertenecientes a cada tipo que se pueden presentar en la estructura queda resuelta la fase de DETERMINACION DE ACCIONES.

A continuación, se describen separadamente los tipos de acciones considerados en la última clasificación, sin embargo, una descripción más detallada con relación a la determinación de acciones, se encuentra en la Referencia 3 (caps. 2 y 3), así como en los artículos correspondientes del RDF.

3.2 ACCIONES PERMANENTES

Las principales acciones que pertenecen a esta categoría -- son: la carga muerta; el empuje estático de tierras y de líquidos, y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura -- que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos (Art.186,RDF).

Dado que las cargas muertas son las que se presentan siempre en el diseño de cualquier edificio, a diferencia del resto de las acciones permanentes, se abordan a continuación:

3.2.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son de tipo gravitacional, es decir, se constituyen por los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo (Art. 196, RDF). Por ser gravitacionales, las cargas muertas -- son además, verticales con sentido siempre hacia abajo, y se pue--

den presentar en forma concentrada o repartida de acuerdo a una ley de distribución.

La valuación de las cargas muertas, únicamente requiere, en general, de las dimensiones de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales constitutivos, obteniéndose estos dígitos ya sea con los fabricantes, o consultando tablas de pesos volumétricos como la que se presenta en la Referencia 3 - - (Cap. 3).

3.3 ACCIONES VARIABLES

Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, así como las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje -- (Art. 186, RDF).

Evidentemente, de las acciones variables citadas, las más importantes para este estudio son las cargas vivas, como se plantea enseguida.

3.3.1 CARGAS VIVAS

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y operación (ocupación) de las construcciones y que no tienen carácter permanente, es decir, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de las mismas, de tal manera, - que no se puede considerar como carga muerta. Se consideran car--

gas vivas los pesos debidos a muebles, mercancías, equipos y personas (Art. 198, RDF). Dado que la naturaleza de la carga viva depende del uso que se le destine a la construcción, ésta se convierte en la principal acción variable que debe considerarse, especialmente en el proceso de diseño de edificaciones.

En general, las cargas vivas, al igual que las cargas muertas, son gravitacionales, por tanto son cargas verticales dirigidas hacia abajo.

La variabilidad en el espacio y en el tiempo de las cargas vivas, implica un problema muy complejo en la valuación de sus intensidades; por ello, modelar este tipo de acciones, conduce a hacer muchas simplificaciones, de tal manera, que el modelo final - consiste en cargas estáticas distribuidas uniformemente en el área y, ocasionalmente se acompañan por alguna carga concentrada. El - RDF establece estos valores con base en consideraciones subjetivas, es decir, supone ciertas circunstancias desfavorables de operación con una probabilidad muy baja de que el efecto pueda ser - más grave y después determina la carga uniformemente repartida -- que produce aproximadamente los mismos efectos. De no tener un modelo racional apropiado para la determinación de las cargas vivas, el RDF (Art. 199) especifica tres valores de carga viva cuya aplicación se describe ahí mismo:

- Carga viva máxima W_m .
- Carga viva instantánea W_a .
- Carga viva media W .

Estos valores, se establecen para cada una de las diferentes condiciones de operación que se pueden presentar en las construcciones, las cuales en general, reflejan de manera muy congruen-

te la realidad, particularmente, las condiciones de operación en edificios.

3.4 ACCIONES ACCIDENTALES

Pertencen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos de viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Adicionalmente, al considerarse estos efectos, deben tomarse precauciones extras en cuanto a la estructuración y a los detalles constructivos, para evitar así, un comportamiento catastrófico de la estructura en caso de que aleatoriamente ocurra alguno de éstos (Art. -- 186, RDF).

Para el común de los edificios en nuestro país, las cargas sísmicas resultan ser la acción accidental que rige el diseño, ya que el viento produce cargas considerables en estructuras ligeras o cuando la velocidad del viento es relativamente alta, lo cual -- ocurre en edificios muy altos o en la costa, donde se espera la -- ocurrencia de ciclones. Otros tipos de acciones accidentales no -- condicionan para este caso el diseño.

3.4.1 CARGAS SISMICAS

Sin duda, los efectos que transmiten los sismos a las estructuras, cuando se presentan, deben considerarse en el proceso de di se ño, sobre todo en regiones de alta sismicidad (como en el caso de la región que comprende al Distrito Federal), donde la importancia de estos efectos es prioritaria. Esto da lugar a la utilización de procedimientos, métodos, criterios y técnicas más especifi

cas en el proceso de diseño para lograr un correcto funcionamiento ante sollicitaciones de origen sísmico. Lo anterior conduce a una modalidad del diseño estructural; esto es, al "diseño sismorresistente".

Las cargas sísmicas, se consideran fuerzas de inercia, es decir, los movimientos que recibe el terreno de las ondas sísmicas, se transmiten a los niveles desplazados sobre éste; tales movimientos se traducen en aceleraciones de las masas de los niveles de la estructura, lo cual equivale a suponer fuerzas externas concentradas, actuando sobre los centroides de sus masas. Además, debido a que la componente predominante del movimiento del terreno producido por un sismo es la horizontal (la componente vertical no influye en forma importante sobre la respuesta de la estructura. - Referencia 18), se transmite de igual manera a la estructura, por tanto las fuerzas sísmicas se consideran también horizontalmente. Debe considerarse el doble sentido de las fuerzas (derecha e izquierda), ya que la naturaleza de los fenómenos sísmicos es cíclica, y los movimientos que produce (vibratorios), van primero en un sentido y después regresan hacia el otro.

En el RDF (Arts. 202 al 212), se establecen las disposiciones generales para el diseño sismorresistente, y en las NTC, se establecen disposiciones más específicas para el mismo.

Los métodos posibles para la determinación de acciones sísmicas (MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO), se resumen en el cuadro sinóptico de la figura 3.2. Los más comúnmente empleados en la actualidad, son los bidimensionales y además, para el caso de los métodos dinámicos, se supone un comportamiento elástico, ya que los métodos -- que consideran un comportamiento inelástico, son aún ineficientes

y limitados.

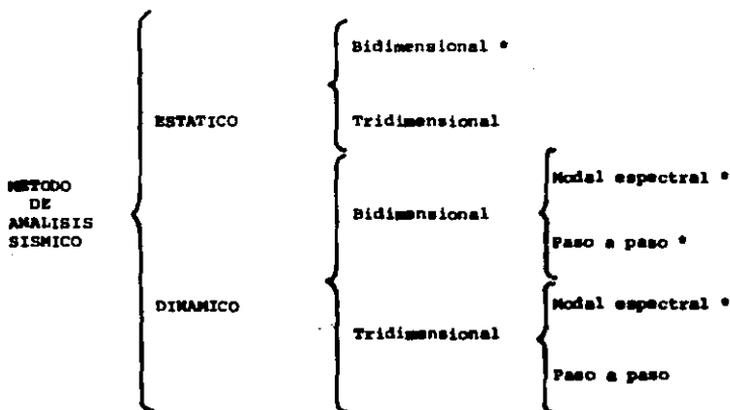
En las secciones siguientes, se describen los métodos estáticos y dinámicos para el modelo bidimensional adoptado en el análisis sísmico. Los métodos propios de un modelo tridimensional, se dejan simplemente como una opción que proporciona un mayor grado de refinamiento (cuyo estudio se remite a publicaciones relacionadas con la dinámica estructural de edificios), aunque hasta ahora, no se ha formalizado ni reglamentado su empleo en las NTC.

3.5 MODELO BIDIMENSIONAL PARA EL ANALISIS DE ACCIONES SISMICAS

3.5.1 HIPOTESIS GENERALES

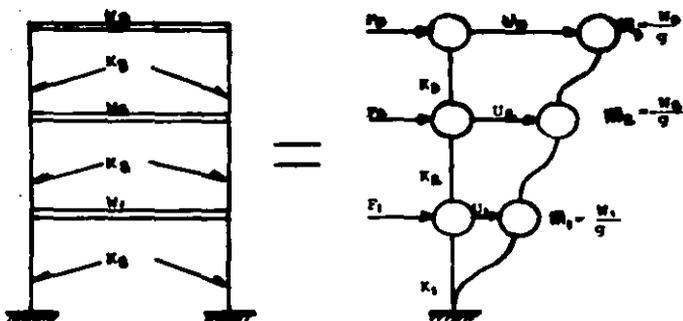
En la figura 3.3, se muestra el modelo analítico bidimensional que representa a la estructura en problemas de evaluación de efectos sísmicos, considerados éstos estática o dinámicamente. Este modelo es el empleado comúnmente en la actualidad y se apoya en las siguientes hipótesis simplificadoras:

- i) Se supone un sistema de masas (provenientes de los sistemas de piso de cada nivel y sus correspondientes cargas), acopladas entre sí por medio de un sistema de elementos que proporcionan la rigidez ante las sollicitaciones sísmicas, y cuya masa resulta despreciable en relación a su propia resistencia y rigidez.
- ii) Solo se consideran los grados de libertad (número de posibles desplazamientos o rotaciones, del total de nudos o puntos importantes de la estructura), que son característicamente susceptibles a los efectos sísmicos; es decir, las acele-



* Se describen en este capítulo.

Fig. 3.2. Clasificación de métodos de análisis sísmico.



M_i : Masa del nivel de entrepiso i considerado

W_i : Peso del entrepiso i .

F_i : Fuerza sísmica concentrada en el centro de masas del nivel i .

U_i : Desplazamientos debidos a las fuerzas sísmicas (grados de libertad).

g : Aceleración de la gravedad (9.81 M/s^2)

Figura 3.3 Modelo analítico bidimensional de las estructuras para efectos sísmicos.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

raciones y los desplazamientos que se generan por un sismo en el suelo, son predominantemente horizontales, y al transmitirlos a la estructura, las fuerzas de inercia aparecen - también horizontales pues se manifiestan por los desplazamientos laterales de las masas, que son los grados de libertad en cuestión.

Por ejemplo, la estructura modelada en la figura 3.3, es de tres grados de libertad para efectos sísmicos (U_1, U_2, U_3).

- iii) Las fuerzas sísmicas, por ser fuerzas de inercia, sólo son considerables en los entrepisos, ya que es ahí donde los -- aceleraciones inducidas se tropiezan con una gran masa (inercia).
- iv) Los sistemas de piso se suponen infinitamente rígidos en su plano, es decir, funcionan como diafragma (cuerpo rígido); por tanto, las fuerzas sísmicas se distribuyen de igual manera en cualquier punto del entrepiso y se pueden considerar concentradas en el centro de masas del mismo.
- v) La base de la estructura se supone empotrada.

3.5.2 CRITERIOS DISPUESTOS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y EN LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO.

Para la obtención de las fuerzas sísmicas, ya sea por análisis estático o análisis dinámico, el RDF y las NTC introducen adicionalmente los siguientes criterios aplicables al modelo expuesto en el subinciso 3.5.1 :

- i) Coefficiente sísmico c . Es el cociente de la fuerza cortante

horizontal en la base de la construcción (a partir de la -- cual sus desplazamientos con respecto al terreno comienzan a ser significativos), obtenida a partir de la respuesta de modelos de un grado de libertad a los efectos sísmicos; entre el peso de la misma sobre dicho nivel (fig. 3.4).

ii) Zonificación. De acuerdo a las características de respuesta dinámica de los diferentes tipos de suelo ante los efectos sísmicos, se consideran tres zonas para el D. F., a cada una de las cuales, le corresponde un coeficiente sísmico distinto. A grandes rasgos, la zonificación se realiza de acuerdo al siguiente criterio:

Zona I. Suelos firmes correspondientes a la zona de lomas.

Zona II. Suelos semicompresibles correspondientes a la zona de transición.

Zona III. Suelos compresibles correspondientes a la zona la cumbre.

iii) Clasificación de las construcciones. Según la seguridad requerida por la cantidad de posibles pérdidas (humanas, materiales u otras) que se pueden presentar ante fallas estructurales, las construcciones se pueden considerar dentro de dos posibles grupos que influyen también en el valor del -- coeficiente sísmico:

Grupo A. Construcciones de gran importancia.

Grupo B. Construcciones comunes.

iv) Ductilidad. Si las características de la estructura permiten un comportamiento dúctil, es decir, si puede trabajar en el rango inelástico sin colapsarse súbitamente, absorbiendo parte de la energía sísmica y disipando el resto por medio de

desplazamientos mayores de la estructura; las fuerzas sísmicas se pueden reducir dividiéndolas entre un factor de comportamiento sísmico Q' .

Q' puede tomar los siguientes valores:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si } T \geq T_a \text{ o si } T \text{ no se conoce} \\ 1 + (T/T_a)(Q-1) & \text{si } T < T_a \end{cases} \quad (3.1)$$

Q mide el grado de ductilidad máximo que se puede esperar o demandar de la estructura de acuerdo a las propiedades inelásticas que en conjunto tiene el sistema estructural elegido (fig. 3.5). Dependiendo de las condiciones que se presentan en la estructura, las NTC, proponen valores de $Q=4, 3, 2, 1.5$ y 1 y los requisitos que deben cumplirse para utilizar alguno de ellos.

Si la estructura no cumple con los requisitos de regularidad que establecen las NTC, las fuerzas se dividen entre $0.8Q'$. Finalmente, si las fuerzas sísmicas se reducen dividiéndolas entre Q' , sus elementos mecánicos y desplazamientos, resultan también reducidos; sin embargo, los desplazamientos deben multiplicarse por Q para obtener los reales, pues por medio de éstos se disipa una cantidad de energía sísmica -- que en relación con la energía sísmica absorbida, conserva la misma proporción Q .

- v) Espectro de diseño. Para el análisis dinámico modal, se emplea un espectro de diseño que a grandes rasgos, consiste en la envolvente de respuestas máximas (aceleraciones) de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos de

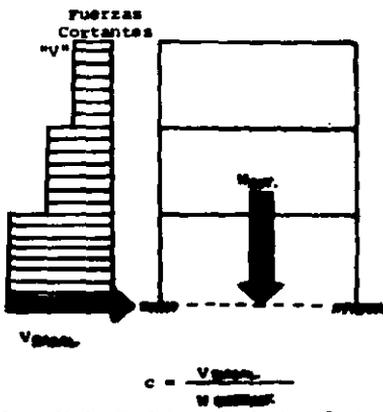


Figura 3.4 Definición del coeficiente sísmico

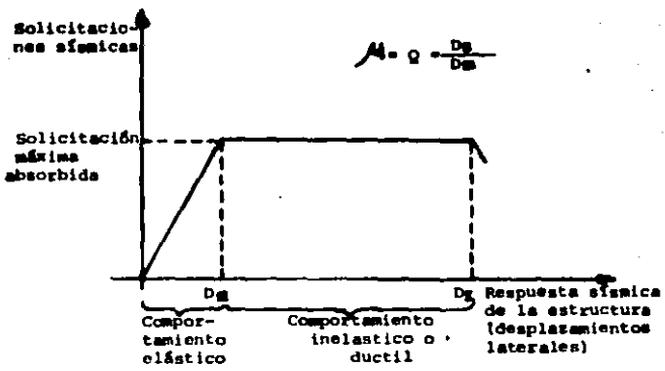


Figura 3.5 Factor de ductilidad como índice del comportamiento inelástico de las estructuras.

vibración, ante diferentes historias de aceleraciones (temblores) que se han registrado durante cierto número de años, y que han afectado a la región en estudio. Los espectros de diseño consideran también, factores de seguridad, estudios de riesgo sísmico, amplificación local de efectos debido a los tipos de suelo, y efectos de amortiguamiento. En la figura 3.6 se muestra el espectro de diseño típico; los parámetros que lo definen para su empleo en el D. F., así como sus correspondientes coeficientes sísmicos, se proporcionan en la Tabla 3.1.

Las ordenadas espectrales se obtienen, de acuerdo a la figura 3.6, con las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} (1 + 3T/T_a)^{c/4} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a < T < T_b \\ (T_b/T)^r c & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.2)$$

donde:

a: Aceleración espectral "A" expresada como fracción de la aceleración gravitacional "g"

T_a, T_b, r : Parámetros que definen el espectro de diseño

c: Coeficiente sísmico

T: Para el análisis dinámico modal, es el periodo del modo que se analice, y para el análisis estático, T es el periodo natural fundamental.

La descripción detallada sobre la determinación de los espectros de diseño se encuentra en varias publicaciones, por ejemplo, en la Referencia 3 (Cap. 6), en la Referencia 4 (Caps. 5 y 6) y en la Referencia 5 (Cap. 3) entre otras.

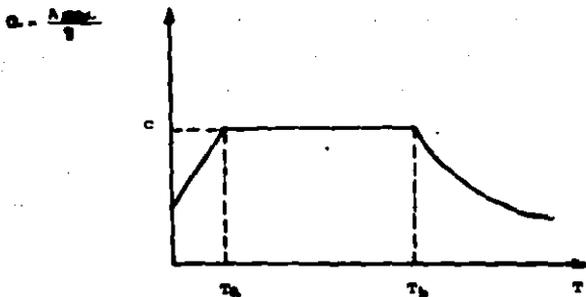


Figura 3.6 Espectro de diseño típico para el D. F. (WTC).

Zona	T_b	T_b	r	c	
				Grupo B	Grupo A
I	0.2	0.6	1/2	0.16	0.24
II	0.3	1.5	2/3	0.32	0.48
III	0.6	3.9	1	0.40	0.60

TABLA 3.1 Parámetros que definen los tres espectros de diseño empleados en el D. F.

3.6. ANALISIS SISMICO ESTATICO

El análisis sísmico estático es en la actualidad, una herramienta básica para la determinación de acciones sísmicas. Las hipótesis en las que se basa su modelo analítico, son un tanto simplistas; sin embargo, en comparación con los procedimientos más refinados, los resultados obtenidos de éste, son conservadores ya que presentan un aceptable margen de seguridad. Además, el análisis sísmico estático, está reconocido en la mayoría de los reglamentos de construcción del mundo. Particularmente, en las NTC, se permite emplear este procedimiento para edificios con altura máxima de 60 metros.

3.6.1 METODO GENERAL

El criterio, según las NTC, consiste en obtener tantas fuerzas horizontales concentradas, como grados de libertad tenga la estructura (entrepisos), de tal manera que la suma total de todas ellas, resulta igual a la fuerza cortante basal; que se determina como:

$$V = C_s W \quad (3.3)$$

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

donde:

- V = Fuerza cortante en la base de la estructura.
- W = Peso total sobre la base de la estructura.
- C_s = Coeficiente sísmico reducido por ductilidad.
- c = Coeficiente sísmico (Tabla 3.1)
- Q = Factor de ductilidad (Sec. 4, NTC).

La forma de repartir la fuerza cortante basal entre los entrepisos, se hace suponiendo una distribución triangular de aceleraciones, es decir, el valor de éstas es proporcional a la altura del nivel en cuestión (figura 3.7). Esta distribución, se apoya en la hipótesis de que la estructura vibra esencialmente en su primer modo natural (cap. 6, Ref. 3); hipótesis que, como se verá en incisos posteriores, no se cumple de una manera absoluta; sin embargo, constituye en general, la condición que produce los efectos más desfavorables a la estructura, por lo tanto, este criterio puede considerarse en la mayoría de los casos, como un criterio conservador.

Partiendo de las hipótesis anteriores:

$$\sum F_i = V = C_B W = C_B \sum W_i \quad (a)$$

Puesto que las aceleraciones son proporcionales a la altura del nivel, se tiene:

$$Q_i = \frac{A_i}{g} = \alpha h_i \quad (b)$$

donde:

α : Factor de proporcionalidad

Q_i : Aceleración "A" del entrepiso "i" expresada como fracción de "g"

h_i : Altura del entrepiso i

$$F_i = m_i A_i = \frac{W_i}{g} Q_i (g) = W_i Q_i \quad (c)$$

sustituyendo (b) en (c)

$$F_i = \alpha W_i h_i \quad (d)$$

sustituyendo (d) en (a)

$$V = \sum F_i = \alpha \sum W_i h_i = C_B \sum W_i \quad (e)$$

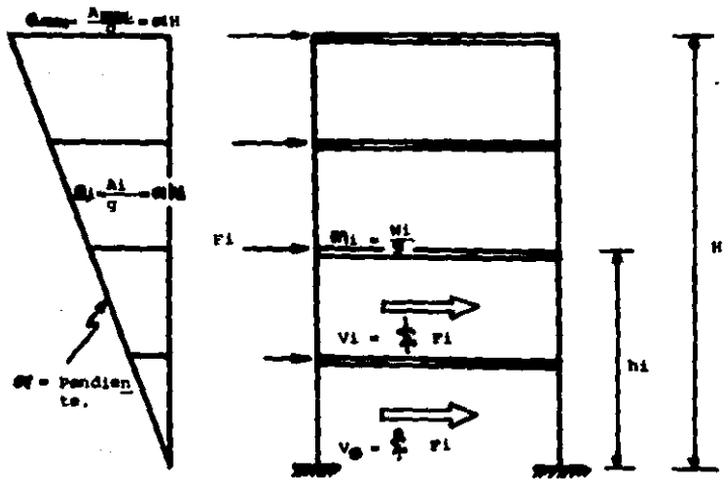


Figura 3.7 Distribución triangular de aceleraciones para el análisis sísmico estático.

despejando α de (e)

$$\alpha = \frac{C \sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (f)$$

sustituyendo (f) en (d)

$$F_i = \left[\frac{C \sum W_i}{\sum W_i h_i} \right] W_i h_i \quad (3.4)$$

La distribución de las fuerzas sísmicas F_i , no necesariamente es triangular, ya que además de la aceleración Q_i , dependen del peso W_i , y éste puede no ser constante para todos los entrepisos.

3.6.2 CONSIDERACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL

El carácter conservador del método general, se puede modificar y obtener resultados más reales, si se calcula el periodo fundamental de vibración de la estructura; de tal forma que, conocido éste, se puede emplear el espectro de diseño de la figura 3.6 y, dado que la ordenada del espectro puede ser menor a "c" (para $T < T_a$ y $T > T_b$), las fuerzas sísmicas pueden ser también menores -- (Sec. 8, NTC).

Para la determinación del periodo fundamental de vibración de la estructura, estrictamente se debe realizar un análisis dinámico; sin embargo, para efectos de análisis estático, y considerando el caso de estructuras regulares, se puede estimar a partir de la expresión de Schwartz, que es bastante precisa y además está recomendada por las NTC.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum P_i X_i}} \quad (3.5)$$

y $P_i = F_i$: Fuerzas sísmicas obtenidas con el método general

$X_i = U_i$: Desplazamientos laterales de los entrepisos causados

por la aplicación de las fuerzas P_i .

En esta expresión, P_i , W_i , g y π son conocidas, y X_i , para edificios de cortante (descritos en el capítulo 2), se puede obtener con buena aproximación mediante las fórmulas de Wilbur (que se describen en el capítulo 4). Es importante también, que las unidades sean congruentes.

Una vez determinado el periodo fundamental de vibración de la estructura, se pueden presentar tres casos para considerar reducciones en las fuerzas sísmicas:

- i) Si $T_a < T < T_b$, no se permite reducir las fuerzas sísmicas
- ii) Si $T < T_a$, se obtienen las fuerzas de igual forma que en el método general, pero se utiliza un coeficiente C_s reducido - cuyo valor es:

$$C_s = \frac{a}{Q} = \frac{(1 + 3T/T_a) c/4}{1 + (T/T_a)(Q-1)} \quad (3.6)$$

También se pueden multiplicar las obtenidas sin considerar el periodo fundamental, por un factor igual a:

$$\frac{C_s \text{ obtenido al considerar } T}{C_s \text{ obtenido sin considerar } T}$$

- iii) Si $T > T_b$ las fuerzas sísmicas se calculan con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{c}{Q} \\ F_i &= (K_1 h_i + K_2 h_i^2) C_s W_i \\ K_1 &= q \left[1 - r (1 - q) \right] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \\ K_2 &= 1.5 r q (1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \\ q &= \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \end{aligned} \quad (3.7)$$

3.7 ANALISIS SISMICO DINAMICO

Por la naturaleza dinámica de los fenómenos sísmicos y de sus efectos sobre las estructuras, se han desarrollado modelos que intentan simular tal comportamiento; sin embargo, la incursión en estos procedimientos es aún, relativamente nueva, de tal forma que las hipótesis en las que se apoyan, suponen muchas simplificaciones. A pesar de todo, realizar un análisis sísmico dinámico, conduce a resultados más reales que los obtenidos en un análisis sísmico estático; más aún, todas las estructuras deberían analizarse -- sísmicamente con algún método dinámico, que aunque son más complicados y laboriosos dependiendo del grado de refinamiento de sus modelos, con ayuda de las computadoras actuales, se pueden reducir -- considerablemente los tiempos de proceso. Al respecto, las NTC, sugieren el empleo de métodos de análisis sísmico dinámico para todas las estructuras, pero dejan también la opción de emplear métodos de análisis sísmico estático bajo ciertas restricciones (según se trataron en la sección 3.6).

3.7.1 METODO DE ANALISIS MODAL ESPECTRAL

En el Apéndice A, se describe el procedimiento para obtener las frecuencias naturales de vibración y sus correspondientes modos. Para cada modo, se determina su respuesta máxima, esto es, conocido el periodo natural, y recordando que éste no sufre modificaciones importantes a causa del amortiguamiento (en las estructuras comunes), se puede acudir al espectro de diseño y obtener la ordenada que le corresponde. El espectro de diseño que proponen las --

NTC es de pseudoaceleraciones, las respuestas que se grafican en el eje de las ordenadas, son las aceleraciones máximas expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad g .

La respuesta total de un sistema de varios grados de libertad, es el resultado de la combinación de las respuestas modales; sin embargo, como se menciona en dicho apéndice, las respuestas mayores, se presentan en los primeros modos, cuyos periodos naturales son también los mayores y, por lo tanto, son los que absorben la mayor parte de la energía sísmica. Por lo anterior, las NTC - (Sec. 9), disponen que deberán incluirse los efectos de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros (que son los que en general absorben casi el 100% de la energía sísmica). Este requisito, se apoya en un parámetro llamado -- "coeficiente de participación C_p ", obtenido para cada modo, que indica la escala de influencia de dicho modo en la respuesta total; además comprueba la mayor participación de los tres primeros.

El coeficiente de participación, se obtiene con la siguiente expresión (Cap. 6, Ref. 4):

$$C_{pj} = \frac{\sum m_i z_{ij}}{\sqrt{\sum m_i z_{ij}^2}} \quad (3.8)$$

y matricialmente:

$$C_{pj} = \frac{\{z\}_j^T [M] \{1\}}{\{z\}_j^T [M] \{z\}_j} \quad (3.9)$$

donde:

C_{pj} : Coeficiente de participación del modo j

m_i : Masa del nivel i

z_{ij} : Desplazamiento relativo de la masa i en el modo j

$[M]$: Matriz diagonal de masas

$\{z\}_j$: Vector columna de desplazamientos relativos en el modo j

$\{I\}$: Vector columna unitario.

Una vez determinados los parámetros anteriores, la respuesta modal máxima (desplazamientos), se puede obtener como lo indica la Referencia 4 (Cap. 6):

$$\{U\}_j \text{ max.} = \frac{A_j \text{ max.}}{\omega_j^2} C_{pj} \{z\}_j \quad (3.10)$$

donde:

$\{U\}_j \text{ max.}$: Vector de desplazamientos absolutos máximos en el modo j .

$A_j \text{ max.}$: Aceleración máxima en el modo j (Obtenida del espectro de diseño).

ω_j : Frecuencia natural correspondiente al modo j .

De los desplazamientos máximos obtenidos con la expresión anterior, se pueden obtener otras respuestas (fuerzas cortantes, momentos, etc.), y una vez calculadas para los modos requeridos, deben combinarse para determinar la respuesta total. Sumar las -- respuestas, resulta ser un criterio muy conservador, ya que nunca se presentan las respuestas máximas de todos los modos simultáneamente. Una expresión, basada en estudios probabilísticos, que combina más racionalmente las respuestas de los modos, es la propuesta por el Dr. Emilio Rosenblueth, y ha sido adoptada por las NTC y por la mayoría de los reglamentos en el mundo (Cap. 6, Ref. 3):

$$R_{\text{TOT.}} = \sqrt{\sum R_j^2} \quad (3.11)$$

Si se trata de desplazamientos:

$$U_{i\text{TOT}} = \sqrt{\sum_j U_{ij}^2} \quad (3.12)$$

en donde:

R_{TOT} : Respuesta dinámica total (Elemento mecánico, desplazamiento, etc.)

R_j : Respuesta dinámica máxima en el modo j

$U_{i\text{TOT}}$: Desplazamiento total de la masa i

U_{ij} : Desplazamiento máximo de la masa i en el modo j

Calculados los desplazamientos totales de los niveles ($U_{i\text{TOT}}$), se puede formar el vector de desplazamientos totales o de diseño $\{U_{\text{TOT}}\}$, y la obtención de las fuerzas sísmicas se logra fácilmente haciendo:

$$\{F\} = [K_L] \{U_{\text{TOT}}\} \quad (3.13)$$

donde:

$\{F\}$: Vector de fuerzas sísmicas actuando en las correspondientes masas i

$[K_L]$: Matriz de rigidez lateral

$\{U_{\text{TOT}}\}$: Vector de desplazamientos totales

3.7.2 METODO DE ANALISIS PASO A PASO

Otra opción para realizar análisis sísmico dinámico de estructuras, es el análisis paso a paso (que está aceptado por las NTC).

Básicamente, un análisis dinámico paso a paso de estructuras, consiste en obtener su respuesta ante segmentos diferenciales de acelerogramas registrados en la zona de estudio. Al respecto,

las NTC (Sec. 9), establecen que podrá acudirse a acelerogramas - de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen al menos cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios consignados en tales normas; debe tomarse en cuenta también, las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros, así como el comportamiento no lineal de la estructura.

Realizar un análisis paso a paso, implica resolver mediante métodos numéricos (la solución directa es imposible), la ecuación diferencial de equilibrio dinámico presentada en forma matricial en el Apéndice A (A.10). Por otro lado, la solución se simplifica si se obtiene la respuesta de cada modo por separado, en cuyo caso la ecuación a resolver es la ecuación diferencial reducida (A.11), y después se le inducen los acelerogramas a cada modo, lo cual significa tratar con sistemas de un solo grado de libertad, pues las respuestas modales están desacopladas entre sí. Cualquiera que sea el camino a seguir, es necesario cumplir con lo dispuesto en las NTC.

Los métodos que se han desarrollado, consideran un comportamiento elástico, por lo que el comportamiento inelástico solo se ha considerado bajo suposiciones simplificadoras; y recientemente, se ha incursionado en el desarrollo de métodos que modelen con mayor refinamiento tal comportamiento.

En las Referencias 4 (Cap. 6) y 18, se describen con más claridad los factores y dificultades que se presentan en este tipo de análisis.

3.7.3 METODO DE ANALISIS TRIDIMENSIONAL

El análisis sísmico tridimensional, consiste a grandes rasgos, en resolver la ecuación diferencial de equilibrio dinámico para sistemas de varios grados de libertad, que se presenta matricialmente en el Apéndice A (A.10), pero considerando cada término matricial en las tres dimensiones; esto es, la matriz de rigidez $[K]$, depende una vez más de los grados de libertad relevantes, y gracias a la suposición de que los sistemas de piso funcionan como diafragmas, solo se consideran los desplazamientos en dos direcciones ortogonales horizontales y un giro de la planta debido a la excentricidad torsional, para cada nivel de entrepiso; por lo tanto, a diferencia de los modelos bidimensionales, en los modelos tridimensionales se consideran tres grados de libertad por nivel en vez de uno. La matriz de masas $[M]$, incluye también el momento polar de inercia de cada entrepiso (que relaciona con el giro torsionante). Para un análisis tridimensional, se puede proceder de tres formas: realizar un análisis tridimensional paso a paso, combinando acelerogramas en las dos direcciones ortogonales y resolviendo la ecuación de equilibrio dinámico (A.10); desacoplar los modos resolviendo la ecuación de equilibrio dinámico reducida (A.11), para obtener la respuesta paso a paso de cada uno en forma separada y después combinarlas; desacoplar los modos para obtener sus respuestas por medio de los espectros de diseño, y después combinarlas para obtener las respuestas de diseño.

El desarrollo de métodos de análisis sísmico tridimensional, aún se encuentra en sus primeras etapas, por lo que, a pesar de contar con computadoras de gran capacidad, son ineficientes, ya --

que consumen gran cantidad de tiempo de proceso y por tanto su costo es injustificable para la mayoría de los casos comunes.

Con relación a estos métodos, se recomienda consultar las - Referencias 4 (Cap. 6) y 18 para comprender con más claridad los factores y dificultades involucrados en este tipo de análisis.

3.8 EFECTOS INVOLUCRADOS EN EL ANALISIS SISMICO

3.8.1 EFECTO DE TORSION Y EFECTOS BIDIRECCIONALES. DISTRIBUCION DE CORTANTES SISMICOS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE LA ESTRUCTURA.

Obtenidas las fuerzas sísmicas totales (y por consiguiente las fuerzas cortantes en cada entrepiso), ya sea mediante un análisis estático o un análisis dinámico, se reparten entre los elementos resistentes de la estructura (marcos y/o muros) para analizarlos individualmente. Al repartir el cortante sísmico, se considera primero el efecto directo sobre los elementos resistentes parales a la dirección de análisis; y después se considera el - - "efecto de torsión" (que en los métodos de análisis sísmico descritos en las secciones anteriores no se ha contemplado), pues -- produce incrementos en las fuerzas cortantes que actúan en todos los elementos resistentes de la estructura (considerados en cualquier dirección). En las NTC, se dispone incluir este efecto independientemente de los métodos de análisis sísmico, mediante el siguiente procedimiento de nueve pasos, que aunque no es una forma exacta (debido a que el fenómeno de torsión es de naturaleza tridimensional y todo el análisis es bidimensional), permite evaluar

lo aproximadamente.

1. Se obtiene el centro de masas M (X_m , Y_m) para cada entrepiso (fig. 3.8).

$$X_m = \frac{\sum m_i \bar{x}_i}{\sum m_i} \quad Y_m = \frac{\sum m_i \bar{y}_i}{\sum m_i} \quad (3.14)$$

donde:

X_m , Y_m : Coordenadas del centro de masas total del entrepiso

m_i : Masa correspondiente a los pesos provenientes del -
entrepiso analizado, y de los elementos que lo componen.

\bar{x}_i , \bar{y}_i : Coordenadas del centroide de masas de cada elemento i , referidas a dos ejes ortogonales cualesquiera.

2. Se obtiene el centro de rigideces o centro de torsión T - -
(X_t , Y_t), también para cada entrepiso (fig. 3.8).

$$X_t = \frac{\sum R_{jy} \bar{x}_j}{\sum R_{jy}} \quad Y_t = \frac{\sum R_{jx} \bar{y}_j}{\sum R_{jx}} \quad (3.15)$$

donde:

X_t , Y_t : Coordenadas del centro de torsión del entrepiso

R_{jx} , R_{jy} : Son las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en cada una de las dos direcciones ortogonales.

\bar{x}_j , \bar{y}_j : Distancias perpendiculares de los elementos resistentes, a los ejes ortogonales de referencia.

3. La excentricidad torsional, se puede calcular mediante (fig. 3.8):

$$e_x = |Y_t - Y_m| \quad (3.16)$$

$$e_y = |X_t - X_m|$$

donde:

e_x : Excentricidad torsional para el cortante actuante en la dirección X.

e_y : Excentricidad torsional para el cortante actuante en la dirección Y.

4. Se calculan las excentricidades de diseño:

$$\begin{aligned} e_{1x} &= 1.5e_x + 0.1b_x & e_{1y} &= 1.5e_y + 0.1b_y \\ e_{2x} &= e_x - 0.1b_x & e_{2y} &= e_y - 0.1b_y \end{aligned} \quad (3.17)$$

donde:

b_x, b_y : Mayor dimensión en la planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección analizada.

5. Para cada dirección, se obtiene el momento torsionante (fig. 3.8):

$$M_t = V e_d \quad (3.18)$$

donde:

V : Fuerza cortante total en el entrepiso (V_x, V_y)

e_d : Excentricidad más desfavorable de las obtenidas en el paso 4, para cada elemento resistente en la dirección considerada.

6. Se reparte el cortante sísmico directamente entre los elementos de la dirección en cuestión:

$$V_{jvd} = \frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}} \quad V_{jvd} = \frac{V_y R_{jy}}{\sum R_{jy}} \quad (3.19)$$

7. Se obtiene el cortante que se produce por efecto de torsión:

$$\begin{aligned} V_{jxt} &= \left[\frac{R_{jx} \bar{Y}_{jt}}{\sum R_{jx} (\bar{Y}_{jt})^2 + \sum R_{jy} (\bar{X}_{jt})^2} \right] M_t \\ V_{jyt} &= \left[\frac{R_{jy} \bar{X}_{jt}}{\sum R_{jx} (\bar{Y}_{jt})^2 + \sum R_{jy} (\bar{X}_{jt})^2} \right] M_t \end{aligned} \quad (3.20)$$

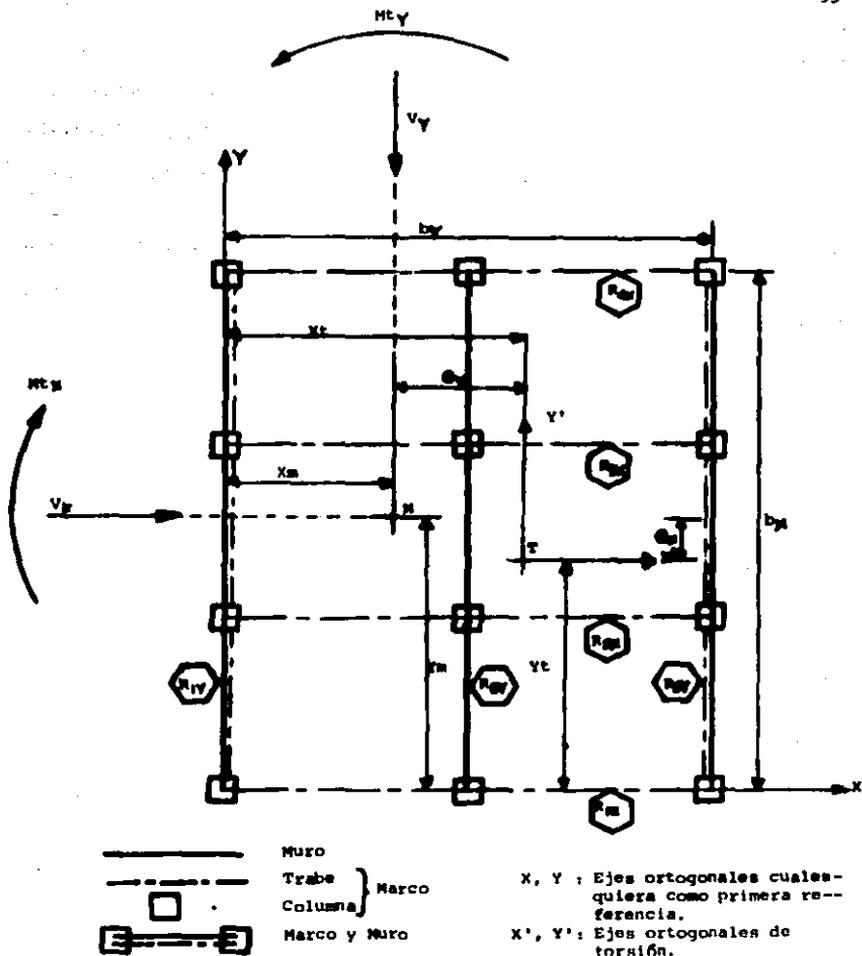


Figura 3.8 Planta de un entrepiso y los elementos que intervienen al considerar el efecto de torsión.

donde:

\bar{X}_{jt} , \bar{Y}_{jt} : Distancias perpendiculares de los elementos resistentes a los ejes de torsión X',Y'(Fig.3.8).

Para obtener las dos fuerzas cortantes por torsión en cada elemento, M_t toma primero el valor correspondiente a la dirección del elemento; y después toma el valor correspondiente a la dirección perpendicular a éste, el cual solo le induce precisamente cortante por torsión.

8. Se suman los cortantes directo y torsional, debidos a los -- efectos de cada dirección separadamente, para cada elemento resistente.
9. Se combina para cada elemento, 100% del efecto que le produce el cortante sísmico en una dirección con 30% del efecto que le produce el cortante sísmico en la otra dirección y vi ceversa.

La combinación que produce el cortante más desfavorable sobre el elemento, es la que se emplea para diseño.

3.8.2 OTROS EFECTOS

En las NTC (Secs. 8, 9 y en su apéndice), se especifica la - consideración de otros efectos que, o bien modifican (incrementan o decrementan) la magnitud de las acciones sísmicas (sobre toda la estructura o sobre sus elementos resistentes), o se derivan de éstas, lo cual dá lugar a la revisión de la seguridad en la estructu ra ante algunos estados límite de falla, y algunos límites de comportamiento aceptable, que son característicamente susceptibles de

presentarse ante tales efectos.

Los principales efectos que deben considerarse (no necesariamente todos) en el diseño sismorresistente de edificios son:

A) Con carácter obligatorio:

- i) Momentos de volteo
- ii) Efectos bidireccionales (en elementos individuales como columnas)
- iii) Falla de la cimentación

B) Con carácter eventual (de acuerdo a las circunstancias):

- i) Apéndices
- ii) Efectos de segundo orden
- iii) Revisión por rotura de vidrios
- iv) Comportamiento asimétrico
- v) Interacción suelo-estructura.

**4. DETERMINACION DE LA RESPUESTA
ESTRUCTURAL.**

4. DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

4.1. ASPECTOS GENERALES

4.1.1 OBJETIVO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

La forma en que las acciones manifiestan sus efectos sobre la estructura, es induciendo en ésta, fuerzas internas, y en consecuencia, deformaciones. A las fuerzas internas y a las deformaciones, se les conoce como "elementos mecánicos", ya que resultan del análisis mecánico del medio continuo. Los elementos mecánicos se presentan en las siguientes modalidades:

- i) Fuerzas internas:
 - a) Fuerza normal o axial
 - b) Fuerza cortante
 - c) Momento flexionante
 - d) Momento torsionante
- ii) Deformaciones:
 - a) Deformación axial
 - b) Deformación angular
 - c) Desplazamiento lineal
 - d) Desplazamiento angular o flexión (flechas)
 - e) Rotación o giro de nudos y secciones.

Los elementos mecánicos, constituyen el conjunto completo - que define la RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA, y se determinan por medio del análisis mecánico de la estructura, mejor conocido como - ANALISIS ESTRUCTURAL. Los métodos de análisis estructural, resuelven las incógnitas que se presentan para definir la respuesta de

la estructura, es por eso, que a estos métodos se les conoce también como métodos de "resolución de estructuras".

Conocida la respuesta de la estructura ante las acciones inducidas, es decir, los elementos mecánicos, se puede proceder al dimensionamiento y detallado (o diseño propiamente dicho) de la estructura, que garantice la capacidad de ésta para desarrollar tal respuesta.

4.1.2 CLASIFICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo, se describen los principales métodos de análisis estructural, para marcos cuyo comportamiento es predominantemente de cortante, es decir, para aquellos marcos con un índice de rotación nodal $\rho > 0.1$.

La hipótesis básica, en la que se basan estos métodos, consiste en aceptar un comportamiento estructural elástico-lineal; sin embargo, en muchos casos, el propio análisis implica un comportamiento no lineal (sobre todo ante cargas sísmicas laterales). En la actualidad, la consideración del comportamiento no lineal, se empieza a incluir en los métodos de análisis estructural; no obstante, aún con la ayuda de las computadoras, resultan ineficientes, por lo que será necesario perfeccionarlos cada vez más. Mientras tanto, en este capítulo, se describen los métodos que consideran un comportamiento estructural elástico-lineal.

Por otro lado, es muy común que las estructuras, siendo tridimensionales, permitan su descomposición en modelos bidimensionales, por ello, aquí se tratan los métodos que resuelven estructuras bidimensionales. En el cuadro sinóptico de la figura 4.1, se

establece la clasificación de algunos métodos de análisis estructural; en el caso particular de los métodos matriciales, su aplicabilidad incluye también la resolución de estructuras tridimensionales.

En el diseño sismorresistente, generalmente la condición -- que rige, es la carga sísmica lateral, es por esto que, para determinar las características preliminares de la estructura, se -- han desarrollado métodos aproximados de análisis estructural bajo cargas laterales; es decir, estos métodos son aplicables preferentemente a nivel de prediseño, o cuando es necesario revisar los -- resultados que proporciona un método exacto. Para diseños definitivos, es conveniente emplear métodos exactos, con los que se pueden analizar estructuras bajo cargas verticales y/o cargas laterales, obteniéndose resultados más refinados.

4.2 METODOS APROXIMADOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

En una etapa preliminar del proceso de diseño, no es necesario emplear métodos de análisis estructural con un alto grado de refinamiento. Los siguientes métodos, son útiles para determinar la respuesta de la estructura en forma aproximada, exclusivamente ante cargas laterales concentradas en los niveles correspondientes a los pisos. Los métodos que se describen en esta sección, -- son los que se emplean comúnmente. Estos y otros métodos aproximados de análisis estructural quedan cubiertos adecuadamente en las Referencias 1 (Cap. 5), 3 (Cap. 5), 4 (Cap. 1) y 20 (Parte A).

Con relación a la determinación de la respuesta estructural aproximada ante cargas verticales, es común considerar que los momentos flexionantes en los extremos de las vigas, son igual a $WL/10$.

4.2.1 METODO DE PORTAL

El método de Portal, se basa en las siguientes hipótesis -- (Cap. 5, Ref. 1):

- a) Existen puntos de inflexión en todas las columnas, y se ubican de la siguiente manera (fig. 4.2):
 - En las columnas del primer entrepiso, se encuentran a 0.60 de su altura a partir de la base.
 - En las columnas de los otros entrepisos, se encuentran a 0.50 de su altura.
- b) Existen puntos de inflexión en todas las vigas, y se ubican a 0.50 de su claro (fig. 4.2).
- c) El cortante sísmico en cada entrepiso, se reparte de tal manera que las columnas exteriores toman la mitad de lo que toman las columnas interiores, esto es:

$$V_g = \frac{V}{2(1+n)} \quad (4.1)$$

y

$$V_i = 2 V_g \quad (4.2)$$

donde:

- V: Cortante sísmico total del entrepiso en cuestión
- V_g: Cortante sísmico correspondiente a las columnas exteriores.
- V_i: Cortante sísmico correspondiente a las columnas interiores.
- n: Número de columnas interiores.

Las hipótesis anteriores, conducen al siguiente procedimiento:

- i) Se localizan los puntos de inflexión en todas las traves y en todas las columnas según las hipótesis a y b.
- ii) Se distribuyen los cortantes sísmicos de cada entrepiso, en tre sus columnas según la hipótesis c.
- iii) Conocidos los elementos mecánicos en los puntos de infle-- xión de las columnas, se obtienen los momentos flexionantes en los extremos.
- iv) Se equilibran los nudos (puntos donde concurren traves y co lumnas), encontrando los momentos flexionantes en los extre mos de las traves, que contrarresten a los momentos flexio nantes obtenidos para las columnas.
- v) Se obtienen los otros elementos mecánicos (fuerza cortante y fuerza normal), a partir de los momentos flexionantes de terminados para los extremos de traves y columnas.
- vi) Se verifica el equilibrio general de la estructura.
- vii) Se trazan los diagramas de variación de los elementos mecá nicos obtenidos, con los cuales se procede al prediseño.

4.2.2 METODO DE BOWMAN

Las hipótesis en las que se basa este método son (Cap. 1, - Ref. 4):

- a) En todas las columnas aparecen puntos de inflexión según lo siguiente (fig. 4.3):
 - En las columnas del primer entrepiso, se encuentran a 0.60 de su altura a partir de la base.
 - En los entrepisos último, penúltimo, antepenúltimo, los pun to de inflexión se encuentran respectivamente a 0.65, 0.60 y -

0.55 de su correspondiente altura, a partir del extremo superior.

- Cuando la estructura tiene cinco o más entrepisos, los puntos de inflexión en las columnas para las cuales no se ha especificado su posición, se encuentran a 0.50 de su altura.
- b) En todas las trabes aparecen puntos de inflexión de acuerdo a lo siguiente (fig. 4.3):
- En las trabes exteriores, se encuentran a 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior.
 - En las trabes interiores, se encuentran a 0.50 de su claro.
 - En la trabe central, cuando el número de crujeas es impar, o en las dos centrales, si es par, la posición de los puntos de inflexión está forzada por condiciones de simetría y equilibrio.
- c) La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye en la forma siguiente:
- En el primer entrepiso, una fuerza cortante igual a:

$$V_c = \left[\frac{N - 0.5}{N + 1} \right] V \quad (4.3)$$

se distribuye directamente entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces, esto es:

$$V_{ci} = \left[\frac{R_{ci}}{\sum_{i=1}^n R_{ci}} \right] V_c \quad (4.4)$$

Otra fuerza cortante igual a:

$$V_t = V - V_c \quad (4.5)$$

se distribuye entre las crujeas, proporcionalmente a la ri-

gidez de la viga que las limita en la parte superior. La fuerza cortante de cada crujía, se distribuye en partes iguales entre los dos columnas que la limitan, esto es:

$$V_{ti} = \frac{1}{2} \left[\frac{R_{ti}}{\sum_{i=1}^N R_{ti}} \right] V_t \quad (4.6)$$

Se suman las fuerzas cortantes ya distribuidas en cada columna, es decir:

$$V_i = V_{ci} + V_{ti} \quad (4.7)$$

- En los entrepisos superiores, una fuerza cortante igual a:

$$V_c = \left[\frac{N - 2}{N + 1} \right] V \quad (4.8)$$

Se distribuye de igual manera que en el primer entrepiso -- (Expresión 4.4.). Otra fuerza cortante obtenida con la expresión 4.5, se distribuye como en el primer entrepiso (Expresión 4.6). Finalmente, se realizan las sumas según lo indica la expresión 4.7.

En las expresiones anteriores, se tiene para cada entrepiso:

V_{ci} , V_{ti} : Fuerzas cortantes correspondientes a cada columna i .

V_i : Fuerza cortante total en cada columna i

R_{ci} : Rigidez de la columna i

R_{ti} : Rigidez de la trabe i

V_c , V_t : Fuerzas cortantes que se distribuyen en las columnas

V : Fuerza cortante total

N : Número de crujías

m: Número de traves

n: Número de columnas

Con base en las hipótesis anteriores, se puede proceder de la misma manera que en el método de Portal.

4.2.3 METODO DEL FACTOR

El método se obtiene planteando las ecuaciones de pendiente de formación y haciendo en algunos pasos intermedios, las siguientes hipótesis (Cap. 1, Ref. 4):

- a) Definiendo el valor de ψ , como la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura de entrepiso (fig. 4.4), es decir:

$$\psi_i = \frac{d_i - d_{i-1}}{h_i} = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (4.9)$$

donde:

d_i, d_{i-1} : Desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos

Δ_i : Desplazamiento del entrepiso

h_i : Altura del entrepiso

se considera, para el cálculo de los desplazamientos lineales y angulares en un piso, que son iguales los valores de ψ en dos entrepisos consecutivos.

- b) El desplazamiento angular de un nudo, y el de los extremos -- opuestos de todas las barras que concurren al mismo, son iguales (fig. 4.4).

De las hipótesis anteriores, se derivan los siguientes pasos:

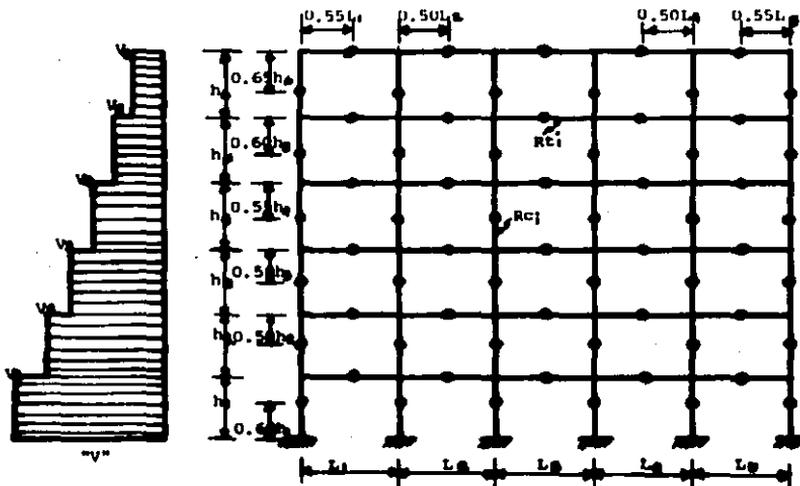


Figura 4.3 Localización supuesta de los puntos de inflexión en traves y columnas para el Método de Bowman.

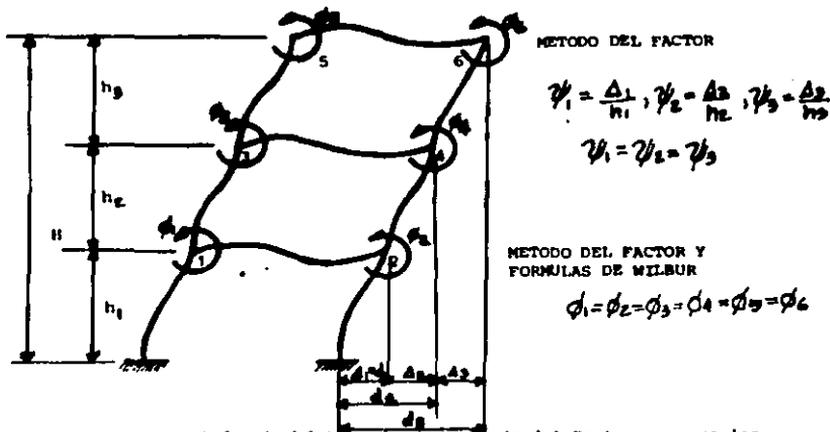


Figura 4.4 Hipótesis básica para el Método del Factor, y para las Fórmulas de Wilbur.

- i) Se calcula en cada nudo, el factor de viga G_n , definido como:

$$G_n = \frac{\sum R_{cn_i}}{\sum R_{ni}} \quad (4.10)$$

donde:

R_{cn_i} : Rigidez de cada columna i que concurre al nudo.

R_{ni} : Rigidez de cada columna o trabe i que concurre al nudo.

- ii) Se calcula en cada nudo, el factor de columna C_n , definido como:

$$C_n = 1 - G_n \quad (4.11)$$

- iii) Se obtiene para cada pieza, viga o columna, en cada extremo, el valor de la suma de su factor más la mitad del factor correspondiente al extremo opuesto de la misma pieza (incluyendo los apoyos).

- iv) Se obtienen los siguientes valores:

$$R_c \left(C + \frac{C'}{2} \right) \quad (4.12)$$

en cada extremo de cada columna, y:

$$R_t \left(G + \frac{G'}{2} \right) \quad (4.13)$$

en cada extremo de cada viga.

En estas expresiones:

R_c , R_t : Rigidez de la pieza (de columna y de viga respectivamente).

C , G : Factor de columna y factor de viga respectivamente, del extremo de la pieza en cuestión.

C' , G' : Factor de columna y factor de viga respectivamente, del extremo opuesto al extremo de la --

pieza en cuestión

v) Se realizan las siguientes sumas:

$$\sum R_c \left(C + \frac{C'}{2} \right) \quad (4.14)$$

para cada entrepiso, considerando todos los extremos de todas las columnas.

$$\sum R_t \left(G + \frac{G'}{2} \right) \quad (4.15)$$

para cada nudo, considerando los extremos concurrentes de las vigas.

vi) Se calcula el momento de piso, multiplicando la fuerza cortante por la altura, correspondientes al entrepiso en cuestión, esto es:

$$M_p = V h \quad (4.16)$$

donde:

M_p : Momento de piso

V : Cortante total sobre el entrepiso considerado.

h : Altura del entrepiso considerado.

vii) Se distribuye el momento de piso, entre las columnas, de acuerdo a los valores obtenidos con la expresión 4.12, y a la proporción que guardan con respecto a la suma de la expresión 4.14. En cada extremo de cada columna, su momento vale:

$$M_c = \left[\frac{R_c \left(C + \frac{C'}{2} \right)}{\sum R_c \left(C + \frac{C'}{2} \right)} \right] M_p \quad (4.17)$$

viii) Los momentos en las trabes, se calculan equilibrando la suma de momentos de los extremos de las columnas en cada nudo, con un momento en sus extremos concurrentes, proporcional al

valor obtenido en la expresión 4.13, con relación al valor obtenido en la expresión 4.15.

En cada nudo:

$$\sum M_t = -\sum M_c \quad (4.18)$$

y el valor del momento en el extremo concurrente de cada viga al nudo es:

$$M_{t,v} = \left[\frac{Rt \left(G + \frac{G'}{2} \right)}{\sum Rt \left(G + \frac{G'}{2} \right)} \right] \sum M_c \quad (4.19)$$

- ix) Se obtienen los otros elementos mecánicos, a partir de los momentos flexionantes determinados para los extremos de traveses y columnas.
- x) Se verifica el equilibrio general de la estructura.
- xi) Se trazan los diagramas de variación de los elementos mecánicos obtenidos, con los cuales se procede al prediseño.

4.2.4 FORMULAS DE WILBUR

En etapas preliminares, es necesario estimar los desplazamientos laterales que tendrá la estructura ante las cargas sísmicas. Con las fórmulas de Wilbur, se puede estimar en primera instancia la rigidez de los entrepisos. Posteriormente, con las rigideces y fuerzas cortantes de entrepiso, se pueden obtener en forma aproximada, los desplazamientos laterales de la estructura. Estas fórmulas se basan en las siguientes hipótesis (Cap. 1, Ref. 4):

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

caso (fig. 4.4).

- b) Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesa, son iguales a la de éste (fig. 4.4).

De las hipótesis anteriores, resultan las siguientes expresiones:

- Para el primer entrepiso, cuando las columnas están empotradas en la base, su rigidez es:

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum R_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum R_{t1}} + \left(\frac{\sum R_{c1}}{12} \right) \right]} \quad (4.20)$$

Suponiendo las columnas articuladas en la base, la rigidez del primer entrepiso es:

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[\frac{8h_1}{\sum R_{c1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum R_{t1}} \right]} \quad (4.21)$$

- Para el segundo entrepiso, cuando las columnas están empotradas en la base, su rigidez es:

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum R_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum R_{t1}} + \left(\frac{\sum R_{c1}}{12} \right) + \frac{h_2 + h_3}{\sum R_{t2}} \right]} \quad (4.22)$$

Suponiendo las columnas articuladas en la base, la rigidez del segundo entrepiso es:

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum R_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum R_{t2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum R_{t1}} \right]} \quad (4.23)$$

- En los entrepisos siguientes, indistintamente de las condiciones de apoyo, su rigidez es:

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left[\frac{4h_i}{\sum R_{ci}} + \frac{h_{i-1} + h_i}{\sum R_{ti-1}} + \frac{h_i + h_{i+1}}{\sum R_{ti}} \right]} \quad (4.24)$$

para todo $i \neq 1, 2$. Además, los niveles i se enumeran de abajo - hacia arriba.

- En el entrepiso superior, su rigidez es:

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left[\frac{4h_i}{\sum R_{ci}} + \frac{2h_{i-1} + h_i}{\sum R_{ti-1}} + \frac{h_i}{\sum R_{ti}} \right]} \quad (4.25)$$

En estas expresiones, las unidades de las variables deben ser congruentes entre sí.

En las fórmulas anteriores:

R_i : Rigidez del entrepiso i

R_{ti} : Rigidez (I/L) de cada viga del nivel sobre el entrepiso i .

R_{ci} : Rigidez (I/L) de cada columna del entrepiso i

h_i : Altura del entrepiso i .

E : Módulo de elasticidad del material constitutivo de la estructura.

Para obtener los desplazamientos laterales aproximados de la estructura, se procede de la siguiente manera:

- i) Con ayuda de las fórmulas de Wilbur, se calculan las rigideces R_i de todos los entrepisos de la estructura.
- ii) Dado que en este tipo de estructuras, las deformaciones se deben principalmente a las fuerzas cortantes sísmicas, y -- que además, el desplazamiento lateral relativo de cada en--

entrepiso, puede considerarse independiente de los correspondientes a los otros entrepisos, se puede plantear la siguiente ecuación:

$$V_i = R_i \Delta X_i \quad (4.26)$$

y por tanto:

$$\Delta X_i = \frac{V_i}{R_i} \quad (4.27)$$

donde:

V_i : Fuerza cortante en el entrepiso i

R_i : Rigidez del entrepiso i

ΔX_i : Desplazamiento lateral relativo del entrepiso i

iii) Se suman los desplazamientos laterales relativos de todos los entrepisos, para obtener el desplazamiento lateral total de la estructura:

$$D = \sum \Delta X_i \quad (4.28)$$

iv) Para la etapa preliminar del diseño, se verifica que el desplazamiento obtenido con la expresión 4.28, no sea mayor -- que el desplazamiento máximo permisible, según el RDF.

La estimación de las rigideces de entrepiso, también es útil para la determinación preliminar de algunas propiedades dinámicas de la estructura (Apéndice A).

El modelo analítico de las estructuras a base de marcos (con $\rho > 0.1$), permite una idealización más, para considerar sus propiedades y comportamientos dinámicos, es decir, con ciertas hipótesis -- adicionales, la estructura se puede visualizar como un sistema vibratorio de varios grados de libertad con masas estrechamente acopladas (Cap. 5, Ref. 4), cuya matriz de rigidez, se puede ensamblar

en banda de la manera siguiente:

$$[K] = \begin{bmatrix} R_1 + R_2 & -R_2 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ -R_2 & R_2 + R_3 & -R_3 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -R_3 & R_3 + R_4 & \dots & -R_{i-1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & R_{i+1} & \dots & R_n & -R_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & -R_n & R_n \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

4.3 METODOS EXACTOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

Para determinar la respuesta de la estructura en una etapa definitiva, es necesario utilizar métodos exactos de análisis, ya que con los resultados obtenidos de estos métodos, se procede a un dimensionamiento y detallado de la estructura también en forma definitiva.

Existe un sin número de métodos exactos de análisis estructural; sin embargo, en la actualidad se emplean preferentemente métodos matriciales como los métodos de rigideces, flexibilidades y más recientemente el método del elemento finito, debido a su gran eficiencia cuando se adaptan a sistemas de cómputo.

En las Referencias 2 y 4 (Caps. 1 y 2) se presentan a nivel introductorio las bases teóricas para el desarrollo de estos métodos; además recomiendan otras publicaciones más especializadas sobre los métodos de análisis estructural.

Por otro lado, existen otros métodos exactos de análisis que en general son de tipo iterativo, tales como los métodos de

Cross, Ritter-Cross, y Kaní. Como estos métodos convergen a resultados exactos dependiendo del número de iteraciones que se realicen, pueden resultar menos eficientes cuando se adaptan a sistemas de cómputo; sin embargo, cuando no se cuenta con la ayuda de computadoras, estos métodos constituyen la opción más viable para realizar el análisis "exacto" de una estructura. Respecto a estos métodos, las Referencias 1 (Cap. 5) y 20 (Parte A), proporcionan una descripción bastante adecuada sobre los métodos iterativos.

En esta sección, se describen únicamente los métodos de rigideces y de Ritter-Cross, ya que éstos son los más comúnmente empleados dentro de los tipos matricial e iterativo respectivamente.

4.3.1 METODO MATRICIAL DE RIGIDECES

El método matricial de rigideces, se apoya básicamente en - las hipótesis que dan como resultado la determinación de las propiedades de rigidez y de deformación elásticas, que tienen las barras de sección constante (para barras de sección variable, es necesario hacer algunas modificaciones a sus propiedades). En este método, se establece la influencia de las deformaciones y fuerzas internas, que aparecen en cada barra de acuerdo a su rigidez unitaria, sobre las deformaciones y fuerzas internas que aparecen en el resto de las barras que componen el marco. La superposición de las influencias de cada barra sobre las otras, da como resultado la matriz de rigideces, que sirve para analizar la respuesta de - la estructura bajo cualquier tipo de carga. El procedimiento a seguir es el siguiente (Ref. 2):

- i) Se numeran los nudos o puntos a donde concurren dos o más barras (uniones). Los apoyos completos (empotramientos), no se numeran.
Los apoyos incompletos (articulaciones y apoyos simples), sí se numeran, ya que son susceptibles a presentar algún grado de libertad (fig. 4.5).
- ii) Se numeran las barras.
- iii) Se arma el vector de desplazamientos no restringidos (grados de libertad). La dimensión de este vector columna, corresponde al número de grados de libertad importantes -- (giros y desplazamientos lineales de los nudos), que se - consideran en la estructura (fig. 4.6).
Como puede observarse en la figura 4.5 para cada nudo, es

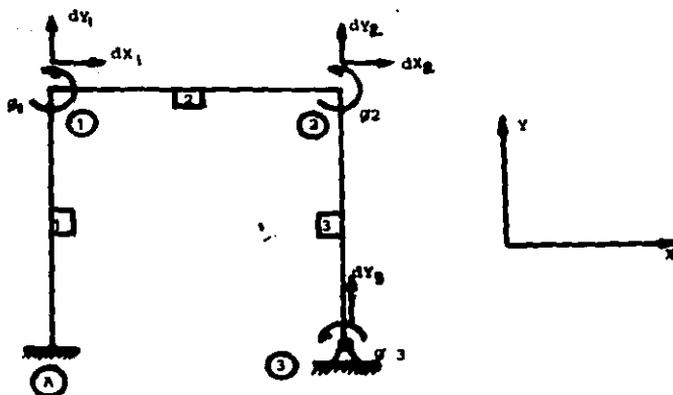


Figura 4.5 Grados de libertad en los nudos y apoyos de un marco (ref. 2)

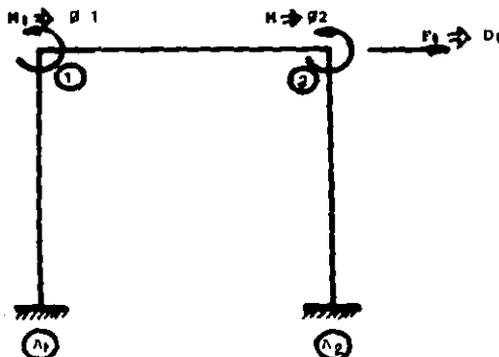


Figura 4.6 Grados de libertad importantes en los nudos de un marco y su relación con las fuerzas externas aplicadas.

trictamente se tienen tres grados de libertad (sólo en mode los bidimensionales); sin embargo, el número total de grados de libertad en la estructura, se puede reducir en algunos casos si se supone que las barras tienen una rigidez -- axial infinita. Lo anterior conduce a eliminar los grados - de libertad correspondientes a los desplazamientos verticales (dY_j), y a considerar solo un grado de libertad que corresponda al desplazamiento lateral de cada entrepiso, ya - que los desplazamientos horizontales (dX_j) de dos nudos del mismo entrepiso, son iguales según la suposición hecha ante riormente (fig. 4.6).

En el vector de desplazamientos, es común colocar primero todos los giros, y al final los desplazamientos lineales -- (aunque es indiferente), quedando de la siguiente manera:

$$\{d\} = \left\{ \begin{array}{c} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \vdots \\ \theta_n \\ \hline D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_m \end{array} \right\}$$

donde:

$\{d\}$: Vector de desplazamientos de toda la estructura

D_i : Desplazamiento lineal (lateral) del entrepiso i

θ_j : Giro del nudo j

m : Número de desplazamientos lineales considerados

n : Número de giros considerados

iv) Se arma el vector de fuerzas externas que actúan sobre la estructura (acciones). Este vector, se compone de momentos y fuerzas aplicados en los nudos. Los momentos se relacionan con los giros, y las fuerzas laterales con los desplazamientos (fig. 4.6); por lo tanto, se deben colocar en el vector, con el orden correspondiente al vector de desplazamientos. Evidentemente, el vector de fuerzas y el vector de desplazamientos, tienen la misma dimensión, de tal manera que el vector de fuerzas queda:

$$\{F\} = \left\{ \begin{array}{c} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_n \\ \hline F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_m \end{array} \right\}$$

donde:

- $\{F\}$: Vector de fuerzas externas
 F_i : Fuerza lateral que actúa en el entrepiso i
 M_j : Momento que actúa en el nudo j
 m : Número de fuerzas que producen desplazamientos laterales en los entrepisos
 n : Número de momentos que producen giros en los nudos.

Cuando existen cargas transversales a los ejes de las barras (repartidas o concentradas, verticales u horizontales), es necesario suponer para los nudos, la condición extrema de apoyo como empotramiento; con esos apoyos y con las cargas transversales, se pueden conocer las reacciones

en los extremos, que se le comunican al nudo (extremo) correspondiente en forma de acciones (M_j , F_i), obteniéndose de esta manera, una estructura con condiciones de carga -- equivalentes (fuerzas y momentos sobre los nudos), a las -- de la estructura con condiciones de carga originales (fuerzas y momentos fuera de los nudos). Una vez que se han determinado las condiciones de carga equivalentes, se puede armar el vector equivalente de fuerzas externas.

v) Se arma la matriz de rigideces de la estructura. Si se considera que las barras que componen la estructura, trabajan esencialmente a flexión, se pueden definir las siguientes rigideces (flexionantes) para cada barra:

a) Rigidez angular de una barra de sección constante en sus extremos A y B. Es el momento que se necesita aplicar al extremo considerado, para producirle un giro -- unitario. Cuando el extremo contrario al considerado, se encuentra empotrado (fig. 4.7a), las rigideces angulares son:

$$R_A = \frac{4EI}{L} \quad (4.30)$$

$$R_B = \frac{2EI}{L}$$

Como consecuencia de estos momentos, aparecen fuerzas cortantes en los extremos:

$$V_A = -V_B = \frac{6EI}{L^2} \quad (4.31)$$

Cuando el extremo contrario al considerado, se encuentra articulado (fig. 4.7b), las rigideces angulares son:

$$R_A = \frac{3EI}{L} \quad (4.32)$$

$$R_B = 0$$

y las fuerzas cortantes que aparecen en los extremos son:

$$V_A = -V_B = \frac{3EI}{L^2} \quad (4.33)$$

En las expresiones anteriores:

R_A, R_B : Rigideces o momentos en los extremos A y B de la barra.

V_A, V_B : Fuerzas cortantes que aparecen en los extremos A y B de la barra debido a su rigidez angular.

E : Módulo de elasticidad.

I : Momento de inercia constante en toda la barra.

L : Longitud de la barra.

b) Rigidez lineal de una barra de sección constante en sus extremos A y B. Es el momento que se necesita aplicar al extremo considerado, para producirle un desplazamiento lateral unitario. Cuando el extremo contrario al considerado, se encuentra empotrado (fig. 4.8), las rigideces lineales son:

$$R_A = R_B = \frac{6EI}{L^2} \quad (4.34)$$

y como consecuencia de estos momentos, aparecen las fuerzas cortantes en los extremos:

$$V_A = -V_B = \frac{12EI}{L^3} \quad (4.35)$$

Cuando el extremo contrario al considerado, se encuentra articulado, no existe rigidez lineal en la barra, ya que ésto constituye un mecanismo inestable.

La matriz de rigideces total de la estructura, es de la -- forma siguiente:

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_{AA}] & [K_{AD}] \\ [K_{DA}] & [K_{DD}] \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

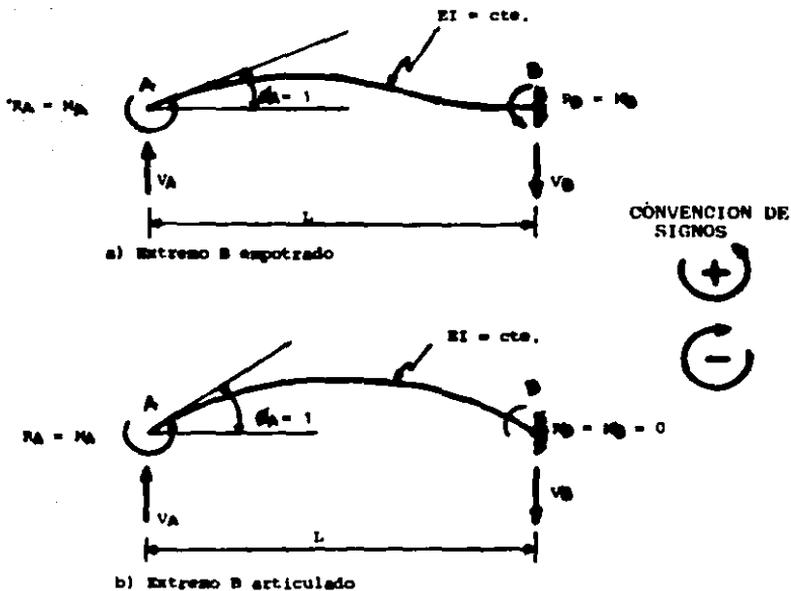


Figura 4.7 Rigidez angular de una barra con dos condiciones de apoyo en el extremo B.

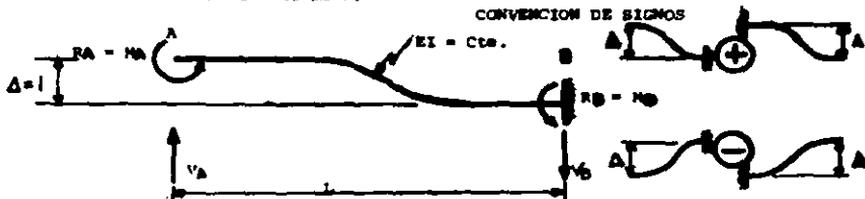


Figura 4.8 Rigidez lineal de una barra empotrada en el extremo B.

Para ensamblar la matriz, es conveniente dibujar la estructura y anotarle a cada elemento, los momentos y cortantes de rigidez que sean necesarios para responder a las deformaciones que -- las fuerzas externas le inducen.

Cada columna de la matriz de rigideces, corresponde a las fuerzas y momentos que aparecen en todos los nudos, al aplicar un giro o desplazamiento unitario en el nudo relacionado a la columna considerada, mientras los otros nudos se mantienen fijos, es -- decir, sin giros ni desplazamientos lineales (fig. 4.9).

Los elementos que componen la matriz de rigideces, se de-- terminan de la siguiente manera:

a) MATRIZ $[K_{\theta j}]$

Es una matriz cuadrada y su orden es: (número de nudos x -- número de nudos)

- Los elementos de esta matriz, corresponden a la suma de momen-- tos que aparecen en cada nudo o apoyo ($4EI/L$ y $2EI/L$), cuando se aplica un giro unitario a uno de los nudos, mientras los -- otros permanecen fijos.

b) MATRIZ $[K_{\theta D}]$

Es una matriz de orden: (número de nudos x número de despla-- zamientos lineales).

- Los elementos de esta matriz, corresponden a la suma de mo-- mentos que aparecen en cada nudo o apoyo ($6EI/L^2$), cuando se aplica un desplazamiento lateral unitario a uno de los entre-- pisos, mientras los otros se mantienen fijos.

c) MATRIZ $[K_{D\theta}]$

Es la matriz $[K_{\theta D}]$ transpuesta, y su orden es: (número de des-- plazamientos lineales x número de nudos). Operativamente, es--

to es:

$$[K_{00}] = [K_{00}]^T$$

d) MATRIZ $[K_{DD}]$

Es una matriz cuadrada y su orden es: (número de desplazamientos lineales x número de desplazamientos lineales).

- Los elementos de esta matriz, corresponden a la suma de fuerzas que aparecen en cada entrepiso ($12EI/L^3$), cuando se aplica un desplazamiento lateral unitario a uno de ellos, mientras los otros permanecen fijos.

vi) Para determinar los desplazamientos absolutos, se considera la relación básica fuerza-deformación elástica:

$$\{F\} = [K] \{d\} \quad (4.37)$$

y por lo tanto:

$$\{d\} = [K]^{-1} \{F\} \quad (4.38)$$

vii) Se obtienen los momentos flexionantes en los extremos de cada barra. Suponiendo que los desplazamientos calculados en el paso anterior, se deben básicamente a la flexión que sufren las barras, se pueden obtener los momentos en los extremos A y B de cada barra, con las ecuaciones de rigidez generalizadas:

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{4EI}{L} \phi_A + \frac{2EI}{L} \phi_B + \frac{6EI}{L^2} \Delta \\ M_B &= \frac{2EI}{L} \phi_A + \frac{4EI}{L} \phi_B + \frac{6EI}{L^2} \Delta \end{aligned} \quad (4.39)$$

Estas ecuaciones, se pueden modificar a una forma más sencilla (fig. 4.10):

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{4EI}{L} \theta_A + \frac{2EI}{L} \theta_B \\
 M_B &= \frac{2EI}{L} \theta_A + \frac{4EI}{L} \theta_B \\
 \text{y} \quad \theta_A &= \phi_A + \frac{\Delta}{L} \\
 \theta_B &= \phi_B + \frac{\Delta}{L}
 \end{aligned}
 \tag{4.40}$$

En las ecuaciones anteriores:

M_A, M_B : Momentos flexionantes en los extremos A y B - de la barra.

ϕ_A, ϕ_B : Giros en los extremos A y B de la barra.

Δ : Desplazamiento relativo entre los extremos A y B de la barra.

θ_A, θ_B : Giros modificados en los extremos.

Las ecuaciones 4.40, se pueden escribir matricialmente.

Cuando existen cargas transversales al eje de la barra, a los momentos obtenidos con estas ecuaciones, se les suman además, los momentos de empotramiento debidos a tales cargas, quedando finalmente:

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} M_{EA} \\ M_{EB} \end{Bmatrix}
 \tag{4.41}$$

viii) A partir de los momentos flexionantes determinados para los extremos de todas las barras y de las cargas transversales (si es que las hay), se obtienen los otros elementos mecáni

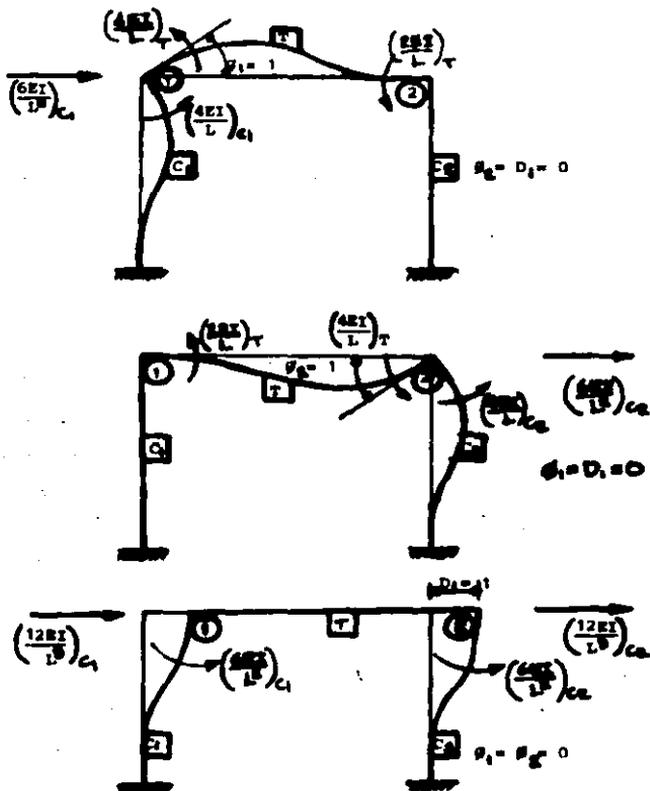


Figura 4.9 Secuencias para ensamblar la matriz de rigideces del marco de la figura 4.6.

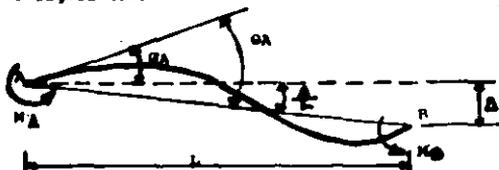


Figura 4.10 Desplazamientos por flexión en una barra, para obtener los momentos en los extremos A y B con las ecuaciones de rigidez modificadas.

cos (fuerza cortante y fuerza normal).

ix) Se verifica el equilibrio en cada nudo.

x) Se verifica el equilibrio general de la estructura.

xi) Se trazan los diagramas de variación de los elementos mecánicos obtenidos, con los cuales se procede al diseño definitivo.

4.3.2 OBTENCION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL POR MEDIO DEL PROCEDIMIENTO DE CONDENSACION ESTATICA.

Generalmente, para estructuras de marcos con varias crujeas y de varios pisos, las dimensiones de la matriz de rigideces total, resultan muy grandes debido a que tienen un número excesivo de grados de libertad, y en consecuencia, la resolución del sistema de ecuaciones se torna muy complejo y laborioso. Sin embargo, cuando no existen momentos externos actuando en los nudos, es posible relacionar únicamente fuerzas en los entresijos y desplazamientos laterales, mediante el procedimiento conocido como "condensación estática", de donde resulta la matriz de rigidez lateral. La ventaja de la matriz de rigidez lateral, es que su dimensión se reduce, ya que los únicos grados de libertad considerados, son los desplazamientos laterales, es decir, la dimensión de la matriz es: (número de desplazamientos laterales x número de desplazamientos laterales). Esto facilita la resolución del sistema de ecuaciones, obteniéndose primero el vector de desplazamientos laterales, y posteriormente, por medio de la relación matricial de este vector con el vector de giros, se puede obtener este último.

Por otro lado, en el análisis sísmico dinámico, es necesaria la matriz de rigidez lateral (Apéndice A), ya que relaciona los desplazamientos laterales con las fuerzas sísmicas horizontales, considerándose así en forma muy aproximada, el caso de un sistema vibratorio de varios grados de libertad, con masas estrechamente acopladas.

A continuación se describe el procedimiento de condensación estática para obtener la matriz de rigidez lateral (Cap. 5, Ref.1).

La matriz de rigidez total, se relaciona con los vectores de fuerzas y de desplazamientos de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} M \\ \vdots \\ F \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{\theta\theta} & K_{\theta D} \\ \vdots & \vdots \\ K_{D\theta} & K_{DD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ \vdots \\ D \end{Bmatrix} \quad (4.42)$$

que es idéntica a la ecuación 4.37. Haciendo $\{M\} = \{0\}$ para encontrar sólo la relación entre $\{D\}$ y $\{F\}$:

$$[K_{\theta\theta}]\{\theta\} + [K_{\theta D}]\{D\} = \{0\} \quad (4.43)$$

$$[K_{i\theta}]\{\theta\} + [K_{iD}]\{D\} = \{F\} \quad (4.44)$$

despejando $\{\theta\}$ de la ecuación 4.43:

$$\{\theta\} = - [K_{\theta\theta}]^{-1} [K_{\theta D}]\{D\} \quad (4.45)$$

sustituyendo la ecuación 4.45 en la ecuación 4.44:

$$\left([K_{iD}] - [K_{i\theta}] [K_{\theta\theta}]^{-1} [K_{\theta D}] \right) \{D\} = \{F\} \quad (4.46)$$

y como:

$$\{F\} = [K_L] \{D\} \quad (4.47)$$

entonces:

$$[K_L] = [K_{iD}] - [K_{i\theta}] [K_{\theta\theta}]^{-1} [K_{\theta D}] \quad (4.48)$$

En las ecuaciones anteriores:

$\{F\}$: Vector de fuerzas laterales.

$\{D\}$: Vector de desplazamientos laterales.

$[K_L]$: Matriz de rigidez lateral.

La matriz $[K_L]$ obtenida de esta forma, corresponde a cada uno de los marcos que componen la estructura. Para el análisis sísmico dinámico, se requiere una matriz de rigidez lateral total, que considere las matrices de todos los marcos alineados en la dirección de análisis; esto es, para cada una de las direcciones ortogonales de análisis sísmico, la matriz de rigidez lateral total es:

$$[K_L]_{TOT} = \sum_{i=1}^n [K_L]_i \quad (4.49)$$

donde:

$[K_L]_{TOT}$: Matriz de rigidez lateral total de la estructura en una de las dos direcciones de análisis sísmico dinámico.

$[K_L]_i$: Matriz de rigidez lateral del marco i alineado en la dirección de análisis.

n : Número de marcos alineados en la dirección de análisis.

4.3.3 OBTENCION DE LA RIGIDEZ LATERAL (ESCALAR) DE ENTREPISO PARA CADA MARCO.

Para repartir las fuerzas cortantes sísmicas entre los sistemas verticales de soporte (marcos), es necesario conocer las rigideces laterales de los entrepisos de cada uno. Una posibilidad,

es hacerlo matricialmente, en cuyo caso las rigideces laterales - de los entrepisos de cada marco, están incluidos en la matriz $[K]$ del marco. Sin embargo, lo más común es hacer la repartición en forma tabular, ya que, además de considerar el efecto directo del cortante sísmico, se incluyen otros efectos, como el efecto de -- torsión en planta de la estructura, y los efectos bidireccionales. Estos efectos se analizaron en el capítulo anterior.

El procedimiento para encontrar las rigideces de cada entrepiso de cada marco, es el siguiente:

- i) Se supone un sistema de cargas horizontales cualquiera, y se arma el vector $\{F\}$
- ii) Se obtiene la matriz de rigidez lateral $[K_L]$ del marco en cuestión, mediante el procedimiento de condensación estática.
- iii) Conocidos el vector $\{F\}$ y la matriz $[K_L]$, se hace:

$$\{D\} = [K_L]^{-1} \{F\} \quad (4.50)$$

- iv) Del vector $\{F\}$, se pueden conocer los cortantes que actúan en cada entrepiso del marco en cuestión, esto es:

$$V_i = \sum_{k=1}^i F_k \quad (4.51)$$

donde:

V_i : Fuerza cortante que actúa en el entrepiso i

F_k : Fuerza horizontal que se acumula hasta el entrepiso i

- v) Del vector obtenido $\{D\}$, se pueden conocer los desplazamientos relativos de cada entrepiso del marco considerado, es decir:

$$\Delta_i = D_i - D_{i-1} \quad (4.52)$$

donde:

Δi : Desplazamiento relativo del entrepiso i

D_i : Desplazamiento absoluto (total) del entrepiso i

Además $i = 1$ para el nivel más bajo, e $i = n$ para el nivel más alto.

vi) De acuerdo a la expresión 4.26, se puede obtener la rigidez de cada entrepiso y en cada marco como:

$$R_i = \frac{V_i}{\Delta i} \quad (4.53)$$

donde:

R_i : Rigidez del entrepiso i del marco en cuestión

4.3.4 METODO DE CROSS-RITTER

El método de Cross-Ritter, al igual que el método de rigideces, se basa en las hipótesis elásticas que definen las propiedades de rigidez y de deformación de las barras de sección constante. Sin embargo, a diferencia del método de rigideces, el método de Cross-Ritter no considera la interacción simultánea de todas las barras en la respuesta global, sino que se van obteniendo los elementos mecánicos en cada barra, los cuales influyen en las demás y modifican sus valores. El proceso se vuelve iterativo y converge hacia resultados exactos; sin embargo, el proceso se puede detener cuando se observe que los elementos mecánicos de cada barra ya no producen modificaciones en el resto, esto es, cuando la estructura queda en equilibrio interno apreciable.

Considerando que sólo las deformaciones por flexión son importantes, el método de Cross-Ritter para cargas laterales exclu-

sivamente, consiste en desarrollar el siguiente procedimiento:

- i) Se obtiene la rigidez angular de cada barra (en sus extremos), ya sean vigas o columnas, de acuerdo a las condiciones de apoyo en sus extremos, es decir, se emplean las siguientes fórmulas:

a) Para extremos empotrados en nudos rígidos:

$$R_{Ai} = \frac{4EI}{L} \quad (4.54)$$

con un factor de transporte al extremo contrario de:

$$\frac{R_{Ai}}{R_{Ai}} = \frac{2EI/L}{4EI/L} = 0.5 \quad (4.55)$$

b) Para extremos articulados:

$$R_{Ai} = \frac{3EI}{L} \quad (4.56)$$

con un factor de transporte al extremo articulado de:

$$\frac{R_{Ai}}{R_{Ai}} = \frac{0}{3EI/L} = 0 \quad (4.57)$$

- ii) Se obtienen los factores de distribución de momentos en cada nudo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F.D.i = \frac{R_{Ai}}{\sum_i R_{Ai}} \quad (4.58)$$

donde:

$F.D.i$: Factor de distribución correspondiente a la barra i que concurre al nudo en cuestión.

R_{Ai} : Rigidez angular de la barra i que concurre al nudo en cuestión.

iii) Se obtienen los factores de distribución del cortante lateral (sismico), para cada extremo de las columnas únicamente (son las que absorben todo el cortante sismico), considerando las rigideces angulares de todas las columnas de cada entrepiso, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$f_j = \frac{R_{Aj}}{2 \sum_j R_{Aj}} \quad (4.59)$$

donde:

f_j : Factor de distribución del cortante lateral para cada uno de los extremos de la columna j del entrepiso en cuestión.

R_{Aj} : Rigidez angular de la columna j del entrepiso en cuestión.

iv) Se calculan los momentos de empotramiento en los extremos de las columnas (los cuales se distribuyen posteriormente para equilibrar los nudos) con la siguiente expresión:

$$M_j = f_j (V_n h_n) \quad (4.60)$$

donde:

M_j : Momento de empotramiento en cada uno de los extremos de la columna j del entrepiso n

V_n : Cortante lateral actuante (sismico) en el entrepiso n

h_n : Altura del entrepiso n

v) En una tabla con una columna para cada barra (vigas y columnas), se procede iterativamente (tal como en el método de Cross) para equilibrar los momentos en los nudos, de acuerdo a las siguientes consideraciones:

a) Se efectúa una "corrección" para equilibrar la suma de momentos distribuidos y momentos transportados de todas

las columnas de cada entrepiso, aplicando el factor "fj", y asignando el valor resultante a cada extremo de cada columna j de dicho entrepiso, esto es:

$$C_j = - f_j \left[\sum_j (D_{Aj} + D_{Bj} + T_{Aj} + T_{Bj}) \right] \quad (4.61)$$

donde:

C_j : Momento corregido que se asigna a cada extremo de la columna j del entrepiso n.

D_{Aj} , D_{Bj} : Momento distribuido a cada extremo (A y B) de la columna j del entrepiso n, para equilibrar la suma de momentos en los nudos.

T_{Aj} , T_{Bj} : Momento transportado a cada extremo (A y B) de la columna j del entrepiso n.

b) En cada nudo, se efectúa una "distribución" para equilibrar la suma de momentos transportados y momentos corregidos, entre todas las barras que concurren a dicho nudo, aplicando el factor "F.D.i", esto es:

$$D_i = - F.D.i \left[\sum_i (T_i + C_i) \right] \quad (4.62)$$

donde:

D_i : Momento distribuido al extremo de la barra i que concurre al nudo en cuestión para equilibrarlo.

T_i : Momento transportado al extremo de la barra i que concurre al nudo en cuestión.

C_i : Momento corregido en cada extremo de la columna i, que concurre al nudo en cuestión.

NOTA: En la primera distribución, solo se equilibra el momento de empotramiento M_j obtenido para cada extremo de todas las columnas del marco, o la suma de dicho momento y un momento de empotramien

to en las vigas debido a cargas verticales (si es que las hay).

Las iteraciones se suspenden con la obtención de una distribución (D_i) en todas las barras, cuando los valores de D_i , T_i y C_i , son pequeños y ya no ameritan una nueva iteración para equilibrar los momentos.

- vi) Para cada extremo de todas las barras, se suman todos los valores de D_i , T_i y C_i que se generaron en las iteraciones (contenidos en cada columna, de la tabla de resolución), obteniéndose los momentos finales, y de acuerdo a la convención de signos (positivo en sentido contrario al de las manecillas del reloj), resultan ser los de diseño.
- vii) Se verifica el equilibrio en cada nudo.
- viii) Se verifica el equilibrio general del marco.
- ix) Con los momentos flexionantes obtenidos para los extremos de todas las barras, se obtienen los otros elementos mecánicos (fuerza cortante y fuerza normal).
- x) Se trazan los diagramas de variación de los elementos mecánicos obtenidos, con los cuales se procede al diseño definitivo.

**5. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS
DE LA ESTRUCTURA.**

5. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA (DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO)

5.1 ASPECTOS GENERALES

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos, es el relativo al dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que se pueda garantizar un comportamiento congruente de la estructura, con lo que se ha supuesto en el análisis. Este aspecto, forma parte de la fase correspondiente a la DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA, o del diseño propiamente dicho. En el capítulo 2, se describieron los requisitos y precauciones que deben seguirse en cuanto a la estructuración y al arreglo de elementos estructurales, para conseguir un buen comportamiento sísmico de la estructura como un sistema global. Para poder garantizar el buen comportamiento sísmico de la estructura, es necesario garantizar primero el buen comportamiento de los elementos estructurales considerados como sistemas particulares y subsistemas de la estructura; por lo tanto, es necesario fijar algunos requisitos para el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales. Estos requisitos se basan principalmente en la seguridad y funcionalidad que se deben proporcionar a una estructura; sin embargo, considerar estos aspectos, puede resultar un tanto subjetivo según cada proyectista; es por eso que los reglamentos, y -- particularmente el RDF, se encargan de unificar los distintos criterios, lográndose una normatividad en el diseño.

Por otro lado, al igual que la estructura total se somete a

un procedimiento de análisis estructural para conocer su respuesta, cada elemento estructural se somete a un análisis de acuerdo a la MECANICA (RESISTENCIA) DE MATERIALES, para conocer la respuesta más elemental de las estructuras que son los esfuerzos y las deformaciones unitarias. Los requisitos de seguridad que establece el RDF, se relacionan principalmente con la falla de los elementos estructurales, es decir, con la pérdida de capacidad de éstos para soportar cargas. Para determinar estos requisitos, es necesario conocer las propiedades mecánicas básicas (resistencia, rigidez y ductilidad) de cada material y de cada elemento estructural ante distintas condiciones de carga o solicitaciones. Estas propiedades, se deducen con base en la experimentación, y posteriormente, se correlacionan en forma analítica, lo que finalmente, marca la pauta a seguir para definir los límites de falla, con la posibilidad de lograr cierta seguridad ante ellos.

Los requisitos de funcionalidad, se relacionan con las condiciones de servicio en que opera normalmente la estructura, e implica un comportamiento que permita desarrollar adecuadamente las funciones para las cuales fue concebida. Para determinarlos, se procede de la misma manera que en la determinación de los requisitos de seguridad, aunque evidentemente, las propiedades de cada material y de cada elemento estructural que interesan en este caso, son en gran parte, diferentes a las consideradas en cuestión de seguridad (susceptibilidad a agrietamientos, vibraciones, deformaciones excesivas, etc.).

Es importante recalcar que en el diseño sismorresistente, lo que conduce a una estructura económica, es la capacidad que se

le pueda proporcionar al diseñarla, para disipar energía sísmica mediante deformaciones inelásticas (ductilidad). Como esta capacidad se rige por el número de secciones que llegan a entrar en el intervalo inelástico, y por la ductilidad que pueden desarrollar, deben conjugarse la experiencia que se tenga para arreglar los -- elementos estructurales (sistemas estructurales) en busca de un -- comportamiento dúctil, y la capacidad que estos elementos tienen intrínsecamente para lograr ductilidad (debido básicamente a las capacidades de los materiales constitutivos y a la manera en que a veces se combinan para conformar al elemento).

Resulta claro que cada sistema estructural, se comporta de distinta forma dependiendo de los materiales constitutivos, es -- por ello que se hace necesario establecer requisitos de dimensionamiento y detallado específicos, para cada uno de los materiales comunes en la construcción.

5.2 PRESENTACION DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

En el comportamiento de una estructura ante las sollicitaciones inducidas, existen dos estados fundamentales que a los reglamentos les sirven como índices para establecer los "criterios de diseño" más apropiados; éstos son:

- Estado límite de falla
- Estado límite de servicio.

En el primero, se pone en evidencia la necesidad imperante de cierta "seguridad" para evitar que se produzcan fallas en la -- estructura. En el segundo, se presenta la necesidad de garantizar que la estructura pueda operar adecuadamente ante las condiciones

de funcionamiento normal (servicio). La mayor importancia que merece la consideración de los estados límite de falla, es en realidad la que define más claramente los criterios de diseño que establecen los reglamentos.

Para poder tratar adecuadamente el problema de la seguridad ante la falla de la estructura, es necesario plantear el diseño - en términos que permitan identificar claramente contra qué se pretende tener seguridad, dónde se deben aplicar "factores de seguridad", y qué efectos éstos pretenden cubrir (Cap. 2, Ref. 3). A los criterios de diseño que consideran los estados límite de falla y la seguridad necesaria para evitar llegar a ellos, se les conoce como criterios de diseño por resistencia. Desafortunadamente, los distintos grados de incertidumbre que se tienen para cada variable y aspecto del diseño, obliga a emplear factores de seguridad parciales que se toman en cuenta específicamente donde se presentan las incertidumbres. Definitivamente, esta forma de proceder da lugar a una falta de uniformidad en los niveles de seguridad, pues la acumulación de factores parciales no conduce con precisión al factor de seguridad global que se pretende obtener; además, aumenta la complejidad y la laboriosidad de los criterios de diseño. Sin embargo, lo anterior constituye el camino a seguir más sensato, ya que el empleo de un solo factor de seguridad global, puede conducir a diseños excesivamente escasos o a diseños excesivamente sobrados en algunas porciones de la estructura, lo cual se percibe como un criterio por demás incongruente con las necesidades del diseño para lograr su optimización.

Los factores de seguridad, se consideran en las dos partes

en que se concentran la mayor cantidad de incertidumbres dentro del proceso de diseño:

- a) En la resistencia de los materiales de acuerdo a la función básica de cada elemento estructural como un subsistema del sistema estructura. Los factores en este caso, se aplican para reducir conservadoramente los esfuerzos resistentes de los materiales, o los valores de resistencia que proporciona una fórmula empírica. Algunas de las incertidumbres que estos factores intentan cubrir son, las desviaciones en la resistencia de los materiales con respecto a la media, los modos de falla de los elementos estructurales (y en consecuencia también de los materiales) ante diversas condiciones de carga (que generan diferentes elementos mecánicos), etc.
- b) En las acciones que obran sobre la estructura. También se pueden aplicar sobre los elementos mecánicos, ya que éstos son generados directamente por las acciones. La función de los factores en este caso, consiste en aumentar los valores de las acciones de acuerdo a una cierta probabilidad de que éstos sean excedidos. Estos factores, buscan cubrir las incertidumbres que se presentan en la determinación de la magnitud de las acciones, debidas principalmente, a la complejidad que implica elaborar los modelos de los agentes externos que actúan sobre la estructura, y al hecho de que, como en general dicha magnitud se presenta en forma variable e incluso aleatoriamente (tal es el caso de los efectos de origen sísmico), la evaluación de las acciones se realiza con base en estudios probabilísticos.

Por otro lado, los criterios de diseño que se establecen en los reglamentos, se adaptan a dos modalidades o presentaciones diferentes:

- i) Criterio de diseño por estados límite
- ii) Criterio de diseño por esfuerzos admisibles

A continuación se describen brevemente cada uno de ellos.

5.2.1 CRITERIO DE DISEÑO POR ESTADOS LIMITES

El planteamiento de estados límite antes mencionado, conduce en forma directa a un criterio de diseño por resistencia, en el cual, en términos generales, la revisión consiste en comprobar que se cumpla la desigualdad siguiente (Cap. 2, Ref. 3):

$$Fr \ R > \sum Fa \ A \quad (5.1)$$

donde:

Fr : Factor de reducción de resistencia

R : Resistencia del elemento estructural ante algún elemento mecánico específico.

Fa : Factor de incremento de acciones o elementos mecánicos (factor de carga).

A : Acciones combinadas entre sí que obran sobre el elemento estructural y provocan la aparición de los elementos mecánicos.

En los reglamentos, este criterio también se conoce como diseño por resistencia última, o diseño plástico, ya que para la obtención de la resistencia del elemento estructural, se considera la incursión de éste en etapas de comportamiento inelástico o - -

plástico, por lo tanto se puede determinar una resistencia realmente máxima, es decir, su resistencia última.

5.2.2 CRITERIO DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

Si en la desigualdad 5.1, tanto la resistencia como los elementos mecánicos o acciones, se dividen entre un coeficiente "K" para convertirlos en términos de esfuerzos, y si además el factor de incremento de acciones es el mismo para todas aquellas que se presentan sobre el elemento estructural, se puede modificar esta desigualdad, quedando de la forma siguiente (Cap. 2, Ref. 3):

$$F_r \frac{R}{K} > F_a \sum \frac{A}{K} \quad (5.2)$$

que también se puede escribir como:

$$F_r f_r > F_a \sum f_a \quad (5.3)$$

donde:

K : Coeficiente que depende en general de diversas propiedades geométricas que convierten las resistencias y elementos mecánicos en términos de esfuerzos.

f_r : Esfuerzo resistente del elemento estructural

f_a : Esfuerzo inducido por los elementos mecánicos

La desigualdad 5.3, se puede expresar como:

$$\frac{F_r}{F_a} f_r > \sum f_a \quad (5.4)$$

En la desigualdad anterior:

$$f_p = \frac{F_r}{F_a} f_r \quad (5.5)$$

donde:

f_p : Esfuerzo admisible o permisible.

Por lo tanto, para este criterio, la revisión consiste en comprobar que se cumpla la siguiente desigualdad

$$f_p > \sum f_a \quad (5.6)$$

Como puede observarse en la expresión 5.5, el esfuerzo permisible se puede determinar en forma más general como una fracción "y" del esfuerzo máximo resistente. Esto ha conducido durante mucho tiempo, a considerar fracciones del esfuerzo resistente que cubran claramente un intervalo de comportamiento elástico, de tal forma que con estos valores se garantice una respuesta de la estructura esencialmente elástica, y se justifiquen más fácilmente los métodos de análisis estructural que toman esta hipótesis básica.

5.3 CRITERIOS DE DISEÑO DISPUESTOS EN EL RDF

Los criterios de diseño dispuestos en el RDF, se han orientado principalmente, hacia el diseño por estados límite, ya que los estudios que se han realizado sobre las teorías inelásticas o plásticas de comportamiento estructural, son suficientemente sólidos como para plantear estos criterios formalmente a nivel reglamentario.

A continuación se describen algunos de los puntos principales dispuestos en el RDF como criterios de diseño.

5.3.1 DEFINICION DE LOS ESTADOS LIMITE

Según el artículo 183 del RDF, se considerará como ESTADO LIMITE DE FALLA, cualquier situación que corresponda al agotamien

to de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material y tipo de estructura.

Por otro lado, se considerará como ESTADO LIMITE DE SERVICIO, la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas (Art. - 184, RDF).

5.3.2 COMBINACIONES DE ACCIONES

Según el artículo 188 del RDF, la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto de tres tipos de combinaciones de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de --ocurrir simultáneamente (Tabla 5.1):

- i) Combinaciones que incluyen acciones permanentes y acciones variables. Se considerarán todas las acciones permanentes y todas las acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima, y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
- ii) Combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales. Se considerarán todas las acciones permanentes, todas las acciones variables con sus valores instantá-

neos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

iii) Como caso particular, en el diseño sismorresistente deben - combinarse los efectos de las acciones sísmicas en dos direcciones ortogonales (fig. 5.1), adoptando intensidades de diseño (análisis sísmico).

5.3.3 FACTORES DE CARGA

De acuerdo al artículo 194 del RDF y a la sección 8 de las NTC, el factor de carga se tomará igual a alguno de los valores - siguientes (Tabla 5.1):

- i) Para el primer tipo de combinaciones según se describió en la subsección 5.3.2, se aplicará un factor de carga de 1.4 para estructuras clasificadas como tipo B. Para estructuras tipo A, se aplicará un factor de carga igual a 1.5.
- ii) Para el segundo tipo de combinaciones según se describió en la subsección 5.3.2, se aplicará un factor de carga igual a 1.1.
- iii) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.
- iv) Para la revisión de estados límite de servicio, se tomará - en todos los casos un factor de carga unitario.
- v) Para combinaciones de acciones sísmicas en dos direcciones ortogonales, según se describió en la subsección 5.3.2 como tercer tipo, se aplicará un factor de 1.1 para las acciones sísmicas sobre la dirección de análisis, y un factor de 0.3 para las acciones sísmicas sobre la dirección perpendicular

CASO	Categoría de combinación	Acciones de diseño *	Factores de carga	COMENTARIOS
1	I	C.M. + C.V.	1.4 para const. Grupo B 1.5 para const. Grupo A	C.M. → Intensidad máxima C.V. → Intensidad máxima
2	II	C.M. + C.V. ± C.S.	1.1	C.M. → Intensidad máxima C.V. → Intensidad máxima C.S. → Intensidad máxima
3	Revisión ante los efectos favorables de las cargas	C.M. ± C.S.	0.9 para C.M. 1.1 para C.S.	C.M. → Intensidad mínima C.V. → Intensidad mínima = 0 C.S. → Intensidad máxima
4	Revisión de los estados límite de servicio	C.M. + C.V.	1.0	C.M. → Intensidad promedio C.V. → Intensidad promedio
5	III	(C.M. + C.V.) ± C.S.x ± C.S.y	1.1 para C.M., C.V. y C.S. (en la dirección de análisis) 0.3 para C.S.	C.M. → Intensidad máxima C.V. → Intensidad instantánea C.S.x, y → Intensidad máxima

* C.M.: Carga muerta
C.V.: Carga viva
C.S.: Carga sísmica

Tabla 5.1 Ejemplificación de combinaciones y factores de carga (para el diseño sísmico de edificios).

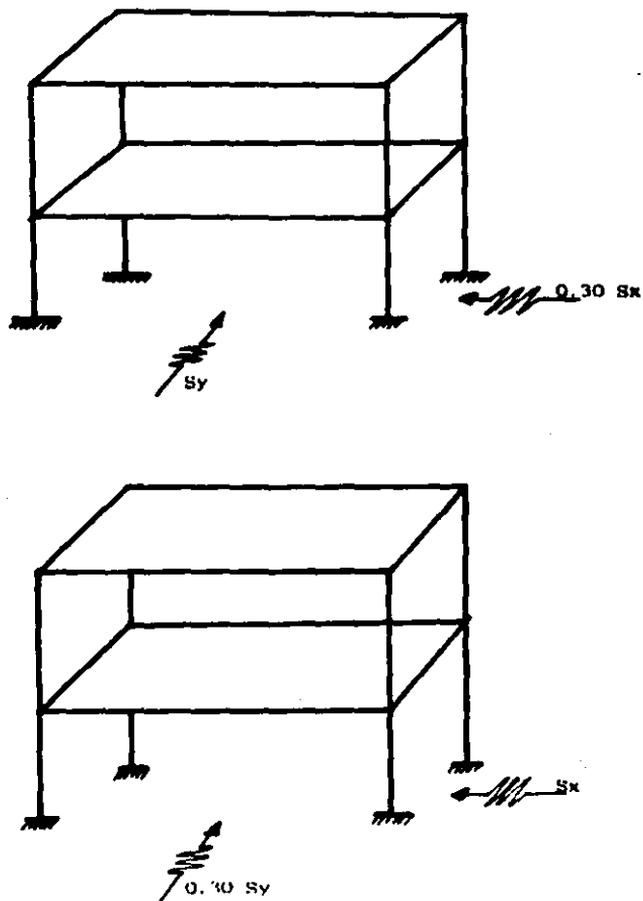


Figura 5.1 Consideración de dos componentes horizontales ortogonales de la carga sísmica

a la de análisis.

5.3.4 DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LA ESTRUCTURA

Como resultado de la verificación de la seguridad de los estados límite contra los elementos mecánicos que las acciones inducen a la estructura, surgen los requisitos de dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales.

Las incertidumbres que existen en la determinación de acciones, se absorben por medio de los factores de carga, combinándose las que tengan mayor probabilidad de ocurrir simultáneamente, según se describió en las subsecciones anteriores.

Por otro lado, las incertidumbres en la determinación de los estados límite de falla, es decir, de la resistencia de los elementos estructurales, se absorben por medio de factores de reducción que dependen básicamente del material constitutivo, de la función específica del elemento (trabe, losa, columna, muro, - - etc.), y del tipo de falla que rige este estado límite (por flexión, cortante, fuerza axial, etc.). De acuerdo a lo anterior, resulta evidente que los factores de reducción de resistencia, varían de un material constitutivo a otro, lo cual impide que se les considere en forma general (como a los factores de carga).

Debido a las discrepancias entre los comportamientos estructurales de los diferentes materiales comunes en la construcción, se ha hecho necesario reglamentar o uniformizar los criterios de dimensionamiento y detallado de las estructuras para cada material constitutivo. Particularmente, el RDF proporciona Normas Técnicas Complementarias (Refs. 8, 9, 10, 11, 12), en las cuales se cubren

ampliamente los requisitos de dimensionamiento correspondientes a cada material estructural; sin embargo, los requisitos de detallado requieren mayor atención que la proporcionada por las Normas, sobre todo cuando la estructura debe resistir los efectos sísmicos a los cuales se somete.

En las secciones siguientes (5.4 y 5.5), se describen los - requisitos de detallado más importantes en el diseño sismorresistente de edificios construidos a base de concreto reforzado y acero, que son los materiales más comúnmente empleados en este tipo de obras civiles. Los requisitos de dimensionamiento, e incluso - de detallado, así como los comportamientos y fenómenos propios de estos dos materiales, se remiten a la consulta de las Referencias 13 (Concreto) y 14 (Acero), además de las correspondientes Normas Técnicas Complementarias (Refs. 8 y 9).

Con relación a los estados límite de servicio, el RDF establece para su revisión, requisitos que debe cumplir la estructura a nivel general, basados esencialmente, en la limitación de deformaciones excesivas debidas tanto a cargas gravitacionales (verticales), como a cargas sísmicas (horizontales). En la figura 5.2 se resumen tales requisitos. En la mayoría de los casos, los re--quisitos para un comportamiento satisfactorio ante los estados límite de servicio, no condiciona al diseño, aunque también es po--sible que influyan en el dimensionamiento y detallado de la estructura.

Otros estados límite de servicio como agrietamientos, vibra--ciones (que pueden resultar excesivas e incómodas), y aislamien--tos térmicos y acústicos entre otros, dependen una vez más, de ca

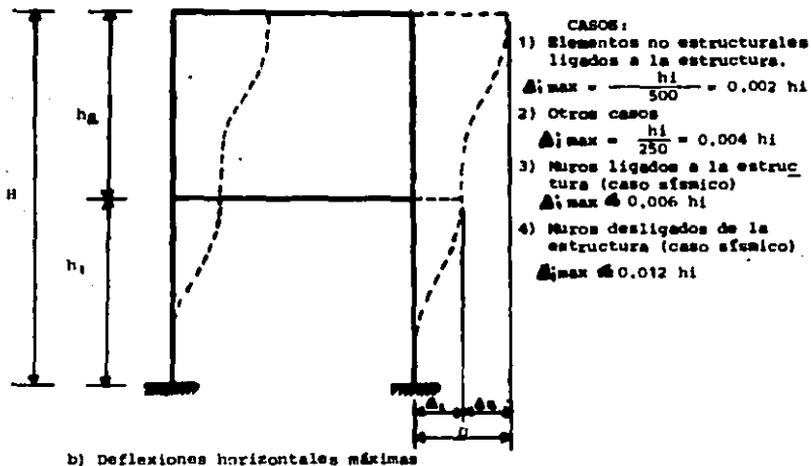
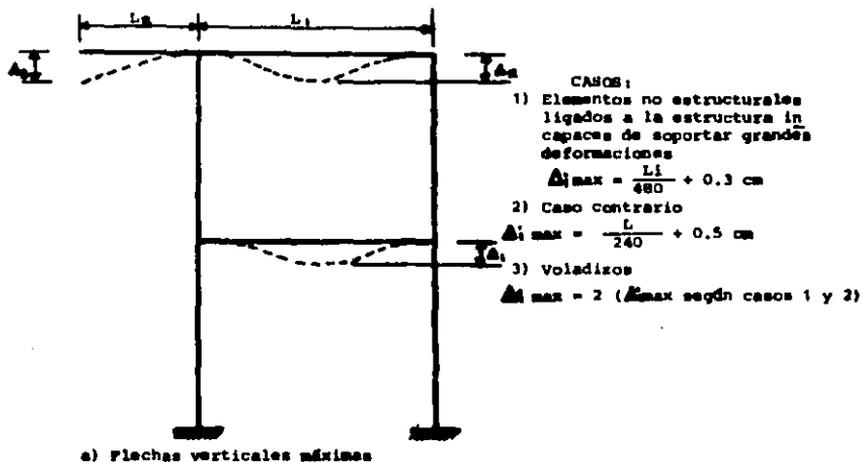


Figura 5.7 Revisión de estados límite de servicio para construcciones comunes

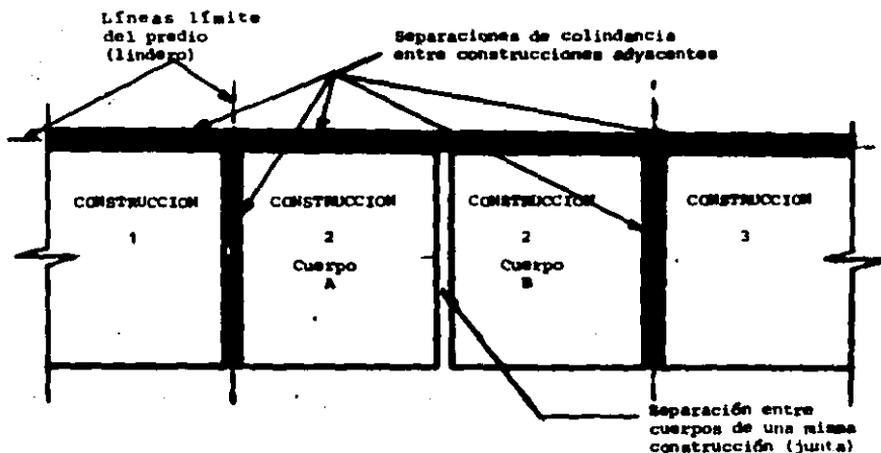
da material constitutivo de los elementos estructurales, por lo que los requisitos contra estos estados límite, se consideran en las correspondientes Normas Técnicas Complementarias.

Finalmente, aunque ante efectos sísmicos, no se puede hablar estrictamente de estados límite de servicio, ya que tales efectos no se consideran parte del funcionamiento normal de la estructura, es posible restringir el comportamiento de la estructura, para que éste sea adecuado y no perjudique a otras construcciones, e incluso para que no se dañe ella misma. Como ejemplo, se pueden mencionar los requisitos de separación entre construcciones adyacentes o entre cuerpos de una misma construcción, para evitar que ante movimientos sísmicos, puedan chocar unas con otras (fig. 5.3).

5.4 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Uno de los puntos más importantes en el diseño de estructuras resistentes a sismos, se relaciona con el hecho de que las secciones individuales de los elementos estructurales, sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, pueda desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso (Cap. 6, Ref. 3).

Las estructuras de concreto, merecen especial atención, ya que son las más comunes y además requieren de diversas precauciones para lograr ductilidad, sobre todo en cuanto a su detallado.



CASOS

1) SEPARACION ENTRE CONSTRUCCION Y LINDERO

$$S_i = \begin{cases} 5 \text{ cm.} \\ D_i + \begin{cases} 0,001 (H_i) \rightarrow \text{ZONA I} \\ 0,003 (H_i) \rightarrow \text{ZONA II} \\ 0,006 (H_i) \rightarrow \text{ZONA III} \end{cases} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \text{EL MAYOR}$$

D_i : Desplazamiento lateral total de la estructura i (obtenida en el análisis)

H_i : Altura total de la estructura i

2) SEPARACION ENTRE CONSTRUCCIONES ADYACENTES

a) Entre construcciones 1 y 2

$$S_{\text{TW.}} \geq S_1 + S_2$$

b) Entre construcciones 2 y 3

$$S_{\text{TW.}} \geq S_2 + S_3$$

3) SEPARACION ENTRE CUERPOS DE UNA MISMA CONSTRUCCION (A y B)

$$S_{\text{TW.}} \geq S_A + S_B$$

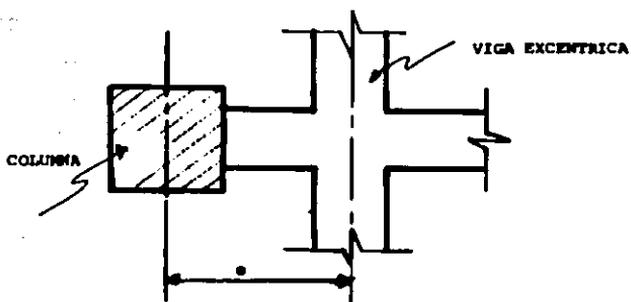
Figura 5.3. Separaciones entre construcciones adyacentes.

5.4.1 VIGAS

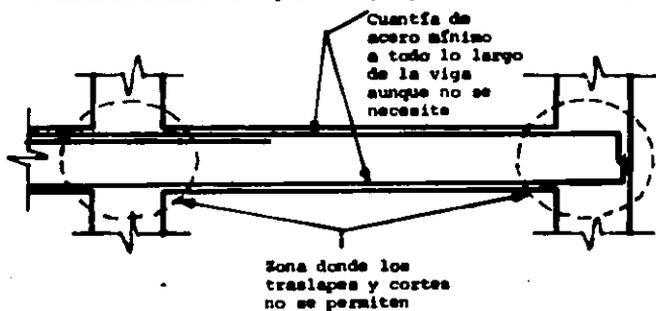
- A) Los requisitos de detalle geométrico para vigas, son principalmente (Cap. 6, Ref. 3):
- i) Limitación en las relaciones ancho-peralte y longitud-peralte, para evitar que la excesiva esbeltez de la sección, provoque problemas de pandeo lateral que limiten la ductilidad que puede desarrollarse.
 - ii) Limitación de la excentricidad entre el eje de la viga y el eje de la columna (fig. 5.4a), para asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin que aparezcan esfuerzos importantes por cortante y torsión.
- B) Los requisitos de detalle con respecto al acero de refuerzo longitudinal, son básicamente (Cap. 6, Ref. 3):
- i) Colocación de una cuantía mínima de refuerzo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga (fig. 5.4b). Esto obedece a que la distribución de momentos flexionantes que puede presentarse en la viga bajo los efectos del sismo, puede diferir significativamente de la que se obtiene del análisis y se quiere proteger contra una falla frágil por flexión todas las secciones, aún aquellas en que teóricamente no se necesita refuerzo por tensión.
 - ii) Limitación de la cuantía de refuerzo de tensión a una fracción de la cuantía balanceada, para incrementar la capacidad de las secciones (subreforzadas) de desarrollar ductilidad.
 - iii) En las zonas extremas de las vigas, donde es más probable que lleguen a formarse articulaciones plásticas en caso de un sismo severo, debe garantizarse una alta capacidad de ro

tación para protegerla contra el posible cambio de signo - del momento. Es conveniente entonces, la colocación de cantidades elevadas de refuerzo de momento positivo.

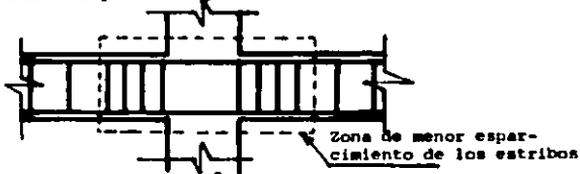
- iv) En las zonas extremas de las vigas, no se permiten cortes - ni traslapes de las barras longitudinales (fig. 5.4b), para evitar que aparezcan tensiones en el concreto por la transmisión de esfuerzos de adherencia, lo que reduciría la capacidad de rotación.
- C) Los requisitos de detalle para el acero de refuerzo transversal (estribos), son principalmente (Cap. 6, Ref. 3):
- i) La posibilidad de una falla frágil por tensión diagonal, se puede evitar asegurando que cualquier grieta diagonal que - pueda formarse por efectos de cortante, atraviese por lo menos un estribo (de acuerdo a la separación que resulta del diseño).
 - ii) Para el empleo de los factores de reducción (de ductilidad) más elevados entre los permitidos por las NTC, se busca proporcionar confinamiento al concreto en los extremos de las vigas y retrasar el pandeo del refuerzo de comprensión; por ello se limita más el espaciamiento de los estribos y se -- exige mayor diámetro (fig. 5.4c).
 - iii) Es recomendable considerar nula la contribución del concreto a la resistencia a cortante en los extremos de las vigas, donde se pretende que la sección sea capaz de alcanzar más de una vez rotaciones inelásticas elevadas, las cuales provocan en el concreto un deterioro significativo de su con--tribución a cortante.



a) Excentricidad entre ejes de vigas y columnas (vista en planta)



b) Requisitos indispensables para el acero de refuerzo longitudinal



c) Requisitos para el acero de refuerzo transversal

Figura 5.4 Requisitos de detalle para vigas de concreto reforzado

5.4.2 COLUMNAS

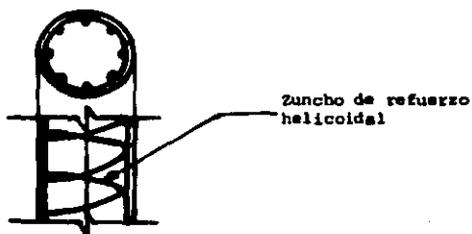
- A) Con respecto a los requisitos de detalle geométrico y de re fuerzo longitudinal, pueden considerarse los mismos que para el caso de vigas, ya que las columnas trabajan también a flexión, aunque en la mayoría de los casos, además trabajan bajo fuerzas de compresión; por lo tanto es necesario consi derar el efecto combinado (flexocompresión) para garatizar que la capacidad de las columnas sea suficiente para permi tir la formación de articulaciones plásticas en los dos extremos de las vigas (Cap. 6, Ref. 3).
- B) Para disminuir el carácter eminentemente frágil de la falla por flexocompresión en los extremos de las columnas, es necesario proporcionar refuerzo transversal de confinamiento. Los principales requisitos para el detalle de este refuerzo son (Cap. 6, Ref. 3):
- i) La forma más apropiada para proporcionar cierta ductilidad a la falla por flexocompresión en el concreto reforzado es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste llega a esfuerzos de compresión cercanos al de falla. Sin embargo, cons tructivamente solo es práctico en columnas de sección circu lar o en secciones cuadradas en que el refuerzo principal esté distribuido en un arreglo circular (Fig. 5.5a).
 - ii) Para columnas de sección rectangular, es posible proporcionar cierto confinamiento mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas poco espaciados (Fig. 5.5b).

- iii) El refuerzo de confinamiento, debe colocarse primordialmente en las zonas extremas de las columnas que cubran un - - cierto entorno de las uniones viga-columna (fig. 5.5c). -- Fuera de la longitud confinada, es poco probable que se requiera la formación de articulaciones plásticas; en ellas - la cantidad de refuerzo transversal que se especifica, es - notablemente menor.

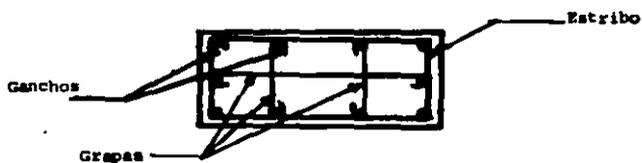
5.4.3 UNIONES VIGA-COLUMNA

Para evitar fallas por un comportamiento general frágil en las uniones viga-columna, es necesario diseñarlas para que tengan una resistencia superior a la de los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad. Los requisitos de detalle principales son (Cap. 6, Ref. 3):

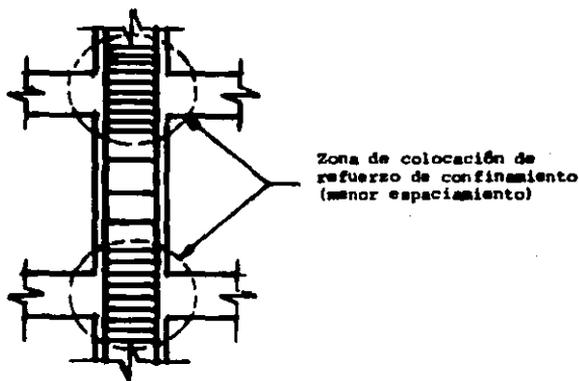
- i) Proporcionar confinamiento al concreto y restricción al refuerzo longitudinal en la zona de unión, colocando la misma distribución de estribos que en los extremos de las columnas (fig. 5.5c).
- ii) Cuando se trata de una columna interior, que tiene vigas en los cuatro costados de sus extremos, el concreto adyacente proporciona restricción a las deformaciones transversales - en la unión; en este caso se acepta que la separación de estribos se aumente al doble.
- iii) Cuando se emplean barras de diámetros grandes, es posible - que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje necesaria al refuerzo longitudinal. En ese caso debe optarse por emplear barras de menor -



a) Zunchos de refuerzo helicoidal para columnas circulares



b) Estribos y grapas para columnas rectangulares



c) Distribución del refuerzo transversal sobre la longitud de la columna.

Figura 5.5. Requisitos de detalle para columnas de concreto reforzado.

diámetro, ensanchar la columna o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo.

En la figura 5.6, se ilustra gráficamente los requisitos de anclaje en las uniones viga-columna.

5.4.4 LOSAS PLANAS

La experiencia sobre el comportamiento sísmico de edificios estructurados a base de columnas y losas planas, ha sido poco favorable. Sin embargo, en México y en otros países este método de construcción se emplea en forma generalizada en su modalidad de losa nervada o aligerada, por lo tanto, deben observarse diversas precauciones de diseño en zonas sísmicas, ya que en este tipo de estructuración no es posible el desarrollo de ductilidades elevadas. El mecanismo de colapso está regido generalmente por la falla de los extremos de la columna por flexocompresión o por cortante, o se debe a una falla local por cortante en la losa alrededor de la columna.

Los requisitos de detalle en losas planas, resultan de las consideraciones anteriores, siendo más importantes los siguientes (Cap. 6, Ref. 3);

- i) Debe restringirse el ancho efectivo de losa que sustituye - en forma equivalente al ancho de una viga (fig. 5.7), para que junto con las columnas, funcionen como marco. Este requisito, intenta simular un ancho de losa que trabaje como viga y se pueda analizar como tal, de manera que en esa - - franja se coloque el refuerzo necesario por sismo. Además, esta restricción da lugar a que el sistema tenga una rigi--

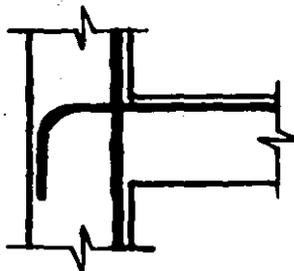


Figura 5.6 Anclaje de barras longitudinales de las vigas en columnas externas.

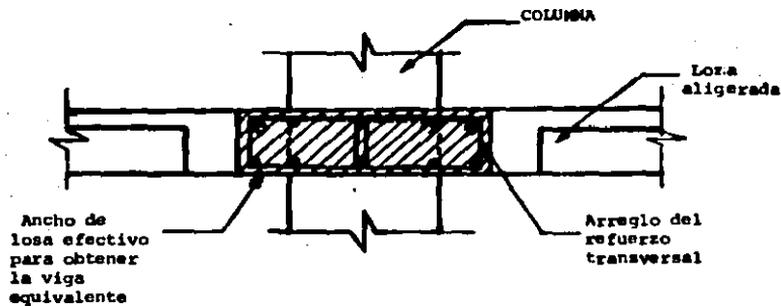


Figura 5.7 Requisitos de detalle para losas planas aligeradas de concreto reforzado.

dez lateral muy baja para las dimensiones económicamente -- factibles de los elementos, lo que obliga a recurrir a otros elementos rigidizantes, para cumplir con los requisitos de limitación de desplazamientos laterales dispuestos en el -- RDF.

- ii) Con relación al refuerzo transversal, es recomendable colocarlo en forma especial (fig. 5.7), para revisar la falla -- por cortante por punzonamiento en la losa, y por flexocom-- presión en los extremos de las columnas.

5.5 REQUISITOS PARA EL DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En la práctica moderna, las estructuras de acero poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía, lo cual las hace idóneas para resistir los efectos sísmicos. Además se ha podido comprobar el buen desempeño que en general -- han tenido estas estructuras ante sismos importantes. Por esta razón, los requisitos especiales que se imponen para las estructu-- ras de acero en zonas sísmicas son poco numerosas (Cap. 6, Ref.3).

Aunque en las NTC, se aceptan para estas estructuras los mayores factores de reducción por ductilidad dependiendo principalmente del tipo de estructuración, es necesario garantizar que la ductilidad intrínseca de este material, no se anule por la ocu-- rrencia de algún modo de falla frágil tales como: las fallas frá-- giles en soldadura, concentraciones de esfuerzos, fallas por pandeo local, por pandeo global de un elemento (por compresión o -- inestabilidad lateral) y fallas locales en conexiones. A estos agpectos se refieren esencialmente las recomendaciones incluidas en

las Normas de diseño (Cap. 6, Ref. 3).

5.5.1 REQUISITOS GENERALES

- A) Los principales requisitos de detalle para vigas y columnas son (Cap. 6, Ref. 3):
- i) Para los mayores factores de reducción, tanto columnas como vigas deben satisfacer, al menos en sus extremos, los requisitos correspondientes a secciones compactas. En las Normas Técnicas Complementarias correspondientes (Ref. 9), se establecen dichos requisitos, excluyéndose la posibilidad de emplear secciones de alma abierta o de lámina delgada, ya que con ellas no se cuenta con la capacidad de rotación deseada (por la presencia de pandeo local), lo cual se busca prevenir con secciones compactas.
 - ii) En vigas, la capacidad de rotación de las articulaciones plásticas que deben formarse en sus extremos, se puede reducir debido a problemas de pandeo lateral; por lo tanto, es necesario restringir la deformación lateral de estas con puntos de fijación poco espaciados.
 - iii) Deben tomarse precauciones para que las articulaciones plásticas se formen en las vigas sin que en los extremos de las columnas se presenten deformaciones inelásticas importantes. Es conveniente entonces, diseñar las columnas para cargas mayores que las empleadas para diseñar las vigas.
- B) Los requisitos de detalle más importantes en las uniones viga-columna son (Cap. 6, Ref. 3):

- i) Las conexiones entre vigas y columnas deben diseñarse para que permitan a los elementos que se conectan, desarrollar su capacidad total sin que se presenten fallas locales en la conexión. Por lo anterior, debe ponerse mucha atención en el detallado de los medios de unión, tales como: soldadura, tornillos, remaches, etc.
- ii) Para evitar la fluencia en tensión o el pandeo en compresión del alma de la columna, deberán proporcionarse atiesadores que sean capaces de resistir la fluencia del patfn de las vigas.
- iii) Debe revisarse además, la posibilidad de falla por cortante del alma de la columna en la zona de conexión.

5.6 DETALLADO EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Pueden distinguirse dos tipos de elementos no estructurales: equipos e instalaciones alojados en la construcción, y elementos arquitectónicos como paredes divisorias, puertas, ventanas, recubrimientos, fachadas y plafones.

Debido a que uno de los objetivos fundamentales para lograr un correcto diseño sismorresistente, es el evitar daños en los elementos no estructurales ante la frecuente presencia de sismos moderados, se hace necesario tomar ciertas precauciones en el detallado de estos elementos, sobre todo en los de tipo arquitectónico, ya que en muchas ocasiones, éstos interfieren negativamente en el funcionamiento correcto de los elementos estructurales.

Los principales elementos no estructurales que merecen una mayor atención en su detallado, se describen a continuación (Cap.

6, Ref. 3):

5.6.1 MUROS DIVISORIOS

Son los que causan los mayores problemas sobre todo en edificios de cierta altura. Cuando las divisiones son de mamposte--
ría, dan lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estruc--
turalmente y a absorber una fracción importante de las fuerzas --
sísmicas; sin embargo, por su fragilidad, sufren daños para defor--
maciones pequeñas. En este caso, la solución para su unión con --
los elementos estructurales presenta las mayores dificultades. --
En muros flexibles el problema es menos grave, aunque también es
necesario detallar sus uniones para evitar que sufran daños gra--
ves ante las deformaciones que se les induce. Una solución muy --
práctica, es restringir los desplazamientos laterales de la estruc--
tura debidos a las cargas sísmicas. Incluso cuando los muros se -
ligan a ésta y se consideran como elementos estructurales, es ne--
cesario restringir los desplazamientos para evitar que los esfuer--
zos de trabajo excedan su resistencia (Art. 209, RDF). La integra--
ción de los muros a la estructura es más apropiada cuando se tra--
ta de estructuras rígidas (ya sea marcos robustos de pocos pisos,
estructuras con muros de rigidez de concreto o con arriostramien--
to). En este caso la respuesta sísmica es poco sensible a la pre--
sencia de los muros y los desplazamientos laterales son pequeños
y no provocan daños a los muros.

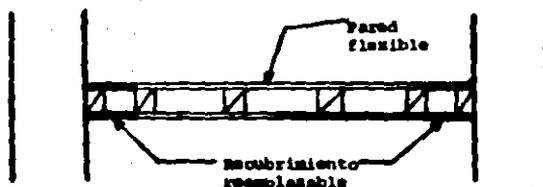
Otra solución para la unión de muros y estructura, es la de
detallarlas para que fallen en zonas locales controladas, de mane--
ra que sean fácilmente reparables (fig. 5.8a).

También es conveniente aislar los muros proporcionándoles una holgura generosa entre éstos y la estructura principal, ya sea entre muros y columnas o entre muros y losa o viga superior. En el primer caso puede convenir colocar los muros divisorios fuera de los ejes de columna (fig. 5.8c); sin embargo esta solución suele presentar complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico. El problema principal de estas soluciones lo constituye la necesidad de sellar las holguras, con el fin de que se cuente con aislamiento térmico y acústico, y a la vez se puedan colocar los recubrimientos o acabados adecuados. En el caso de muros de mampostería, lo más indicado es rellenar las juntas con materiales simultáneamente flexibles y aislantes, tal como la espuma de polietireno (fig. 5.8b).

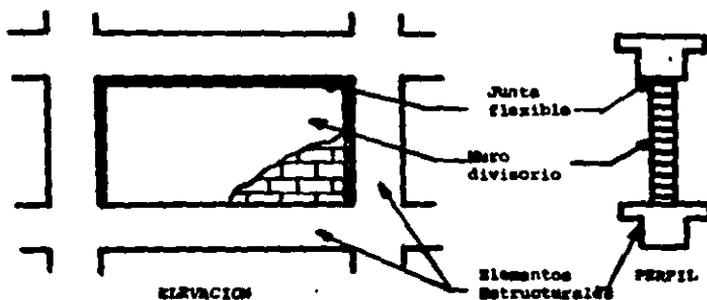
5.6.2 RECUBRIMIENTOS Y VENTANAS

Es importante que en las fachadas prefabricadas, se proporcionen holguras y detalles de fijación a la estructura, con el objeto de evitar que éstas sean afectadas por los movimientos laterales de la estructura (Arts. 178 y 179, RDF). Los recubrimientos de piedras naturales o artificiales resultan propensos a despegarse por las deformaciones laterales de la construcción, sobre todo cuando estos recubrimientos son muy pesados; es recomendable entonces proveer elementos que proporcionen un amarre mecánico entre estas piedras con la estructura. Además, al igual que para los muros divisorios, es conveniente restringir los desplazamientos laterales aumentando la rigidez de la estructura.

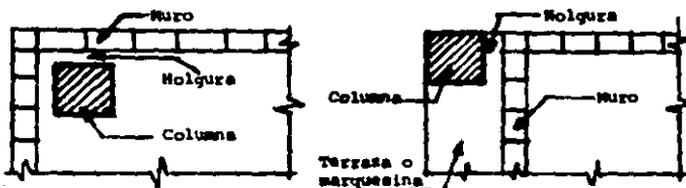
El problema principal que se deriva del desprendimiento de



a) Unión de una pared flexible con los elementos estructurales (vista en planta)



b) Unión de un muro de mampostería con los elementos estructurales



c) Holguras convenientes para desligar muros no estructurales de la estructura.

Figura 5.8 Detalles arquitectónicos para uniones de elementos no estructurales (muros divisorios) y elementos estructurales.

los recubrimientos de fachada, es que pueden caer peligrosamente sobre los transeantes, por lo tanto, es conveniente contar con alguna marquesina que sirva como protección contra tal desprendimiento. Los recubrimientos deben además detallarse con remates especiales o tapajuntas para no interferir con las holguras que se hayan dejado para separar una pared de la estructura principal.

La rotura de vidrios es una de las consecuencias más frecuentes de los sismos de intensidad moderada o grande (Sec. 8 NTC). - Por lo tanto, es necesario proporcionar la holgura adecuada, ya sea entre vidrios y ventanería o entre ésta y la estructura.

5.6.3 PLAFONES

Los plafones, así como los aparatos y equipos (ventiladores, lámparas, ductos de aire acondicionado, etc.) colgados de techos, son elementos que pueden causar serios daños a los ocupantes si se desprenden durante un sismo, especialmente cuando estos elementos son pesados. El primer requisito para evitar este tipo de problemas, es que estos elementos deben estar asegurados al techo de manera muy firme; el segundo es que deben existir holguras al menos perimetrales para evitar esfuerzos en su plano que tiendan a zafar los elementos del plafón; por último, en muchos casos es necesario proporcionar a estos elementos cierta rigidez horizontal que evite las excesivas vibraciones que pueden provocar la ruptura o caída de materiales.

5.7 PRESENTACION DE RESULTADOS

Cuando la determinación de las características de la estructura llega a su etapa definitiva, es necesario transmitir los resultados a quienes se encargarán de materializar el proyecto. Es muy importante que la transmisión de los resultados se haga en forma clara, con el objeto de que en la etapa de construcción se presente la menor cantidad posible de dudas. Los resultados del proceso de diseño se deben transmitir por dos medios que son complementarios:

- i) Planos. Es la presentación gráfica de los resultados, que para fines constructivos, convierten todas las ideas analíticas (abstractas), en ideas objetivas (concretas), permitiendo interpretar físicamente el proyecto.
- ii) Memoria de cálculo. Es la presentación analítica de los resultados. Consiste en la recopilación de todos los cálculos que se desarrollaron en el proceso de diseño, tanto en etapas preliminares, como en etapas definitivas. Es muy importante disponer de la memoria de cálculo, ya que constituye el testimonio de las consideraciones, criterios, procedimientos de cálculo, simplificaciones, etc., que se hicieron en el proceso de diseño. Con ella se puede en determinado momento, analizar las causas que provocan comportamientos inadecuados de la estructura, ya sean de funcionamiento o relacionados a la seguridad de la construcción.

A continuación se describen algunos de los requisitos principales para la presentación de resultados.

5.7.1 PLANOS Y ESPECIFICACIONES

De acuerdo al artículo 56 del RDF, el proyecto estructural de la obra debe presentarse en planos debidamente acotados y especificados, que contengan una descripción completa y detallada de las características de la estructura incluyendo su cimentación. Deben especificarse en ellos los datos esenciales del diseño como las cargas vivas y los coeficientes sísmicos considerados, así como las calidades de los materiales. Deben indicarse los procedimientos de construcción recomendados cuando éstos difieran de los tradicionales. Deben mostrarse también, los detalles de conexiones, cambios de nivel y aberturas para ductos. En particular, para estructuras de concreto se indicarán mediante dibujos acotados (y amplificados), los detalles de colocación y traslapes de refuerzo de las conexiones entre miembros estructurales.

En los planos de estructuras de acero, se mostrarán todas las conexiones entre miembros, así como la manera en que deben unirse entre sí los diversos elementos que integran un miembro estructural. Cuando se utilicen remaches o tornillos, se indicará su diámetro, número, colocación y calidad, y cuando las conexiones sean soldadas se mostrarán las características completas de la soldadura; éstas se indicarán utilizando una simbología apropiada y, cuando sea necesario, se complementará la descripción con dibujos acotados y a escala.

5.7.2 MEMORIA DE CALCULO

Los planos deberán acompañarse de la memoria de cálculo, en

la cual se describirán, con el nivel de detalle suficiente para - que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionamiento. Se incluirán los valores de las acciones de diseño, y los modelos y procedimientos empleados para el análisis estructural. Además se incluirá una justificación del diseño de la cimentación (Art. 56, RDP).

Por otro lado, es conveniente disponer de los cálculos completos, ya que las autoridades correspondientes pueden exigirlos cuando lo juzgan pertinente.

**6. SECUENCIAS DE CALCULO PARA LOS PROCESOS
DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.**

6. SECUENCIAS DE CALCULO PARA LOS PROCESOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.

6.1 ASPECTOS GENERALES

Las secuencias de cálculo que se proponen en este capítulo, son el resultado de la seriación ordenada y racional de los pasos aislados, que constituyen la solución de cada una de las fases -- del proceso de diseño sismorresistente. Los aspectos contemplados en la determinación de las secuencias de cálculo son las siguientes

- i) Evaluación de los recursos que sirven para desarrollar cada una de las fases que componen el proceso
- ii) Análisis de los factores que definen la eficiencia de un - proceso
- iii) Consideración de la experiencia que se tiene en la práctica del diseño estructural.

En las secciones siguientes (6.2 a 6.7), se describen brevemente cada uno de los aspectos mencionados, y en la última sección (6.8), se consideran simultáneamente para dar como resultado las secuencias de cálculo propuestas.

6.2 EVALUACION DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

En la determinación de la forma de una estructura (estructuración), la elección del material es a menudo un factor importante; es por eso que, en primer lugar, debe evaluarse la aplicabilidad de los principales materiales estructurales. Un buen criterio

de evaluación, es el propuesto en la Referencia 5 (Cap. 4) con base en la altura proyectada para el edificio; no obstante, este criterio está sin duda lejos de ser fijo, ya que muchas otras variables se encuentran involucradas en la evaluación de un material, tales como el tipo de estructura, las calidades de los materiales de que se dispone en la localidad, y la habilidad de la mano de obra. En la Tabla 6.1, se ilustra la aplicabilidad de los mejores materiales estructurales, a manera de recomendación, pero no en forma imperativa.

Por otro lado, en el diseño sismorresistente siempre es necesario evaluar si la estructura debe ser rígida o flexible. En el pasado ha habido gran polémica sobre este aspecto del diseño, sin que se haya llegado a una conclusión. La discusión gira alrededor del hecho de que si el movimiento local del suelo tiene frecuencias cercanas a la frecuencia natural del edificio, entonces la estructura sufrirá el máximo daño (por efecto de la resonancia). En la Tabla 6.2, se resumen las ventajas y desventajas de las estructuras flexibles y de las estructuras rígidas, con lo que se hace posible adoptar un criterio de evaluación para estos tipos de estructuras, que permita elegir el que más se adecue al caso en cuestión.

Finalmente, es necesario realizar una evaluación de los sistemas estructurales para poder elegir el más indicado. El criterio común, se basa una vez más en la altura de los edificios, y se ilustra gráficamente en las figuras 6.2 (para estructuras de concreto) y 6.1 (para estructuras de acero), obtenidas de la Referencia 1 (Cap. 3).

	TIPO DE EDIFICIO		
	DE GRAN ALTURA	ALTURA MEDIA	ALTURA BAJA
MEJOR	(1) ACERO	(1) ACERO	(1) MADERA
MATERIALES ESTRUCTURALES EN ORDEN APROXIMADO DE CONVENIENCIA	(2) CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU	(2) CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU	(2) CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU
		(3) CONCRETO PRECOLADO DE BUENA CALIDAD*	(3) ACERO
		(4) CONCRETO PRESFORZADO	(4) CONCRETO PRESFORZADO
		(5) MAMPOSTERIA REFORZADA DE BUENA CALIDAD*	(5) MAMPOSTERIA REFORZADA DE BUENA CALIDAD*
			(6) CONCRETO PRECOLADO
PEOR			(7) MAMPOSTERIA REFORZADA PRIMITIVA.

* Estos dos materiales califican solamente para su inclusión en el caso de altura media. Desde luego muchos ingenieros sísmicos no usarían ninguno de esos materiales. En Japón la mampostería no está permitida para edificios de más de tres pisos.

Tabla 6.1 Criterio de aplicabilidad de los mejores materiales estructurales para edificios (Cap. 4, Ref. 5).

	VENTAJAS	DESVENTAJAS
ESTRUCTURAS FLEXIBLES	(1) ESPECIALMENTE APROPIADA PARA SITIOS CON PERIODO CORTO; PARA EDIFICIOS CON PERIODOS LARGOS. (2) LA DUCTILIDAD ES MAS FACIL DE LOGRAR (3) MAS FACIL DE ANALIZAR	(1) RESPUESTA ALTA EN SITIOS DE DE PERIODO LARGO (2) LOS MARCOS FLEXIBLES DE CONCRETO REFORZADO SON DIFICILES DE REFORZAR. (3) LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES PUEDEN INVALIDAR EL ANALISIS. (4) LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES SON DIFICILES DE DETALLAR
ESTRUCTURAS RIGIDAS	(1) APROPIADA PARA SITIOS DE PERIODO LARGO (2) MAS FACIL DE REFORZAR CONCRETO REFORZADO RIGIDO (POR EJEMPLO, CON MUROS DE CORTANTE) (3) ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES MAS FACILES DE DETALLAR	(1) RESPUESTA ALTA EN SITIOS DE PERIODO CORTO (2) LA DUCTILIDAD APROPIADA NO ES FACIL DE LOGRAR CON SEGURIDAD (3) MAS DIFICIL DE ANALIZAR

Tabla 6.2 Ventajas y desventajas de las estructuras flexibles y rígidas, como criterio de elección de un sistema estructural (Cap. 4, Ref. 5).

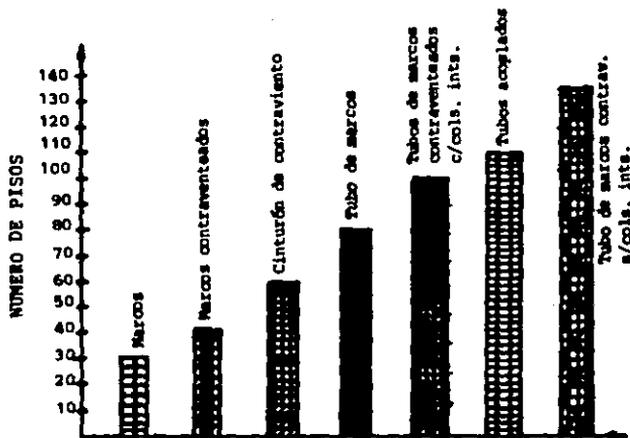


Fig. 6.1 Criterio de selección del sistema estructural más adecuado en acero (Cap. 3, Ref. 1)

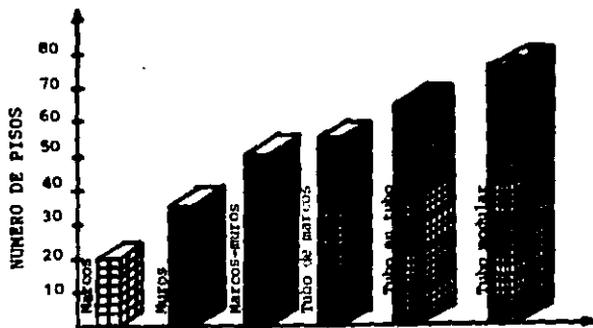


Fig. 6.2 Criterio de selección del sistema estructural más adecuado en concreto (Cap. 3, Ref. 1)

Evidentemente, las recomendaciones propuestas en estas figuras, son de carácter general y se pueden ver afectadas fuertemente -- por las características del suelo.

Así, para edificios muy altos (de concreto o de acero), es conveniente emplear algún sistema tipo tubular. Para edificios -- de acero de mediana altura, lo más recomendable es adoptar un -- sistema a base de marcos o marcos contraventeados preferentemen-- te.

Por su parte, para el caso específico de estructuras de -- concreto, los sistemas de marcos son aconsejables para edificios de baja altura, los sistemas de muros de cortante para edificios con una altura un poco mayor, y los sistemas combinados de mar-- cos y muros para edificios de mediana altura.

Los criterios anteriores, se basan principalmente en consi-- deraciones económicas, y de las condiciones locales del subsuelo.

Otros criterios que puedan adoptarse para evaluar los sis-- temas estructurales, dependen íntegramente de la experiencia que se tenga al haber empleado alguno de ellos, y de la comparación con algunas otras posibles soluciones, por lo que, con relación a esto, poco se puede abundar sin pecar de ser demasiado arbitra-- rio en la proposición de algún criterio.

6.3 EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS SISMICO

En el pasado casi no había oportunidad de hacer una elec-- ción de los métodos de análisis sísmico, principalmente debido a la falta de programas de computadora apropiados y económicos. Hoy

en día, están siendo elaborados programas de análisis dinámico -- eficientes y económicos para computadoras más rápidas (Cap. 5, -- Ref. 5).

Es difícil establecer lineamientos generales adecuados sobre la elección de un método de análisis sísmico, ya que cada estructura tendrá sus propios requisitos: técnicos, económicos y políticos. Sin embargo, es conveniente tener presente las ventajas y limitaciones de cada método, para evaluar su aplicabilidad ante las diversas situaciones que se pueden presentar en el diseño sismorresistente.

Aunque en las NTC, los métodos de análisis sísmico estático se recomiendan como alternativa en estructuras con altura máxima de 60 metros, no es conveniente emplearlos en edificios con una distribución irregular en elevación, ya que en comparación con resultados de análisis dinámicos, se ha encontrado que se pueden -- subestimar apreciablemente las fuerzas cortantes en ciertos entrepisos (Cap. 4, Ref. 4). Sin embargo, estos métodos pueden emplearse para obtener las cargas sísmicas sobre cualquier estructura y con cualquier altura, en forma aproximada para las etapas preliminares del proceso de diseño (Refs. 21 y 22).

Si se emplea el método de análisis estático para etapas definitivas del proceso de diseño (siempre y cuando se permita para el caso en cuestión), es conveniente estimar el periodo fundamental de vibración de la estructura, ya que de esta forma, se pueden obtener fuerzas sísmicas reducidas (a manera de adaptarse más al espectro de diseño propuesto en las NTC), sobre todo para estructuras con periodos muy cortos o muy largos, es decir, para es

estructuras cuyo periodo fundamental no está dentro del rango crítico del espectro de diseño y que por tanto, pueden tener fuerzas de diseño considerablemente menores. Además, la estimación del periodo fundamental no implica un esfuerzo mayor, y en cambio, se obtiene una mayor calidad en los resultados, dentro de lo correspondiente a los métodos estáticos (Cap. 4, Ref. 4).

En general, los métodos de análisis estático, son aplicables en estructuras que no requieren de gran refinamiento en los resultados, en estructuras cuyo comportamiento sísmico se quiere conocer en forma preliminar, o para revisar la coherencia de los resultados que proporciona un método de análisis dinámico (Sec. 9, NTC). Tienen la gran ventaja de ser simples y de realizarse rápidamente; incluso se pueden desarrollar con tan solo una calculadora común o aún manualmente.

El empleo de métodos de análisis sísmico dinámico es obligatorio para estructuras con alturas mayores de 60 metros (Sec. 2, NTC), y aún para estructuras con alturas menores, es recomendable emplear estos métodos. Los resultados obtenidos de un método dinámico, reflejan en forma más congruente la realidad de los efectos inducidos por los fenómenos sísmicos, por lo que, para etapas definitivas del proceso de diseño, estos métodos son los que proporcionan la mayor confiabilidad. Sin embargo, la desventaja que presentan, es que consumen mayores tiempos y costos de proceso, en tanto que éstos sean más refinados. Además, es imprescindible el empleo de procesamiento electrónico debido a la excesiva cantidad de operaciones necesarias para desarrollarlos.

Dentro de los métodos de análisis sísmico dinámico, el más

simple es el modal espectral, en el cual solo es necesario obtener los modos y frecuencias de vibración de la estructura, para después determinar las respuestas de diseño, con ayuda del espectro de aceleraciones correspondiente a la zona en cuestión.

Un método dinámico que proporciona relativamente mayor calidad en los resultados, es el bidimensional paso a paso, ya sea por superposición modal o en forma directa. Sin embargo, el procedimiento se vuelve más laborioso y complejo, especialmente - cuando se considera un comportamiento no lineal de la estructura (Refs. 21 y 22).

Los métodos dinámicos tridimensionales paso a paso, directos o por superposición modal, indudablemente significan el mayor grado de refinamiento que se puede lograr en un análisis sísmico dinámico. Asimismo, estos métodos son los más complejos y laboriosos; incluso con ayuda de las computadoras, consumen mucho tiempo de proceso y consecuentemente, no resultan económicos para los casos comunes (Refs. 21 y 22).

Es importante mencionar, que aunque la diferencia de los métodos anteriores estriba en la sencillez de su resolución, y en la calidad proporcionada en los resultados, es indiferente el empleo de cualquiera de ellos en estructuras comunes; sin embargo, a medida que la estructura adquiere características más irregulares, cada uno de los métodos dinámicos enunciados anteriormente, pone en evidencia su verdadero grado de refinamiento con respecto a los otros (Ver Tabla 6.3).

Por otro lado, en ingeniería sísmica, el efecto del comportamiento del material en la elección del método de análisis sísmico

mico, es un asunto mucho muy importante. El problema puede ser dividido en dos categorías dependiendo de si el comportamiento del material es frágil o dúctil, esto es, que pueda ser considerado como elástico-lineal o inelástico (Cap. 5, Ref. 5). Los métodos normales para tratar esos dos estados, están resumidos en la Tabla 6.4.

Finalmente, es conveniente que al seleccionar un método de análisis sísmico, se evalde si éste resulta congruente económicamente, con relación a la importancia o costo total de la construcción.

6.4 EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

Los métodos aproximados, son los indicados para conocer la respuesta de la estructura en una etapa preliminar; sin embargo, es en éstos donde deben tomarse las mayores precauciones en cuanto a su aplicabilidad. De acuerdo a esto, es conveniente considerar las siguientes observaciones (Ref. 19).

El método de Portal, es útil para el diseño preliminar de marcos regulares y con una distribución uniforme de rigidez, es aplicable a marcos esbeltos con traveses de relativa rigidez; por lo tanto, al considerar un marco con notoria irregularidad en su geometría se observa poca coincidencia con los resultados obtenidos con un método exacto, teniendo en algunas porciones de la estructura, hasta el 50% de error.

El método de Bowman, conduce a errores menores que el método de Portal (de un 20 a un 50%), ya que en éste sí se consideran

mico, es un asunto mucho muy importante. El problema puede ser - dividido en dos categorías dependiendo de si el comportamiento - del material es frágil o dúctil, esto es, que pueda ser conside - rado como elástico-lineal o inelástico (Cap. 5, Ref. 5). Los mé - todos normales para tratar esos dos estados, están resumidos en la Tabla 6.4.

Finalmente, es conveniente que al seleccionar un método de análisis sísmico, se evalúe si éste resulta congruente económica - mente, con relación a la importancia o costo total de la cons - trucción.

6.4 EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

Los métodos aproximados, son los indicados para conocer la respuesta de la estructura en una etapa preliminar; sin embargo, es en éstos donde deben tomarse las mayores precauciones en cu - an - to a su aplicabilidad. De acuerdo a esto, es conveniente conside - rar las siguientes observaciones (Ref. 19).

El método de Portal, es útil para el diseño preliminar de marcos regulares y con una distribución uniforme de rigidez, es aplicable a marcos esbeltos con traveses de relativa rigidez; por lo tanto, al considerar un marco con notoria irregularidad en su geometría se observa poca coincidencia con los resultados obteni - dos con un método exacto, teniendo en algunas porciones de la es - tr - uctura, hasta el 50% de error.

El método de Bowman, conduce a errores menores que el mé - to - do de Portal (de un 20 a un 50%), ya que en éste sí se consideran

Tipo de estructura	Método de análisis
Pequeñas estructuras simples	1) Fuerzas estáticas equivalentes (código apropiado)
↓	2) Espectros de respuesta (espectro apropiado)
Estructuras progresivamente más complejas	3) Análisis modal (excitación dinámica apropiada)
↓	4) Marco plano no lineal (excitación dinámica apropiada)
Grandes estructuras complejas	5) Marco tridimensional no lineal (excitación dinámica apropiada)

Tabla 6.3 Criterio de selección del método de análisis sísmico a emplear, de acuerdo a la complejidad de la estructura (Cap. 5, Ref. 5).

Comportamiento del mat.	Método de análisis sísmico	Carga Sísmica	Criterio de diseño
Elastico Lineal (Fragil)	Estático	Reducida por ductilidad con el factor "Q"	1) Diseño por esfuerzos admisibles o por estados límite, más los requisitos necesarios para garantizar la ductilidad demandada con "Q"
	Dinámico (Modelo elástico lineal)	Reducida por ductilidad con el factor "Q"	2) Diseño por esfuerzos admisibles o por estados límite, más los requisitos necesarios para garantizar la ductilidad demandada con "Q"
		Total	3) Diseño por estados límite de falla (resistencia última), más cierta ductilidad nominal impuesta.
Inelastico (Ductil)	Estático	Reducida por ductilidad con el factor "Q"	4) Diseño por esfuerzos admisibles o por estados límite, más los requisitos necesarios para garantizar la ductilidad demandada con "Q"
	Dinámico (Modelo elástico lineal)	Reducida por ductilidad con el factor "Q"	5) Diseño por esfuerzos admisibles o por estados límite, más los requisitos necesarios para garantizar la ductilidad demandada con "Q"
		Reducida arbitrariamente por ductilidad	6) Diseño por esfuerzos admisibles o por estados límite, más un análisis aproximado de las demandas de ductilidad
	Total	7) Diseño por estados límite de falla, más cierta ductilidad nominal impuesta.	
Dinámico (Modelo inelástico)	Total	8) Diseño por estados límite de falla, más un cálculo de las demandas de ductilidad a partir de la rotación de las articulaciones plásticas	

Tabla 6.4 Criterio de selección de los métodos de análisis sísmico y de diseño a emplear, de acuerdo al comportamiento del material estructural elegido.

las rigideces de los miembros (columnas y trabes). Sin embargo, se tienen inconsistencias en la distribución de la fuerza cortante ya que sólo se toma en cuenta la rigidez de las trabes superiores del entrepiso analizado. Esto puede producir errores importantes en casos extremos de variación en la rigidez de trabes de dos niveles consecutivos.

El método del Factor, es un método intermedio entre los -- aproximados y los exactos. Tiene la ventaja de que el desarrollo se puede efectuar sobre un solo esquema del marco, sin necesidad de usar tablas o resolver series de ecuaciones. Los resultados -- difieren de los exactos, de un 10 a un 30% en las zonas asimétricas o de irregularidad, por lo tanto son resultados más aceptables.

El método de Grinter-Tsao (Cap. 1, Ref. 4), es un método -- en que los resultados con respecto a los exactos, varían de un -- 10 a un 20% en porciones irregulares de la estructura.

En general, todos los métodos aproximados son rápidos, sencillos y prácticos, y aunque presentan algunas de las discrepancias mencionadas, son de gran ayuda para las etapas preliminares del proceso de diseño sismorresistente, y para la revisión de resultados definitivos producto de un análisis más refinado como -- los obtenidos con un método exacto.

Indudablemente la mayor confiabilidad en los resultados de un análisis estructural se obtienen con los métodos exactos, y -- dentro de esta clasificación, el método matricial de rigideces -- proporciona la mayor eficiencia con el empleo de las computadoras (Refs. 21 y 22), y es el indicado para la determinación de

la respuesta estructural en una etapa definitiva del proceso de diseño. El método de flexibilidades es una opción alternativa, - ya que es tan eficiente como el método de rigideces por ser también matricial.

En cuanto a los métodos de Cross-Ritter y de Kani (Parte - A, Ref. 20), es posible utilizarlos cuando no se dispone de una computadora, ya que las operaciones necesarias para desarrollarlos, son sencillas y se pueden realizar con cualquier tipo de -- calculadora.

Por último, el método del elemento finito, puede conside-- rarse como el método exacto que proporciona el mayor grado de re finamiento; sin embargo, para la mayoría de los casos, su uso re sulta injustificable económicamente (Refs. 21 y 22).

6.5 EVALUACION DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Se pueden aducir diversas ventajas y limitaciones para cada uno de los dos criterios principales de diseño descritos en - el capítulo 5. Con base en los razonamientos y conceptos presentados en ese capítulo, se puede comentar lo siguiente (Cap. 2, - Ref. 3).

El diseño por estados límite, constituye un planteamiento más claro de los objetivos que se persiguen al diseñar una es-- tructura, y permite identificar más fácilmente dónde se toman -- los factores de seguridad y qué magnitud tienen éstos. Además, - el desglosar el factor de seguridad total en diversos factores - parciales (de carga, de reducción de resistencia y valores nomi-

nales o característicos para las variables), proporciona una gama mucho más amplia de factores de seguridad global, que permiten lograr un nivel de seguridad cercano al óptimo para una gran variedad de situaciones de diseño. Cuando en algún aspecto del diseño se presenta una situación muy distinta de las previstas por el RDF, es posible además, modificar el factor de seguridad parcial que afecta la variable cuyas características son diferentes de las normales.

Por otro lado, en un criterio de diseño por estados límite, es posible aprovechar las etapas de comportamiento inelástico o plástico que pueden desarrollar los materiales y elementos estructurales, con lo cual la resistencia máxima o última correspondiente a dicho comportamiento, puede considerarse como resistencia de diseño. Evidentemente, el aprovechar las capacidades máximas resistentes de los materiales y elementos estructurales, conduce a un dimensionamiento y detallado estructural más económico.

Una aparente desventaja de este criterio, es la mayor complejidad y laboriosidad que implica el dimensionamiento y detallado de la estructura. Sin embargo, la práctica constante facilita el dominio del criterio, sobre todo cuando se cuenta con una computadora, ya que en general las fórmulas y expresiones de diseño, pueden programarse en forma muy simple.

Por otro lado, en el diseño sismorresistente, el criterio por estados límite, efectivamente se vuelve más complejo y laborioso mientras más se intente garantizar un comportamiento inelástico de la estructura (por los requisitos de ductilidad). Sin embargo, es necesario analizar si el garantizar un comportamien-

to inelástico, justifica económicamente tantos requisitos en el dimensionamiento y detallado.

El diseño por esfuerzos admisibles, tiene la ventaja de -- plantear la revisión de la seguridad en términos de dos cantidades sencillas, que tienen un significado físico claro, de manera que el proyectista, con cierta experiencia, puede fácilmente detectar si los resultados finales son razonables para las características del problema. Sin embargo, es mucho menos flexible en cuanto a la posibilidad de ajustar el factor de seguridad al valor más apropiado a las características de una situación dada.

Como en este criterio, generalmente el objetivo principal es aprovechar preferentemente los intervalos de comportamiento estructural elástico, los esfuerzos permisibles se determinan de acuerdo a tan solo una fracción de los esfuerzos máximos resistentes de los materiales y elementos estructurales, por lo tanto, es de esperarse un dimensionamiento y detallado estructural mucho menos económico que en el caso del diseño por estados límite. Una vez más, se hace necesario analizar si la economía que resulte en la construcción, justifica la mayor rapidez y sencillez de este criterio.

En la actualidad, se ha encontrado que para estructuras de concreto, el criterio de diseño por estados límite, resulta el más conveniente; y para estructuras de acero o estructuras constituidas por elementos poco tradicionales (como cascarones, placas dobladas o elementos tubulares por ejemplo), el más indicado, es el criterio de diseño por esfuerzos admisibles, ya que el comportamiento de éstas en etapas inelásticas, puede resultar incier

to por la falta de estudios al respecto (Ref. 22).

Finalmente, en las últimas tres décadas se ha reconocido - que muchas situaciones se salen de lo que puede predecirse por un comportamiento elástico, y que la mejor forma de plantear un criterio uniforme de diseño para los diferentes materiales y tipos - de estructuras, es mediante la consideración de estados límite, - que es lo que se ha adoptado en la mayoría de los códigos modernos, particularmente en el RDF y sus Normas Técnicas Complementarias (Cap. 2, Ref. 3).

En la Tabla 6.4, se presenta una proposición para la elección de uno de los dos criterios de diseño, de acuerdo al comportamiento de los materiales, y en general de toda la estructura.

6.6 ALGUNOS PROGRAMAS COMERCIALES PARA COMPUTADORA

En la actualidad, la función que desempeñan las computadoras dentro del proceso de diseño (sobre todo del sismorresistente), casi se ha vuelto irremplazable debido al gran desarrollo de programas, que ha tenido lugar paralelamente al de máquinas cada vez más potentes, rápidas y eficientes.

Para el proceso de diseño sismorresistente, se han tenido - que desarrollar programas que analicen principalmente, la respuesta de la estructura ante los efectos que le inducen los fenómenos sísmicos. Además, éstos se han ido perfeccionando de acuerdo a - las crecientes demandas por un análisis y un diseño más refinado, que exige la frecuente actividad sísmica de una región.

En el Distrito Federal (y en muchos sitios de alta sísmici

dad), se ha probado la eficiencia de innumerables programas, que se han desarrollado en distintas partes del mundo, y se ha encontrado que los que reúnen las mejores cualidades, de acuerdo a su aplicabilidad, costo, rapidez de resolución, facilidad en la alimentación de datos de entrada, y a la presentación de resultados son (Ref. 23):

- i) Familia de TABS
- ii) Familia de SAP
- iii) COSMOS
- iv) ABAQUS
- v) STRUDL

- i) Familia de TABS (Tridimensional Analysis for Building System).

Desde la década de los 70s, se empezaron a desarrollar estos programas para ser adaptados en sistemas de cómputo de gran capacidad (Main Frame); en la actualidad existen versiones exclusivas para computadoras personales (pc), que proporcionan la misma eficiencia.

Algunas de las variantes de la familia de programas TABS son para Main Frame:

- a) TABS
- b) ETABS
- c) COMBAT

y para computadoras personales:

- a) TABS
- b) ETABS
- c) SUPER ETABS

Esta familia de programas sirve para realizar análisis estático o dinámico de estructuras a base de marcos, con el método matricial de rigideces, a nivel bidimensional y tridimensional, solo que este último, lo realiza ensamblando los análisis de los marcos bidimensionales. Por lo anterior, las primeras versiones del TABS, solo podían analizar sistemas de marcos ortogonales; - sin embargo, con el ETABS, se pueden analizar sistemas de marcos arreglados en forma no ortogonal, y con el COMBAT, se pueden analizar sistemas de marcos a base de entrepisos.

Actualmente, el programa más comercial de esta familia es el ETABS para PC, pues en la mayoría de los despachos de cálculo, se dispone ya de este tipo de computadoras.

ii) Familia de SAP (Structural Analysis Program)

Esta familia de programas sirve para realizar análisis estático o dinámico de cualquier tipo de estructuras, a nivel bidimensional y tridimensional, ya que se basa en el método de elemento finito.

Al igual que en la familia de TABS, las primeras versiones del SAP solo se adaptaban a sistemas de gran capacidad, pero actualmente se dispone de versiones exclusivas para PC. Sin embargo, este tipo de programas en cualquiera de sus variedades, no es tan comercial debido a su alto costo de adquisición.

iii) COSMOS

El programa COSMOS, se desarrolló para ser aplicable en computadoras personales, y proporciona diversas opciones para el análisis estático y dinámico de estructuras en general,

ya que está desarrollado con base en el método del elemento finito. Este programa, además proporciona la opción de diseñar la estructura.

iv) ABAQUS

Este programa, proporciona opciones de análisis y diseño si milares a las del programa COSMOS.

v) STRUCL

Es uno de los programas de análisis y diseño más poderosos, por lo que se ha convertido en uno de los más comerciales.

Es importante mencionar que, independientemente de que entre los programas antes enunciados, existen ligeras diferencias en cuanto a su aplicabilidad, costo, rapidez de resolución, complejidad de alimentación de datos, y presentación de resultados, todos ellos poseen la capacidad que hace posible modelar de manera muy detallada la estructura, y obtener una estimación bastante aproximada de su respuesta, sobre todo cuando se analizan sobre ella los efectos sísmicos.

Finalmente, con respecto a los programas de diseño, la variabilidad entre los Reglamentos del mundo, impide la mayoría de las veces, elaborar programas estándar que sean aplicables en -- cualquier situación, y en cualquier parte. No obstante, dada la facilidad que implica elaborar los programas para los procedimientos de diseño más rutinarios, muchas oficinas de cálculo ya disponen de ellos, adecuándolos a su particular forma de trabajo.

6.7 PROCESOS OPTIMOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

6.7.1 FACTORES INVOLUCRADOS EN LA OPTIMACION DE UN PROCESO DE DISEÑO.

En el capítulo 1, se describieron brevemente los factores principales que influyen en la optimación de un proceso de diseño. En este capítulo, se pretende mostrar la forma en que es posible maximizar la eficiencia de un proceso de diseño (optimizarlo).

A continuación, se mencionan algunos aspectos importantes que deben considerarse en cada uno de los cuatro factores involucrados en la optimación de los procesos de diseño, según se - - enunciaron anteriormente.

1) NECESIDAD DE CIERTO GRADO DE CALIDAD EN LOS RESULTADOS.

La importancia que tendrá la obra proyectada, es el factor decisivo que demanda un cierto grado de calidad en los resultados que proporciona un proceso de diseño. En otras palabras, el grado de calidad necesario en un proceso de diseño, es el objetivo principal que se persigue. La importancia de una edificación, puede definirse de acuerdo a -- los siguientes criterios:

- a) Cantidad de vidas que se ponen en peligro si la estructura llegara a colapsarse.
- b) Complejidad de la estructura con respecto a las más comunes, es decir, las incertidumbres sobre su comportamiento, por tener características distintas a las tradicionales.

11) DISPOSICION DE RECURSOS TECNICOS Y HUMANOS

Es el primer factor que se debe contemplar, para averiguar si el proceso de diseño seleccionado es capaz de proporcionar el grado de refinamiento que exige la importancia de la construcción.

El grado de refinamiento en los resultados que proporciona un proceso de cálculo, depende básicamente de dos aspectos:

- a) Número de iteraciones involucradas en el proceso. Depende del criterio del proyectista el que, con muchas o pocas iteraciones se obtengan resultados aceptables.
- b) Grados de refinamiento parciales. El refinamiento total que se busca al final de un proceso de cálculo, también depende de los grados de refinamiento que proporcionan los métodos, procedimientos y criterios (basados en un modelo) empleados en la solución de cada fase. Al respecto, debe recalcar que para obtener un grado de calidad total, es indispensable que los grados de calidad parciales, sean congruentes, compatibles o similares entre sí.

Es importante reflexionar sobre el grado de refinamiento. De un proceso de diseño, se puede exigir una mayor calidad en sus resultados, pero no una "exactitud" en ellos; es decir, el grado de refinamiento exigido no puede ser tan riguroso desde el momento en que, durante todo el proceso de cálculo, se hacen numerosas hipótesis simplificadoras. En otras palabras, el grado de refinamiento, únicamente refleja la "aproximación" con que las hipótesis de apoyo del mo-

delo empleado, y consecuentemente los resultados obtenidos del proceso, se acercan a la realidad. Lo anterior, ayuda - al proyectista a ubicar el punto donde debe concluir el proceso, buscando un cierto grado de calidad y no una falsa -- exactitud, ya que esto puede conducir a un mayor número de iteraciones en el proceso, que resultan innecesarias e in-- justificables.

iii) TIEMPO DE PROCESO

El tiempo de proceso, se mide con base en los tiempos parciales que implican la solución de las fases: sin embargo, definidos éstos, el tiempo de proceso depende principalmente del número de iteraciones necesarias para obtener resultados aceptables.

iv) COSTO DE PROCESO

El costo de proceso, está muy ligado al tiempo de proceso, ya que mientras más iteraciones se requieran, mayor tiempo consume y por consiguiente mayor costo. Pero además, el -- costo de proceso depende del costo que implica el grado de refinamiento propio de los recursos técnicos y humanos (programas de computadora, personal capacitado, asesoría, etc.).

6.7.2 DETERMINACION DE UN PROCESO DE DISEÑO OPTIMO

Determinar un proceso de diseño óptimo, implica maximizar su eficiencia. En primer lugar, es necesario plantear el grado - de calidad requerido en los resultados, de acuerdo a lo establecido en el subinciso anterior. Posteriormente, se define el pro

ceso de diseño a seguir, que proporcione el grado de refinamiento exigido; sin embargo, en el caso extremo de que los recursos técnicos y humanos necesarios para desarrollar un proceso de diseño, sean capaces de proporcionar un grado de calidad mayor al exigido, es necesario adecuarse a la situación que se tenga. En seguida, se determina el tiempo y después el costo de proceso, para -- evaluar si éstos justifican o no el proceso de diseño propuesto, de acuerdo a la disponibilidad de estos factores. En el caso de que no se justifique el proceso por la consideración de estos límites, es necesario proponer otras ayudas, que satisfagan el grado de refinamiento exigido. En el diagrama de flujo de la figura 6.3, se propone un criterio para maximizar la eficiencia de un proceso de diseño.

En realidad, la metodología para optimizar un proceso de diseño, es materia de la ingeniería de sistemas; sin embargo, en la práctica los procesos se definen óptimos con base en la experiencia, pero siempre contemplando los factores anteriores de -- acuerdo al criterio propuesto. (Ref. 21).

Con el apoyo de lo que aquí se expone, y de la evaluación de las ayudas para cada fase, realizada en las secciones 6.2, - 6.3, 6.4 y 6.5, es posible sugerir secuencias de cálculo para el proceso de diseño sismorresistente, que pueden resultar óptimas dependiendo del caso en cuestión. Lo anterior es motivo de un tratamiento detallado, que es propio de la siguiente sección.

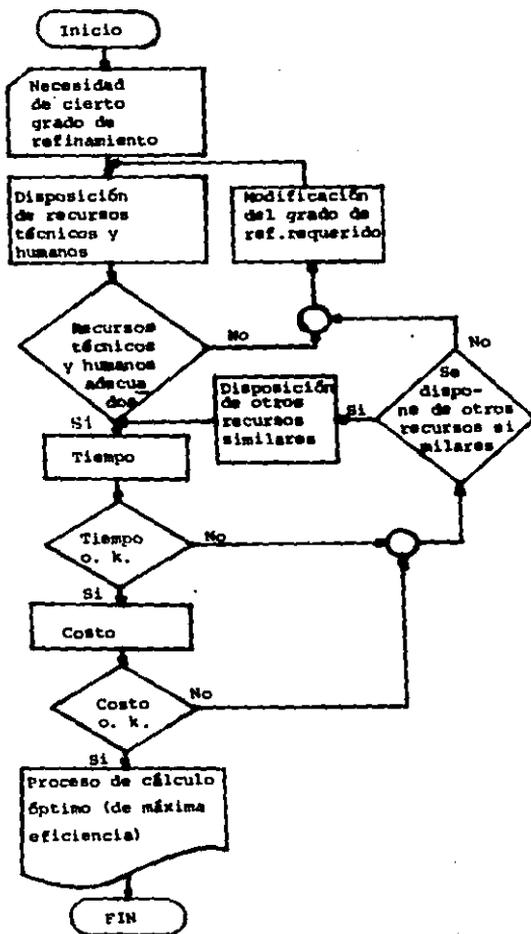


Fig. 6.3 Diagrama de flujo general para obtener un proceso de cálculo óptimo.

6.8 ALGUNAS SECUENCIAS DE CALCULO COMO PROCESOS OPTIMOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

La experiencia ha podido comprobar la gran eficiencia de algunas secuencias de cálculo, según la situación que se presente, como para considerarlos óptimos dentro de ciertos límites. En la figura 6.4, se muestra la secuencia general en un proceso de diseño sismorresistente, que sirve como punto de partida para sugerir algunas secuencias de cálculo específicas.

6.8.1 DESCRIPCION DE LOS CASOS A CONSIDERAR

Los casos más comunes, en que se demanda un proceso de diseño sismorresistente, se ven sujetas a las situaciones extremas que a continuación se describen, y han sido tomadas de acuerdo a los casos reales que se presentan actualmente en la práctica del diseño (Refs. 21 y 22).

CASO I

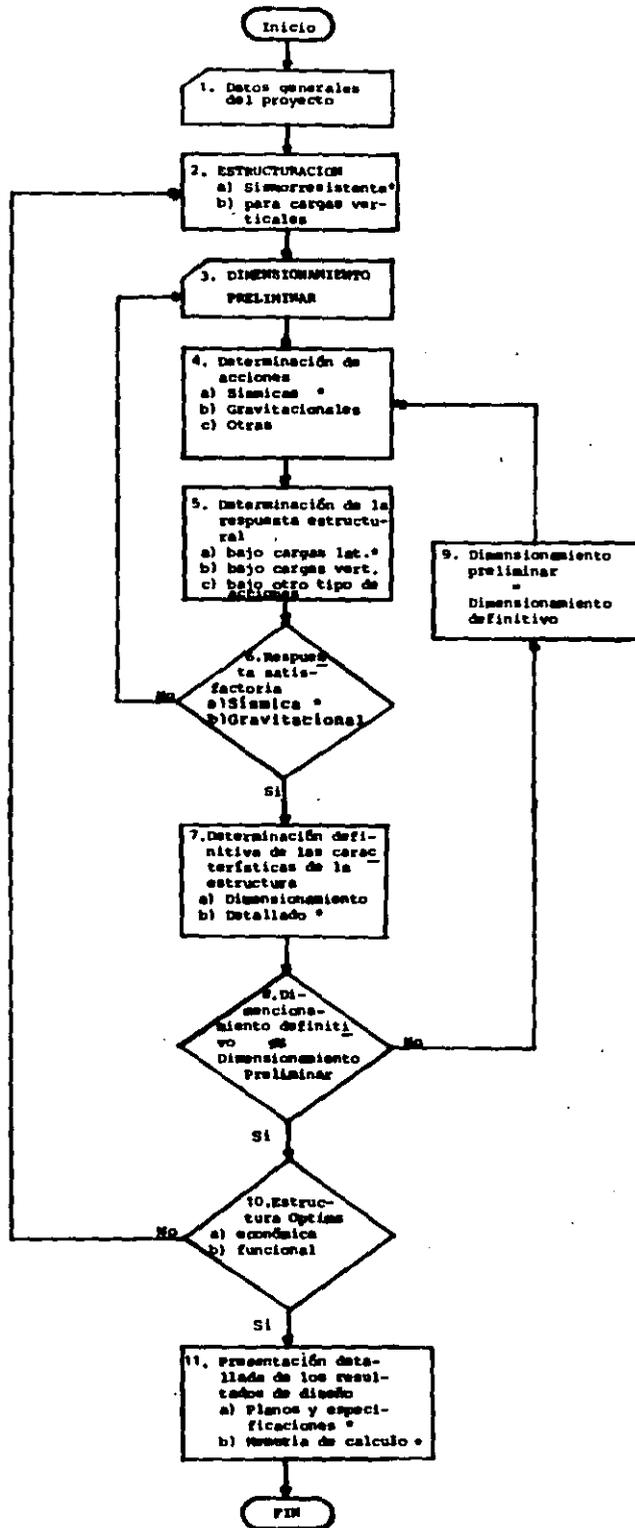
- a) El edificio se proyecta para ser construido en una zona de alta sismicidad (en este caso para ser construido en el D. F.).
- b) La importancia del edificio proyectado, de acuerdo a los puntos que deben considerarse para definirla (subinciso 6.7.1), no exige el empleo de recursos que proporcionen un alto grado de refinamiento en los resultados del proceso de diseño.
- c) No se dispone de una computadora con programas comerciales (sección 6.6), que proporcione una mayor calidad en los

resultados.

- d) La estructuración se constituye de un sistema a base de marcos. Además, cumple con los requisitos de las NTC., para poder emplear un método estático de análisis sísmico.
- e) La disponibilidad de tiempo y costo, se adecúa razonablemente a las situaciones antes planteadas

CASO II

- a) El edificio se proyecta para ser construido en una zona de alta sismicidad.
- b) La importancia del edificio proyectado, de acuerdo a los puntos que deben considerarse para definirla, exige el empleo de recursos técnicos y humanos que proporcionen un alto grado de refinamiento en los resultados del proceso de diseño.
- c) Se dispone de una computadora con programas comerciales, que proporcione una alta calidad en los resultados.
- d) La estructuración se constituye de un sistema a base de marcos. Sin embargo, aunque cumpla los requisitos de las NTC para poder emplear un método estático de análisis sísmico, es necesario recurrir a un método dinámico, por la situación que se presenta en el inciso b.
- e) La magnitud e importancia del edificio, exige que el proceso de diseño se realice en el menor tiempo y al menor costo.



* Aspectos de mayor importancia en el diseño sismorresistente.

Figura 6.4 Diagrama de flujo de las secuencias generales de cálculo para el proceso de diseño sismorresistente.

6.8.2 SECUENCIA DE CALCULO PARA EL CASO I

De acuerdo al diagrama de flujo de la figura 6.4, la secuencia de cálculo más adecuada para el CASO I, es la siguiente (Refs. 21 y 22):

1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Es muy importante en este paso, considerar el objetivo de la construcción (edificio), y la zona en que se va a ubicar. Además, es importante contemplar la interacción del subsistema estructura con los otros subsistemas que componen el sistema proyecto, principalmente con el correspondiente al proyecto arquitectónico y de instalaciones (elementos no estructurales).

2. ESTRUCTURACION

Una vez analizados los datos del paso anterior, se procede a elegir un sistema estructural que contemple los siguientes aspectos:

- a) Resistencia a los efectos sísmicos. La elección del sistema estructural más apropiado, se puede apoyar en los criterios de evaluación descritos en la sección 6.2.
- b) Resistencia ante cargas verticales. En general, se puede adoptar el sistema estructural elegido para resistir los efectos sísmicos.
- c) Elección del material apropiado. De igual manera, la elección del material se puede apoyar en los criterios de evaluación descritos en la sección 6.2.

En este caso, el sistema estructural supuesto, se compone de sistemas de marcos ortogonales (que es un caso muy común).

3. DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR.

Definida la estructuración de la construcción, se hace lo siguiente:

- a) Proponer las dimensiones y características geométricas más esenciales de los elementos estructurales (longitudes, secciones, etc.), mediante fórmulas empíricas. Por ejemplo, el peralte de una viga, puede predeterminarse como el claro entre diez, y las dimensiones de una columna, pueden predeterminarse por consideración de su relación de esbeltez (Ref. 22).
- b) Determinar el modelo analítico del sistema estructural, según lo descrito en el capítulo 2. En este caso, se supone un comportamiento estructural de cortante.
- c) Se determinan en forma rápida, las cargas gravitacionales de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 3, y se distribuyen en forma aproximada (con algún criterio razonable), sobre todos los marcos que componen la estructura (bajada de cargas).
- d) Se determinan las fuerzas laterales sísmicas para cada marco, con el método estático general, como se indicó en el capítulo 3.
- e) Se obtiene la respuesta estructural con el método aproximado de Portal o con el método de Bowman, descritos en el capítulo 4.

f) Se revisa en forma preliminar, si la respuesta de la estructura es satisfactoria ante los efectos de cargas sísmicas, empleando para esto, las fórmulas de Wilbur descritas en el capítulo 4, según los requisitos expuestos en el capítulo 5.

g) Si la respuesta es satisfactoria, se realiza un dimensionamiento y detallado preliminar, con base en el criterio de diseño por estados límite preferentemente (Normas Técnicas correspondientes al material en cuestión), aunque también es posible emplear el criterio de diseño por esfuerzos admisibles (ambos criterios se han descrito en el capítulo 5). En caso de que la respuesta no sea satisfactoria, se modifican las características propuestas en el paso "a".

4. DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Las características de la estructura definidas en forma preliminar en el paso anterior, son útiles para determinar más racionalmente las acciones que obran sobre la estructura, de acuerdo a lo siguiente.

a) Cargas gravitacionales. Las cargas muertas y las cargas vivas, se obtienen como se indicó en el capítulo 3, y se descargan sobre los elementos del sistema estructural, de acuerdo a algún criterio de distribución tributaria de cargas.

b) Cargas sísmicas. Se determinan con el método estático, considerando el periodo fundamental de la estructura (también descrito en el capítulo 3). Además, se distribuye el cortante sísmico entre los elementos resistentes del sis-

tema estructural (marcos en este caso), considerando los efectos directos, de torsión y bidireccionales (ver capítulo 3).

c) Otras acciones. Los métodos para determinar otras acciones, se encuentran fuera del alcance de la presente tesis, ya que en general, éstas no condicionan el diseño.

5. DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Una vez determinadas las acciones, se aplican sobre la estructura y se procede de la siguiente manera:

a) Se revisa si el modelo analítico corresponde al determinado en el paso 3 (ver índice de rotación nodal θ descrito en el capítulo 2). De no ser así, es necesario emplear métodos de análisis para sistemas de flexión (que se encuentran fuera del alcance del presente trabajo).

Suponiendo que el método analítico es el correspondiente al comportamiento estructural de cortante, entonces:

b) Se determina la respuesta estructural ante cargas laterales, con el método de Cross-Ritter, que se describe en el capítulo 4.

c) Se determina la respuesta estructural ante cargas verticales, con el método de Cross común (que para efectos de este estudio, se supone que el lector ya conoce).

6. REVISION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Obtenida la respuesta estructural, es necesario revisar si ésta es satisfactoria, de acuerdo a los requisitos de buen comportamiento, dispuestos en el RDF. Concretamente, es ne

cesario revisar lo siguiente:

a) Ante cargas gravitacionales, la estructura debe observar buen comportamiento con relación a los estados límite de servicio exigidos por el RDF. En el capítulo 5, se describen los requisitos para verificar si la respuesta estructural es adecuada ante tales estados.

b) Ante cargas sísmicas, es necesario que la estructura no presente desplazamientos laterales excesivos. También en el capítulo 5, se describen los requisitos que limitan el buen comportamiento estructural ante dichas cargas.

Para obtener las deformaciones, flechas y desplazamientos laterales de la estructura, existen fórmulas basadas en la teoría elástica de los elementos, que en general se pueden encontrar en publicaciones relacionadas con la mecánica de materiales y análisis estructural.

Como los desplazamientos laterales se obtuvieron con fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad, es necesario multiplicarlos por el coeficiente Q empleado, para revisar los límites antes mencionados.

Si de acuerdo a lo anterior, la respuesta estructural no es satisfactoria, es necesario regresar al paso 3.

7. DETERMINACION DEFINITIVA DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Conocida la respuesta estructural en cuanto a sus elementos mecánicos, se realiza lo siguiente:

a) Dimensionar los elementos estructurales con el criterio de diseño por estados límite de falla, para lo cual

es necesario acudir a las Normas Técnicas Complementarias, correspondientes al material constitutivo de la estructura (Refs. 8, 9, 10, 11).

Previamente, deben considerarse las combinaciones - - - de acciones y los factores de carga, tal como se indicó en el capítulo 5.

b) Detallar la estructura en cuanto a sus elementos, conexiones, y uniones de elementos estructurales y no estructurales. En el capítulo 5, se exponen los principales requisitos de detalle.

8. COMPARACION DE DIMENSIONAMIENTOS PRELIMINAR Y DEFINITIVO.

Una vez determinadas las características definitivas de la estructura, se comparan con las preliminares. Si difieren en muy poco (5% según la Referencia 21), las características de la estructura, obtenidas en la última etapa, pueden aceptarse realmente como "definitivas". En caso contrario, si la diferencia es sensiblemente mayor, es necesario modificar las características de la estructura, para regresar al paso 4.

9. MODIFICACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Si la diferencia entre las características de la estructura, obtenidas en una etapa preliminar y en una etapa definitiva es considerable, es necesario modificar las preliminares para regresar al paso 4, suponiendo en su lugar, las características obtenidas en la etapa definitiva.

10. EVALUACION DE LA OPTIMACION LOGRADA PARA LA ESTRUCTURA

Adicionalmente, cuando se obtienen las características finales de la estructura, es necesario evaluar si ésta resultó óptima (dentro de ciertos límites), con relación a lo siguiente:

a) Economía. Esto es, que las características de la estructura puedan materializarse con un costo razonablemente adecuado.

b) Funcionalidad. La estructura debe cumplir de la mejor manera el objetivo de proporcionar soporte a la construcción, sin afectar el funcionamiento de los otros subsistemas del sistema edificio.

Si después de analizar lo anterior, se presenta el caso de que la estructura está muy lejos de ser óptima, debe contemplarse la posibilidad de modificar el sistema estructural o el material adoptado en un principio, esto es, regresar al paso 2.

11. PRESENTACION DETALLADA DE LOS RESULTADOS DE DISEÑO

Finalmente, cuando las características de la estructura son aceptables después de las consideraciones hechas en el paso anterior, deben presentarse, como resultado del proceso de diseño, a través de dos medios de comunicación, que según se describió en el capítulo 5, son indispensables para llevar a cabo la construcción de la estructura, y en general del proyecto del edificio. Los medios de comunicación o de transmisión de resultados mencionados son:

- a) Planos y especificaciones
- b) Memoria de cálculo

6.8.3 SECUENCIA DE CALCULO PARA EL CASO II

La secuencia de cálculo más adecuada para el CASO II, es la siguiente (Refs. 21 y 22)

1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Deben contemplarse los mismos aspectos que en el CASO I, - pero prestando mayor atención a la importancia implícita - en el proyecto del edificio.

2. ESTRUCTURACION

Al igual que en el CASO I, la elección del sistema estructural y material apropiado, debe apoyarse en la consideración de la resistencia que éstos pueden proporcionar contra los efectos sísmicos y de las cargas gravitacionales. (Ver sección 6.2).

En este caso, dado el planteamiento de la subsección 6.8.1, el sistema estructural supuesto, también se compone de sistemas de marcos ortogonales.

3. DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

Definida la estructuración, se hace lo siguiente:

- a) Proponer las dimensiones y características geométricas más esenciales de los elementos estructurales mediante fórmulas empíricas.
- b) Determinar el modelo analítico del sistema estructural, según lo descrito en el capítulo 2 (en este caso, el com-

portamiento estructural supuesto es de cortante).

c) Se determinan en forma rápida, las cargas gravitacionales de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 3, y se distribuyen en forma aproximada sobre todos los marcos que componen la estructura.

d) Se determinan las fuerzas laterales sísmicas para cada marco, con el método estático. Evidentemente, como en este caso se dispone de una computadora, puede emplearse alguno de los programas comerciales propuestos en la sección 6.6, o alguno similar.

e) Se obtiene la respuesta estructural ante cargas laterales, con el programa ETABS (o uno similar), que se apoya en el método exacto de rigideces (ver capítulo 4).

f) La respuesta estructural ante cargas verticales, puede obtenerse también con el ETABS (o uno similar).

g) Se revisa en forma preliminar si la respuesta de la estructura es satisfactoria ante los efectos de cargas sísmicas y gravitacionales (revisión de los estados límite de servicio), de acuerdo a los requisitos expuestos en el capítulo 5. Los desplazamientos, flechas y deformaciones, debidos a las cargas mencionadas, se obtienen en forma directa del programa empleado en los pasos anteriores. Los programas que se basan en el método matricial de rigideces, como el ETABS, necesariamente deben obtener los desplazamientos, flechas y deformaciones, ya que esto es una parte constitutiva del método.

h) Si la respuesta es satisfactoria, se realiza un dimen--

sionamiento y detallado preliminar, con base en el criterio de diseño por estados límite de falla descrito en el capítulo 5, apoyado en las correspondientes Normas Técnicas Complementarias. Además, previamente deben considerarse las combinaciones de acciones y los factores de carga, para definir qué condición es la más crítica. Si se cuenta con un programa específico que dimensione los elementos según el criterio mencionado, este paso se puede acelerar. En caso de que la respuesta no sea satisfactoria, se modifican las características propuestas en el paso "a".

4. DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Con las características de la estructura definidas en forma preliminar en el paso anterior, pueden determinarse más congruentemente las acciones que obran sobre la estructura, considerando lo siguiente:

- a) Cargas gravitacionales. Las cargas muertas y las cargas vivas, se obtienen como se indicó en el capítulo 3, y se reparten sobre los marcos, de acuerdo a algún criterio de distribución tributaria.
- b) Cargas sísmicas. Se determinan con el método dinámico modal espectral descrito en el capítulo 3, empleando el programa ETABS o uno similar. Además se distribuye el cortante sísmico entre los marcos, considerando los efectos directos, de torsión y bidireccionales (ver capítulo 3). Si es posible, esto último debe realizarse con algún programa específico que acelere este paso.

c) Otras acciones. Al igual que para el CASO I, los métodos para determinar otro tipo de acciones, no se contemplan, pues éstas no condicionan el diseño.

5. DETERMINACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Una vez determinadas las acciones, se aplican sobre la estructura y se procede de la siguiente manera:

a) Se revisa si el modelo analítico corresponde al determinado en el paso 3, ya que de no ser así, deben emplearse métodos de análisis para sistemas de flexión, (que se encuentran fuera del alcance de la presente tesis).

Suponiendo que el modelo analítico no sufrió cambios, entonces:

b) Se determina la respuesta estructural ante cargas laterales y ante cargas verticales separadamente, con el método de rigideces, empleando un programa adecuado (ETABS, --SAP, o alguno similar).

6. REVISION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Los requisitos a revisar, son los mismos que se consideran en el CASO I y en cualquier otro caso (Ver capítulo 5).

Las deformaciones, flechas y desplazamientos laterales, son proporcionados directamente al emplear el método de rigideces.

Las consideraciones de ductilidad, conducen a multiplicar los desplazamientos laterales debidos a cargas sísmicas, por el coeficiente Q empleado.

Si de acuerdo a lo anterior, la respuesta estructural no es satisfactoria, es necesario regresar al paso 3.

7. DETERMINACION DEFINITIVA DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA.

Conocida la respuesta estructural en cuanto a sus elementos mecánicos, se realiza lo siguiente:

- a) Dimensionar los elementos estructurales con el criterio de diseño por estados límite de falla, considerando las combinaciones de acciones y los factores de carga, como se explicó en el capítulo 5. Es necesario también, apoyarse - en las Normas Técnicas Complementarias, correspondientes al material constitutivo de la estructura (Refs. 8, 9, 10 y - 11). De ser posible el empleo de algún programa de diseño específico, este paso se resuelve en menor tiempo y con menor costo.
- b) Detallar la estructura, tal como se expone en el capítulo 5.

8. COMPARACION DE DIMENSIONAMIENTOS PRELIMINAR Y DEFINITIVO

Se evalúan las discrepancias entre las características de la estructura obtenidas en una etapa preliminar y las obtenidas en una etapa definitiva. Si las diferencias son mínimas, las características de la estructura obtenidas en la última etapa, se aceptan como finales. En caso contrario, si las diferencias son mayores, es necesario modificar las preliminares para regresar al paso 4.

9. MODIFICACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Si la diferencia entre las características de la estructura, obtenidas en una etapa preliminar y en una etapa defi-

nitiva es considerable, es necesario modificar las preliminares para regresar al paso 4, suponiendo en su lugar, las características obtenidas en la etapa definitiva.

10. EVALUACION DE LA OPTIMACION LOGRADA PARA LA ESTRUCTURA

En este caso, es muy importante obtener características de la estructura cercanas a lo óptimo, considerando el costo involucrado y la funcionalidad que proporciona.

Si después de analizar lo anterior, se encuentra que la estructura difícilmente puede considerarse óptima, es necesario modificar el sistema estructural o el material elegido en un principio, lo cual implica regresar al paso 2.

11. PRESENTACION DETALLADA DE LOS RESULTADOS DE DISEÑO

Las características finales de la estructura, deben presentarse en planos, especificaciones, y en la memoria de cálculo para que se puedan interpretar por los encargados de construir la obra.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Como resultado de los estudios realizados para el desarrollo de la presente tesis, se tienen las siguientes conclusiones.

1. La ingeniería estructural se ha ocupado durante mucho tiempo, de proporcionar los recursos más refinados para solucionar cada una de las fases que componen el proceso de diseño sísmorresistente; sin embargo, poca atención ha puesto en establecer una guía que muestre la manera en que dichas fases deben unirse e interactuar entre sí. Incluso en la práctica, la guía mencionada, solo se adquiere con la experiencia.

2. En este trabajo, primeramente se presenta cada fase separadamente, para resaltar su función específica dentro del proceso de diseño, y para proponer algunas de las herramientas más comúnmente empleadas en el desarrollo de cada una de ellas (caps. 1, 2, 3, 4 y 5). Como resultado de una evaluación de las herramientas mencionadas, del análisis de los factores que determinan la eficiencia de un proceso, y de la información recibida de algunas oficinas dedicadas al diseño, fue posible sugerir dos secuencias de cálculo, que permiten mecanizar el proceso de diseño sísmorresistente de edificios (Cap. 6), con la posibilidad de que éste -- adquiera un carácter rutinario, pero más racional.

3. Aunque la intención de estas secuencias, es mecanizar - el proceso de diseño para maximizar su eficiencia, y en determina do momento optimizarlo, debe evitarse caer en la automatización, pues a pesar de que los sistemas de cómputo son de una gran ayuda

dentro del proceso, no es conveniente dejar que éstos resuelvan todo el problema de diseño. El criterio, la razón y el sentido común del ser humano, jamás podrá ser sustituido por las computadoras. Con lo anterior, simplemente interesa recalcar que -- quien debe desarrollar el proceso de diseño, es el ingeniero es tructurista, y la computadora solo debe ser considerada como la encargada de agilizar la excesiva cantidad de operaciones que -- en algunos pasos se requieren.

4. A pesar de que este trabajo se limitó al estudio de los procesos de diseño sismorresistente de edificios con estructura a base de marcos, y a la consideración de la superestructura -- únicamente, el objetivo de mostrar la forma ordenada y secuencial de proceder al diseñarlos se cumplió de una manera en la que, -- además permite reconocer la necesidad de plantear cada vez más secuencias de cálculo, que proporcionen la posibilidad de conocer y practicar el proceso de diseño sismorresistente, en un -- tiempo menor que el que se necesitaría para hacerlo por la pura experiencia.

5. De las limitaciones de este trabajo, surgen de inmedia to temas para futuras tesis, por ejemplo:

- Consideración de la subestructura (cimentación), como parte esencial del edificio para hacer un diseño integral, tomando en cuenta que el modelo analítico que supone a la superestructura empotrada en el suelo al nivel de la calle, más bien se adocda a la situación en que se tiene una base de roca.
- Desarrollo de programas de computadora para el diseño estructura

tural total de un edificio, que sirvan de herramienta al estructurista para cada fase del proceso, desde la estructuración hasta el detallado, enlazando todas las etapas.

- Exposición de secuencias más generales de diseño sismorresistente, para edificios con marcos y muros, sistemas no-ortogonales, con o sin computadora, etc.

6. Es evidente la importancia de tres objetivos que se -- persiguen en un proyecto estructural

- Diseñar óptimamente (ideas y cálculos)
- Comunicar óptimamente (planos y especificaciones)
- Supervisar óptimamente (visitas a la obra)

7. Cabe reiterar que la minuciosidad de los planos y de las especificaciones, es testimonio de la calidad del diseño, e instrumento insustituible de comunicación entre las ideas y cálculos del estructurista, y los recursos del constructor que hacen posible la materialización del proyecto.

APENDICE A

CONCEPTOS BASICOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL

CONCEPTOS BASICOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL

El modelo analítico adoptado para evaluar los efectos sísmicos en las estructuras que se describió en la sección 3.5, tiene como objetivo poder analizar a la estructura de igual manera que un sistema vibratorio "elástico" de "n" grados de libertad.

El caso más sencillo se presenta cuando el sistema es de un solo grado de libertad, y a pesar de que en la realidad los sistemas que demandan un análisis sísmico dinámico son en general de varios grados de libertad, éste sirve para comprender las propiedades dinámicas de las estructuras, así como los efectos que los fenómenos sísmicos le producen.

En la figura A.1, se muestra un sistema vibratorio de un grado de libertad y las variables que intervienen en la representación matemática.

De la figura, se puede determinar la ecuación de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{X} + C\dot{U} + K U = 0 \quad (A.1)$$

$$X = S_0 + U \quad (A.2)$$

derivando dos veces (A.2) con respecto al tiempo:

$$\ddot{X} = \ddot{S}_0 + \ddot{U} \quad (A.3)$$

sustituyendo (A.3) en (A.1), la ecuación queda:

$$m\ddot{U} + C\dot{U} + K U = -m\ddot{S}_0 \quad (A.4)$$

Para las ecuaciones anteriores, las variables involucradas se definen como:

m : masa sometida a perturbaciones dinámicas

C : Coeficiente de proporcionalidad que considera el amorti

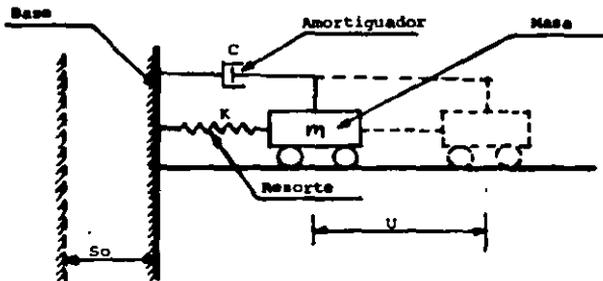
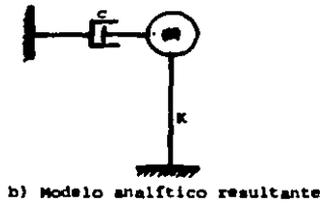
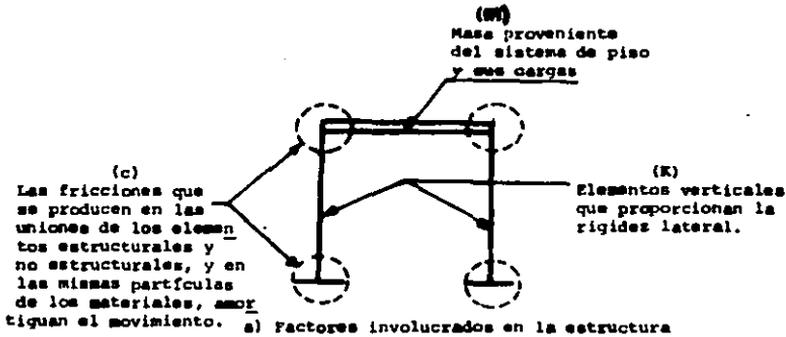


Figura A.1 Secuencias en la idealización de estructuras como sistemas vibratorios de un grado de libertad.

guamiento del sistema.

K: coeficiente de proporcionalidad que considera la rigidez del sistema como la oposición al movimiento de la masa.

\ddot{X} , \ddot{U} , \ddot{S}_0 : aceleraciones absoluta, relativa (del sistema) y del terreno respectivamente.

\dot{U} : velocidad de la masa

U : desplazamiento de la masa

Dividiendo la ecuación (A.4) entre M y definiendo nuevos términos a partir de los anteriores (para su solución), la ecuación finalmente queda:

$$\ddot{U} + 2\zeta\omega\dot{U} + \omega^2 U = -\ddot{S}_0 \quad (\text{A.5})$$

donde:

$\omega = \sqrt{K/m}$: Frecuencia circular natural del sistema

$C_{cr} = 2\sqrt{Km}$: Amortiguamiento crítico (A.6)

$\zeta = C/C_{cr}$: Fracción de amortiguamiento crítico

$\omega_d = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$: Frecuencia circular natural amortiguada

Otros valores importantes derivados de estos últimos son:

$T = \frac{2\pi}{\omega}$: Periodo natural de vibración del sistema. (A.7)

$F = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$: Frecuencia natural de vibración del sistema.

La solución de la ecuación A.5, define la respuesta dinámica de la estructura en cualquier instante cuando actúan sobre ella - fenómenos sísmicos. Sin embargo, la solución directa de esta ecuación diferencial es imposible, ya que las aceleraciones sísmicas del terreno (\ddot{S}_0) no responden a ninguna ley, pues su naturaleza es de antemano mucho muy compleja. Por lo anterior, la ecuación - A.5 solo puede resolverse con buena aproximación, mediante la in-

tegración numérica de la respuesta de una serie de impulsos diferenciales, en la forma llamada integral de Duhamel:

$$U(t) = \frac{1}{\omega_a} \int_0^t \ddot{s}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega_a(t-\tau) d\tau \quad (\text{A.8})$$

Cuando la fracción de amortiguamiento crítico (ξ) es mayor o igual a 1, el sistema tiende a recobrar su equilibrio estático sin oscilar (vibrar), y cuando es menor a 1, el sistema tiende a recobrar su equilibrio oscilando con una frecuencia natural amortiguada (ω_a). Generalmente, en las estructuras comunes la fracción de amortiguamiento crítico no excede del 10%, por lo que la frecuencia natural amortiguada puede considerarse igual a la frecuencia natural no amortiguada, pues en estas condiciones:

$$\omega_a = \omega\sqrt{1-\xi^2} = \omega(1 - 0.1^2) = 0.99\omega \approx \omega \quad (\text{A.9})$$

y por tanto el periodo amortiguado también es igual al periodo -- sin amortiguamiento. El efecto realmente importante con que contribuye el amortiguamiento por pequeño que sea, es el de disminuir considerablemente las amplitudes (respuesta) de vibración del sistema (fig. A.2).

Con ayuda de la integral de Duhamel, empleando un valor fijo para la fracción de amortiguamiento crítico (ξ), se pueden obtener las respuestas máximas de sistemas con diferentes frecuencias (ω o periodos T), sometidos a acelerogramas de temblores (\ddot{s}_0) pasados, que se han registrado durante cierto tiempo y que han afectado la zona estudiada. Graficando el periodo T del sistema en cuestión en las abscisas y su respuesta máxima en las ordenadas, se puede trazar una envolvente para todas las respuestas máximas debidas a los acelerogramas empleados. Considerando factores de seguridad, estudios de riesgo sísmico y amplificaciones locales -

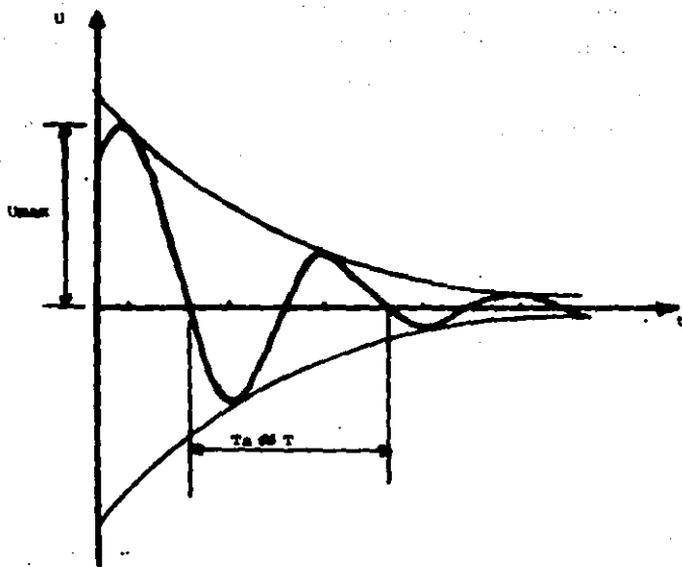


Figura A.2 Influencia del subamortiguamiento en las vibraciones libres de sistemas de un grado de libertad.

debidas a los tipos de suelo, se puede elaborar un ESPECTRO DE - DISEÑO para fines prácticos.

El espectro puede presentar en las ordenadas, la respuesta - con el término que se requiera, de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- 1) Si se grafica $D = U(t)_{max}$ el espectro es de desplazamientos
- 2) Si se grafica $V = \dot{\omega}D$ el espectro es de pseudo velocidades
- 3) Si se grafica $A = \omega^2 D$ el espectro es de pseudo aceleraciones.

En el espectro de diseño especificado en las NTC (fig. 3.6), se grafican en las ordenadas, valores de A expresados como fracción de la aceleración gravitacional "g".

La mayoría de las estructuras que se analizan dinámicamente, son sistemas vibratorios de varios grados de libertad (como el de la figura 3.3). Las ecuaciones de equilibrio dinámico se establecen para cada masa, y se obtiene la expresión:

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = [M] \{I\} \ddot{S}_o \quad (A.10)$$

que es análoga a la obtenida para sistemas de un grado de libertad, pero cada uno de sus términos se trata en forma matricial. - En esta ecuación:

- [M] : Matriz diagonal de masas $\{\ddot{U}\}$: Vector de aceleraciones relativas.
 [C] : Matriz de amortiguamientos $\{\dot{U}\}$: Vector de velocidades
 [K] : Matriz de rigidez lateral $\{U\}$: Vector de desplazamientos
 \ddot{S}_o : Aceleración del terreno $\{I\}$: Vector unitario.

La dimensión de las matrices cuadradas, así como de los vectores que intervienen en la ecuación A.10, corresponde a los grados de libertad (número de entrepisos) que tiene la estructura.

Al igual que en la ecuación A.5, la solución directa de la ecuación diferencial A.10 es imposible, y una solución aproximada mediante métodos numéricos es muy compleja debido a que además, - sus términos son matrices. Aprovechando que los efectos de amortiguamiento en las estructuras, no producen modificaciones importantes en la frecuencia (o en el periodo) natural, y ya que, al - igual que la respuesta máxima debida a la excitación sísmica \ddot{S}_0 , se encuentran incluidos en el espectro de diseño, la ecuación - - A.10, se puede reducir a:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = \{0\} \quad (A.11)$$

La solución describe un movimiento armónico simple para cada masa debido a las vibraciones libres del sistema:

$$\{u\} = \{z\} \bar{a} \text{ Sen } \omega(t - \tau) \quad (A.12)$$

Los valores de $\{u\}$, dependen de las condiciones de frontera, es decir, de la amplitud \bar{a} , la cual en vibración libre puede tomar cualquier valor, y en general depende de la excitación a la que se someta el sistema; por tanto, de la ecuación A.12 no se -- pueden obtener las respuestas (desplazamientos) absolutas. Sin em-- bargo, esta ecuación es útil para obtener las configuraciones re-- lativas $\{z\}$ o modos de vibrar, y las frecuencias (y periodos) -- que las producen.

Derivando dos veces la ecuación A.12 queda:

$$\{\ddot{u}\} = -\omega^2 \{z\} \bar{a} \text{ Sen } \omega(t - \tau) = -\omega^2 \{u\} \quad (A.13)$$

Sustituyendo A.13 en A.11

$$\begin{aligned} -\omega^2 [M] \{u\} + [K] \{u\} &= \{0\} \\ ([K] - \omega^2 [M]) \{u\} &= \{0\} \end{aligned}$$

$$\text{y si } \bar{A} \text{ Sen } \omega(t - \tau) \neq 0 \Rightarrow ([K] - \omega^2[M]) \{Z\} = \{0\} \quad (\text{A.14})$$

La expresión A.14, es un sistema de ecuaciones lineales homogéneo, y para que existan valores de $\{Z\}$ distintos de cero, es necesario que:

$$\begin{vmatrix} [K] - \omega^2[M] \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{A.15})$$

Y representa un problema de valores característicos. El desarrollo del determinante, conduce a una ecuación algebraica de grado "n" cuya incógnita es ω^2 . n corresponde al número de grados de libertad, por tanto, la solución de la ecuación produce n valores reales y positivos de ω^2 , y sus raíces cuadradas positivas son las frecuencias naturales ω , con las que se pueden obtener en consecuencia los periodos naturales T. Los valores de ω obtenidos, se ordenan en forma creciente y a la primera frecuencia natural, es decir, la de menor valor, se le llama también frecuencia fundamental.

Sustituyendo cada valor obtenido para ω^2 en el sistema de ecuaciones A.14, se puede determinar su correspondiente vector de configuraciones relativas $\{Z\}$ suponiendo el valor de uno de los desplazamientos Z_i , y automáticamente se obtienen los otros en relación al supuesto. De lo anterior, se deduce que existen tantos modos de vibrar (j), vectores de configuraciones $\{Z\}_j$ y frecuencias naturales de vibración ω_j como grados de libertad tenga el sistema. En la figura A.3, se observan las configuraciones o modos de vibrar que puede adoptar un sistema de varios grados de libertad (tres en este caso). Es notable también, que la respuesta más desfavorable se presenta para el periodo más alto (frecuencia más baja), el cual corresponde al primer modo, y considerando los modos si---

güentes, se observa que la respuesta del sistema es menor en tanto que el periodo sea también menor.

El procedimiento directo para resolver el problema de valores característicos (Expresión A.15), tal como se describe en los párrafos precedentes, resulta laborioso e impráctico para sistemas de varios grados de libertad. Por ello, se han desarrollado métodos numéricos de aproximaciones sucesivas, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- i) Método de Newmark. Está basado en el proceso de iteración de Stodola-Vianello, y básicamente es aplicable para el cálculo del modo (y frecuencia) fundamental de vibración de las estructuras sencillas o estrechamente acopladas.
- ii) Método de Holzer. Cuando se trata de obtener modos superiores al primero, es conveniente emplear este procedimiento. Sin embargo, solo es aplicable en estructuras estrechamente acopladas.
- iii) Método de iteración inversa. Este procedimiento es apropiado para resolver problemas de valores característicos mediante operaciones matriciales.
- iv) Método de Jacobi. Con este método, se pueden obtener todos los modos y frecuencias de vibración para cualquier tipo de estructura (estrechamente acopladas y remotamente acopladas).

Para los tres primeros métodos mencionados, se recomienda consultar las Referencias 4 (Cap. 5) y 16 ; y para el último método, la Referencia 17 proporciona una descripción bastante adecuada.

En cuanto a los modelos de sistemas vibratorios "inelásticos", se han desarrollado métodos muy sofisticados, pero aún no se logra una eficiencia adecuada, empezando por la principal incertidumbre que se tiene respecto al comportamiento inelástico de los materiales, de los elementos estructurales, y de la propia estructura en conjunto. Por ello, se han desarrollado espectros de diseño inelásticos, observándose que éstos responden a una cierta proporción del espectro de diseño elástico, y que tal proporción coincide con el factor de ductilidad que se puede esperar de la estructura (como el índice de comportamiento inelástico). En la figura A.4, se muestra la relación que guardan los espectros elásticos e inelásticos.

De acuerdo a lo anterior, en vez de emplear espectros de diseño inelásticos, simplemente se determinan las respuestas máximas con espectros de diseño elásticos, y se reducen dividiéndolas entre el factor de comportamiento inelástico (En las NTC, es más conocido como factor de comportamiento sísmico o factor de ductilidad Q).

Algunos métodos como el "paso a paso", y recientemente los métodos matriciales "tridimensionales", han empezado a incluir el comportamiento inelástico de las estructuras en sus ecuaciones dinámicas; sin embargo, no son justificables económicamente por lo pronto, aunque próximamente es posible que se contemplen en las NTC.

Para ampliar con más detalle los conceptos descritos en este apéndice, se recomienda consultar en publicaciones relacionados con la dinámica de estructuras, como por ejemplo, en las Referencias 3 (Cap. 6), 4 (caps. 5 y 6), 5 (cap. 5) y 18 entre otras.

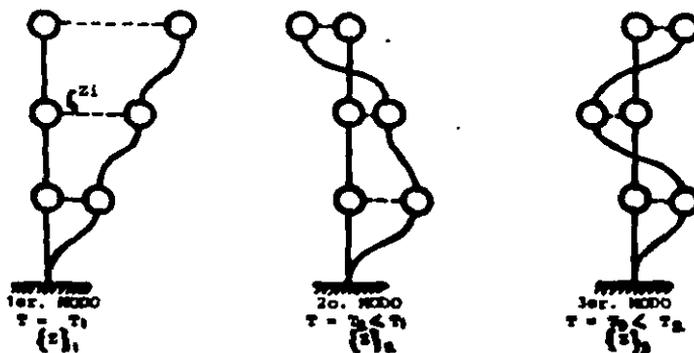


Figura A.3 Modos de vibrar en sistemas de tres grados de libertad.

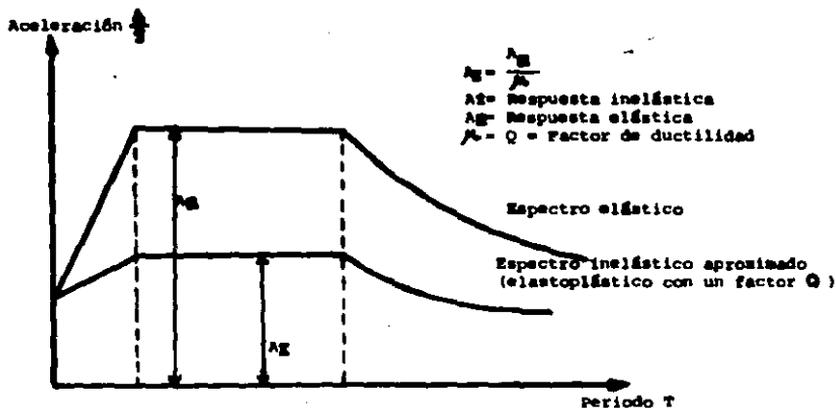


Figura A.4 Relación aproximada entre espectros de diseño elásticos e inelásticos (Cap. 6, Ref. 3)

R E F E R E N C I A S

1. Castillo, J. A., Ingeniería Sísmica. Apuntes para la materia. No editados. Universidad La Salle. México D. F., 1988.
2. Ribé, F. J., Análisis Estructural Matricial. Apuntes para la materia. No editados. Universidad La Salle. México D.F., 1988.
3. Meli, R., Diseño Estructural. Editorial Limusa. México D. F., 1987.
4. Bazán, E., Meli, R., Manual de Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa. México D. F., 1987.
5. Dowrick, D. J., Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos. Editorial Limusa. México D. F., 1984.
6. "Seguridad Estructural de las Construcciones". Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado en el Diario Oficial de la Federación de - - 1987 (D.D.F.). Editorial Porrúa. México D.F., 1988.
7. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D. F., 1987.
8. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D.F., 1987.

9. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D. F., 1987.
10. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D. F., 1987.
11. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D. F., 1987.
12. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D. F., 1987.
13. González, O. M., Robles, F., Aspectos Fundamentales del -- Concreto Reforzado. Editorial Limusa. México D.F., 1986.
14. De Buen, O., Estructuras de Acero. Editorial Limusa. México D.F., 1982.
15. Del Valle, E., "El Modelo Matemático de las Estructuras". División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería, UNAM. México D. F., 1986.
16. Del Valle, E., "Métodos de Stodolla-Vianello-Newmark y de Holzer para el Cálculo de Frecuencias y Configuraciones Modales". División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM. México D. F., 1987

17. Estrada U., G., Estructuras Antisísmicas. Editorial CECSA. México D. F., 1984.
18. Newmark, N.M., Rosenblueth, E., Fundamentos de Ingeniería Sísmica. Editorial Diana. México D. F., 1982.
19. Morales, D., Ponderación de Métodos Aproximados de Análisis Sísmico. Tesis Profesional. Escuela de Ingeniería de la Universidad La Salle. México D. F., 1987.
20. Rosenblueth, E., Esteve, L., Folleto Complementario. Diseño Sísmico de Edificios. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México D. F., 1962.
21. Apango, Luis Ing. Gerente del Departamento de Estructuras. ISTME-ICA. Entrevista personal. México D. F., Mayo 24, 1989.
22. Argüelles, Leticia Ing. Gerente de Proyecto. Constructora Los Remedios S. A. Entrevista personal. México D. F., Mayo 24, 1989.
23. Gómez, Roberto Dr. Investigador Asociado "C". Coordinación de Mecánica Aplicada del Instituto de Ingeniería de la - - UNAM. Entrevista personal. México D. F., Mayo 26, 1989.