

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
DE LA LEY DE EDIFICACIONES DEL ESTADO
DE BAJA CALIFORNIA, DE SEGURIDAD
ESTRUCTURAL EN MATERIA DE
“CRITERIOS Y ACCIONES DE
DISEÑO ESTRUCTURAL”

2017

Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado De Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de “Criterios y Acciones de Diseño Estructural”

INDICE	57
NOTACION	59
1. DISPOSICIONES GENERALES	60
1.1. Alcance	60
1.2. Unidades	61
2. CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO	61
3. CRITERIOS DE DISEÑO EESTRUCTURAL	63
3.1. Estados límite de falla	64
3.2. Estados límite de servicio	64
3.2.1. Deformaciones	65
3.2.2. Vibraciones	67
3.2.3. Otros estado limite	71
4. DOCUMENTOS	71
4.1. Memoria de calculo	71
4.2. Planos estructurales	72
5. ACCIONES DE DISEÑO	73
5.1. Tipos de acciones, según su duración	73
6. CARGAS MUERTAS	75
6.1. Definición	75
6.2. Disposiciones generales	75
7. CARGAS VIVAS	76
7.1. Definición	76
7.2. Disposiciones generales	76
7.3. Cargas vivas transitorias	80
7.4. Cambios de uso	80
7.5. Intensidades	80
8. ACCIONES ACCIDENTALES	82

9. DEFORMACIONES IMPUESTAS	82
9.1. Hundimientos diferenciales	82
9.2. Cambios de temperatura	85
9.3. Efectos de contracción de fraguado	88
9.4. Empuje estático de tierra	88
9.5. Empuje estático de líquidos	88
9.6. Empuje estático de material granular	89
10. ACCIONES DINAMICAS	90
10.1. Vibración de maquinaria	91
10.2. Evaluación de acciones de diseño	92
11. ACCIONES ACCIDENTALES	92
12. COMBINACIONES DE ACCIONES	93
12.1. Condiciones de diseño	93
12.2. Factores de carga	94
13. PRUEBAS DE CARGA	95
13.1. Metodología para prueba de carga	96
14. ESTRUCTURACION	98
14.1. Elementos estructurales	99
14.2. Elementos no estructurales	99
14.2.1. Acabados y recubrimientos	100
14.2.2. Elementos adosados	101
14.2.3. Alteración a elementos estructurales	101
14.3. Separación de edificios y colindancias	101
14.4. Sistemas de piso y techo	102
14.4.1. Diafragmas rígidos	104
14.4.2. Diafragmas flexible	105
15. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	105
16. BIBLIOGRAFIA	111

NOTACIÓN:

A_o	Amplitud efectiva de piso, cm
A_{ot}	Amplitud inicial debida a impacto de caída de talón, cm
c_t	Coefficiente de dilatación térmica.
D	Rango de amortiguamiento (%)
d_e	Peralte efectivo de la losa, cm
E	Módulo de elasticidad, kg/cm ²
f	Frecuencia natural, Hz
g	aceleración gravitacional 981 cm/seg ²
I _{tr}	Momento de inercia de la sección transformada, cm ⁴
L	Claro libre de la viga, cm
N_{eff}	Número efectivo de vigas
Q	Factor de comportamiento sísmico
Q'	Factor de reductor por ductilidad
R	Factor de reducción por sobrerresistencia
R_p	Percepción de vibración
S	Ancho efectivo del patín a compresión, comúnmente el espacio entre vigas, cm
Sh	Acción debida a presión lateral de tierras, presión de agua en el terreno o presión de materiales granulares.
Sm	Carga muerta
Ss	Acción debida a sismo
St	Acción debida a cambios de temperatura
Sv	Carga viva
Sva	Carga viva para el diseño en combinación con carga accidental (sismo o viento)
Sw	Acción debida a viento
Sx	Cargas, fuerzas y efectos debidos a deformaciones impuestas por contracción o expansión por cambios de temperatura o de humedad, flujo plástico, movimientos debidos a asentamientos diferenciales, o cualquier combinación de estos efectos.
W	Carga uniformemente distribuida en la viga, Kg/cm
W_m	Carga viva máxima
W_a	Carga instantánea
W	Carga media
	Factor correctivo por irregularidad
t	Valor del incremento de temperatura.
ν	Relación de Poisson del material.
	Factor de redundancia

1. DISPOSICIONES GENERALES

Considerando que es deber del Gobierno del Estado de Baja California garantizar la seguridad ciudadana, mediante el establecimiento de requisitos mínimos para el diseño y construcción de obras, acordes con nuestra realidad y con los avances tecnológicos; de ahí la importancia de establecer medidas que garanticen el análisis y diseño de las estructuras, de acuerdo a lineamientos que respondan a criterios de nuestras condiciones geológicas y sísmicas.

1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

- a) Definir los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación de proyecto. Lo cual deberá ser debidamente documentado por escrito en una memoria.
- b) Las disposiciones de este capítulo, establecen las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones; estas se aplican tanto a las construcciones nuevas como a las modificaciones, ampliaciones, obras de refuerzo, reparaciones y demoliciones de las obras a que se refieren los reglamentos de edificación correspondientes municipales y estas Normas Técnicas Complementarias.
- c) Para efecto de la aplicación de estas Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Criterios y Acciones de Diseño Estructural”, se tratará como **construcción nueva**, también, aquella que habiendo sufrido daños estructurales tenga que ser reparada o reestructurada, por lo cual deberá ser revisada y actualizada acorde a las disposiciones administrativas y técnicas aquí contenidas. También serán tratadas

como construcciones nuevas, aquellas que por efecto de una remodelación, sufran ampliaciones y/o supresiones de áreas y/o elementos estructurales.

- d) Para puentes, depósitos de agua, túneles, torres, chimeneas y estructuras industriales no convencionales, pueden requerirse disposiciones específicas que difieran en algunos aspectos de las contenidas en este capítulo. Los procedimientos de revisión de la seguridad para cada uno de estos casos deberán ser aprobados por las autoridades competentes de la administración.
- e) Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.
- f) Para el diseño de los elementos estructurales, en estas Normas se han adoptado criterios basados en el método de resistencia última.
- g) Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en estas Normas y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando este ordenamiento.

1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada caso se presenta la ecuación en términos de unidades del sistema métrico decimal.

2. CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO

Para los efectos de este título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea.

Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: (Grupo C) convencional, (Grupo B) seguridad intermedia, (Grupo A) seguridad alta; así como este último de seguridad extrema (Grupo AA).

Grupo AA: Construcciones cuyas funciones sean esenciales para la sociedad y que, por lo tanto, no deban sufrir daños estructurales, ni en elementos no estructurales o de otro tipo que las hagan inoperantes o bien impediría el funcionamiento de servicios vitales para los centros de población; las cuales deben quedar en condiciones de operación después de ocurrido un sismo de gran intensidad. En esta clasificación se consideran edificios para hospitales niveles 2 y 3, edificaciones y equipos de centrales de comunicación, estructuras relacionadas con la distribución y almacenamiento de agua potable y distribución y generación de energía eléctrica y otras instalaciones que sirvan para responder a una emergencia. Además, las edificaciones que sirvan para preservar el orden público y la seguridad de la entidad.

Grupo A: Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales nivel 1, clínicas, escuelas, edificios públicos, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas, centros de readaptación; gasolineras, depósitos de sustancias o tóxicas, terminales de transporte y estaciones de bomberos, estaciones de policía, archivos, registros y espacios públicos de particular importancia por sus contenidos, museos, monumentos y locales que alojen equipo o valores especiales.

Grupo B: Estructuras cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, comercios, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, edificios de apartamentos, oficinas, bardas cuya altura exceda de 1.80 m y todas aquellas estructuras cuyas fallas por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, así como del grupo AA.

Grupo C: Estructuras cuya falla implicaría un costo pequeño y no pueda normalmente causar daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 1.80 m así como bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas.

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Estas normas estarán basadas en la revisión de estados límite, en los requisitos específicos para el diseño de los distintos sistemas que se establecen, de manera estricta, los procedimientos de cálculo así como las características que debe tener la estructura para cumplir con los objetivos de los estados límite que quedan más bien implícitos en las normas.

Toda estructura, y cada una de sus partes, deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que pueden presentarse durante su vida útil esperada, y
- b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación de proyecto.

Los estados límite quedan expresados por los objetivos establecido en estas normas, que es diseñar estructuras capaces de resistir sismos de intensidad moderada sin daño estructural y con pequeño o nulo daño en elementos no estructurales; y lograr una seguridad adecuada contra la falla ante los sismos de mayor intensidad que puedan llegar a presentarse en el sitio.

3.1 Estados Límite de Falla

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes incluyendo la cimentación y el suelo, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

El estado límite de falla se considera satisfecho al proporcionar a los elementos estructurales una resistencia tal que, para el sismo de diseño, no se produzcan deformaciones inelásticas que excedan la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar la estructura, que se prescribe de acuerdo con el sistema estructural y los requisitos de ductilidad que se hayan adoptado.

3.2 Estados Límite de Servicio

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción.

3.2.1 Deformaciones

Se considera como estado límite cualquier deformación de la estructura que ocasione daños inaceptables a la propia construcción o sus vecinas, o que cause interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones.

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

Desplazamientos laterales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)

Se establecen límites en los desplazamientos obtenidos para el nivel de servicio porque se deben evitar daños en elementos no estructurales en sismos menores que el considerado para la resistencia de la estructura ante el nivel de colapso, en que se debe garantizar que la estructura mantenga su estabilidad.

Desplazamientos laterales para seguridad contra colapso

En la revisión de desplazamientos laterales para seguridad contra colapso, se considera que el comportamiento idealizado supuesto, *figura 1* es por ello que así se estiman los desplazamientos inelásticos de diseño a partir de los obtenidos de análisis elástico con fuerzas sísmicas reducidas por conceptos de ductilidad, redundancia y sobrerresistencia.

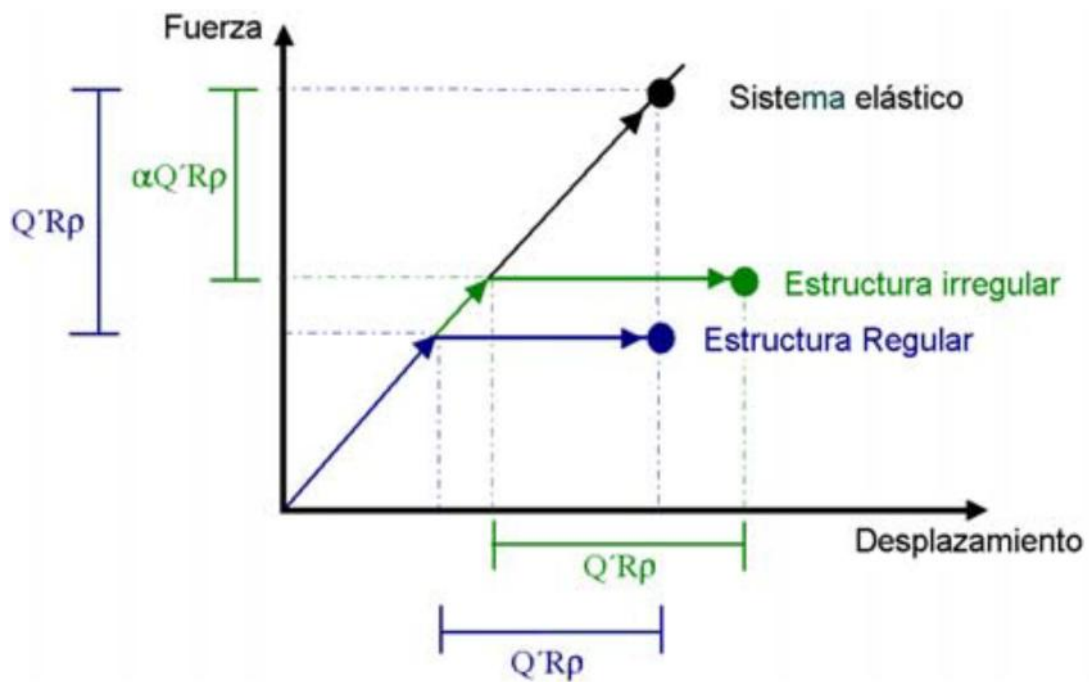


Figura 1.

Cabe señalar que los valores propuestos en la *tabla 1* reflejan el estado de arte actual de esta materia a nivel mundial, pero se requiere de más investigación experimental y analítica que permita depurar esta propuesta para los distintos sistemas estructurales y materiales empleados en edificios.

Tabla 1. Distorsiones permisibles entre niveles consecutivos.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

3.2.2 Vibraciones

Se considera como estado límite cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la estructura, de equipos e instalaciones, o que cause molestia o sensación de inseguridad a los ocupantes.

Deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

La frecuencia fundamental para una viga simplemente apoyada trabajando como sección compuesta con la losa es:

$$f = 1.57 \sqrt{\frac{gEI_{tr}}{wL^4}}$$

donde:

f = frecuencia natural, Hz

$g = 981 \text{ cm/seg}^2$

E = módulo de elasticidad, kg/cm²

I_{tr} = Momento de inercia de la sección transformada, cm⁴

w = Carga uniformemente distribuida en la viga, Kg/cm

L = Claro libre de la viga, cm

La amplitud efectiva del sistema de piso es determinada por la siguiente relación:

$$A_o = \frac{A_{ot}}{N_{eff}}$$

donde:

A_o = amplitud efectiva de piso, cm

A_{ot} = amplitud inicial debida a impacto de caída de talón, cm

N_{eff} = Número efectivo de vigas

$$A_{ot} = \frac{0.246L^3(0.10 - t_o)}{EI_{tr}},$$

para $t_o \leq 0.05$

$$A_{ot} = \frac{0.246L^3}{EI_{tr}} \frac{1}{2\pi f} \frac{1}{2(1 - \alpha \sin\alpha - \cos\alpha)},$$

para $t_0 > 0.05$

$$t_0 = \frac{1}{\pi f} \tan^{-1} \alpha$$

$$\alpha = 0.1 \pi f, \text{ en Rad}$$

$$N_{eff} = 2.967 - 0.05776 s d_e + 2.556 \times 10^{-8} L^4 I_{tr} + 0.0001 L s^3$$

donde:

s = ancho efectivo del patín a compresión, comúnmente el espacio entre vigas, cm

d_e = peralte efectivo de la losa, cm

L = claro libre, cm

La respuesta de vibración se calcula con la siguiente expresión:

$$R = 5.08 f A_o / D^{0.217 0.265}$$

donde:

D = rango de amortiguamiento (máx. 5%)

$$D = 35 Aof + 2.5 < 5$$

Valores de R Percepción de las vibraciones

- 1 Vibración imperceptible
- 2 Poco perceptible
- 3 Regularmente perceptible
- 4 Fuertemente perceptible
- 5 Vibración Severa

Con los valores que se obtienen de frecuencia y amplitud efectiva de piso, apoyados en la gráfica de la *figura 2* presentada de la Escala de Reiher-Mesiter se determina la perceptibilidad humana.

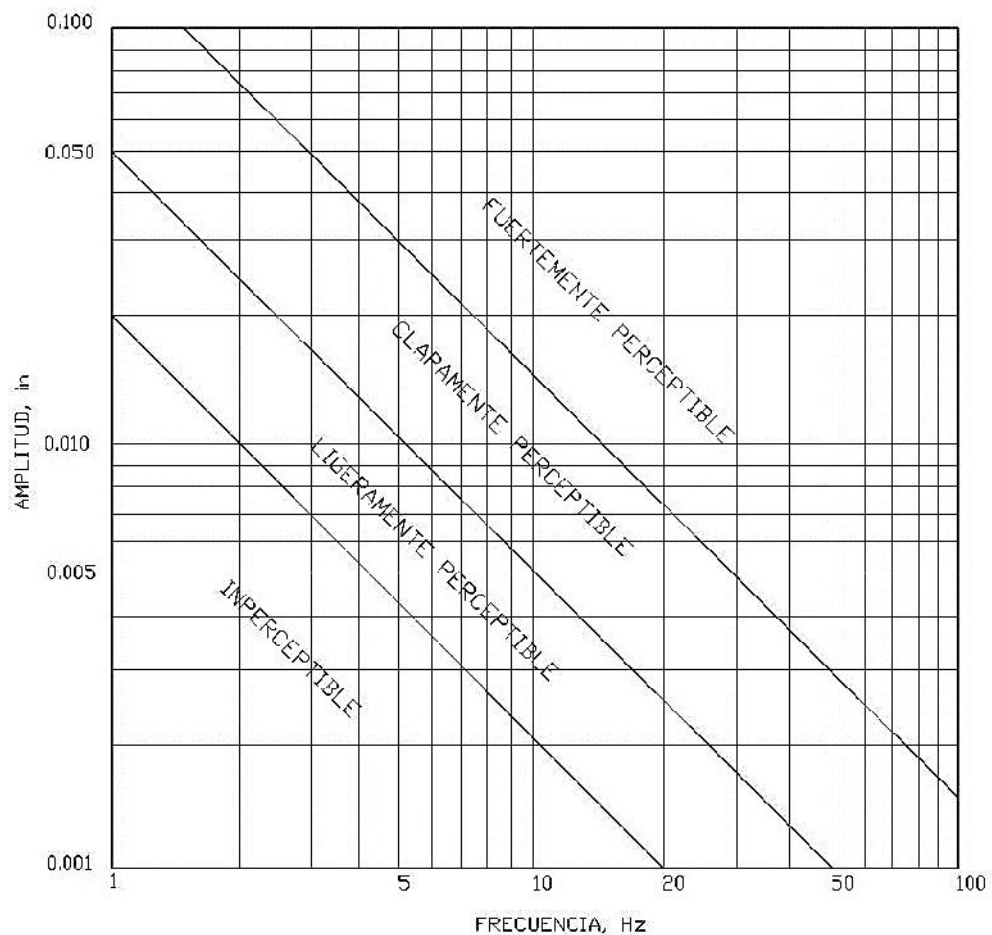


Figura 2. Escala Reiher – Meister para definición del nivel de perceptibilidad humano.

3.2.3 Otros estados límite

Se considera como estado límite la ocurrencia de grietas, desprendimientos, astillamientos, aplastamientos, torceduras y otros daños locales que afecten el funcionamiento o sensiblemente la apariencia de la estructura.

4. DOCUMENTOS

La documentación requerida del proyecto estructural deberá cumplir con lo previsto en la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California y los reglamentos de edificación municipales correspondientes.

4.1 Memoria de Cálculo

En ningún caso, las estructuras podrán ser construidas, si no se justifica previamente su estabilidad y duración bajo la acción de las cargas que van a soportar y transmitir al subsuelo, es decir, si no se presentan las **Memoria de Cálculo Estructural** correspondientes. Las memorias de cálculo estructural deberán entregarse en español y en unidades de sistema métrico decimal y firmadas por el Corresponsable Estructural.

Las Memorias de Cálculo deberán reunir los siguientes requisitos:

- 1) Descripción detallada de la estructura propuesta y de sus elementos componentes, indicando dimensiones, manera como trabajará en su conjunto y la forma como transmitirá las cargas al subsuelo.
- 2) Justificación del tipo de estructura elegida, de acuerdo al proyecto en cuestión y las normas técnicas complementarias, relativas a dimensionamiento, fuerzas aplicadas y métodos de diseño.
- 3) Descripción del tipo y de la calidad de los materiales de la estructura, indicando todos aquellos datos relativos a su capacidad y resistencia, esfuerzos máximos

admisibles, módulos elásticos, etc.; y en general todas aquellas características que permitan definir las propiedades mecánicas de todos y cada uno de los elementos de la estructura.

- 4) Indicación y respaldo de los datos relativos al terreno donde se va a cimentar la estructura, como son: corte estratigráfico hasta la profundidad requerida para cimentar, tipo de capa o estrato resistente elegido, profundidad de la misma, capacidad de carga máxima admisible a esa profundidad, ángulo de fricción interna del material y en general todos aquellos datos que permitan definir el suelo en cuestión.
- 5) Descripción del procedimiento constructivo que se va a seguir para llevar a cabo la estructura, en el caso de estructuras auto portantes durante la etapa de construcción, se asentarán los esfuerzos de erección durante la etapa de construcción.
- 6) Presentación **obligada** del cálculo de todos y cada uno de los elementos tipo, detallando en cada caso las cargas, método de cálculo utilizado, secuencia del mismo y diseño resultante. Independientemente de lo anterior, la Administración podrá exigir, cuando así lo juzgue conveniente, la presentación de los cálculos complementarios para su revisión.

4.2 Planos Estructurales

- 1) Todos y cada uno de los requisitos anteriores deberán comprender los planos estructurales correspondientes.
- 2) En general, todos los cálculos y planos que los acompañen, deberán ser perfectamente legibles e inteligibles.

5. ACCIONES DE DISEÑO

5.1 Tipos de acciones, según su duración

En el diseño de toda estructura se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos 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;
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. 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, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas (tratadas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño Sísmico”); los efectos del viento (tratadas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño por Viento”); las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

Tabla 2. Pesos Volumétricos de Materiales Constructivos.

MATERIAL	CONDICIÓN	Peso volumétrico en T/m ³	
		Máximo	Mínimo
I. PIEDRAS NATURALES			
ARSENICA (CHILUCAS Y CANTERAS)	SECAS	2.45	1.75
	SATURADAS	2.50	2.00
ASFALTOS (PIEDRA BRAZA)	SECOS	2.60	2.35
	SATURADOS	2.65	2.45
GRANITO		3.20	2.40
MARMOL		2.60	2.55
RIOLITA	SECA	2.50	2.00
	SATURADA	2.55	2.05
PIZARRAS	SECA	2.80	2.30
	SATURADAS	2.85	2.35
TUCURUGUAY	SECOS	1.80	1.20
	SATURADOS	2.10	1.60
TEZONTLES	SECOS	1.25	0.65
	SATURADOS	1.55	1.15
CALIZA	SECAS	2.80	2.40
	SATURADA	2.85	2.45
II. SUELOS			
ARENA DE GRANO DE TAMAÑO UNIFORME	SECA	1.75	1.40
	SATURADA	2.10	1.85
ARENA BIEN GRADUADA	SECA	1.90	1.55
	SATURADA	2.30	1.95
ARCILIA		2.20	1.50
CALICHE	SECO	1.50	1.20
	SATURADO	2.10	1.70
III. PIEDRAS ARTIFICIALES, CONCRETOS Y MORTEROS			
CONCRETOS SIMPLES CON AGREGADOS DE PESO NORMAL		2.20	2.00
CONCRETO REFORZADOS		2.40	2.20
MORTERO DE CAL Y ARENA		1.50	1.40
MORTERO DE CEMENTO Y ARENA		2.10	1.90
APLANADO DE YESO		1.50	1.10
TABIQUE MACIZO HECHO A MANO		1.50	1.30
TABIQUE MACIZO PRENSADO		2.20	1.60
BLOQUE HUECO DE CONCRETO LIGERO (VOLUMEN NETO)		1.30	0.90
BLOQUE HUECO DE CONCRETO INTERMEDIO (VOLUMEN NETO)		1.70	1.30
BLOQUE HUECO DE CONCRETO PESADO (VOLUMEN NETO)		2.20	2.00
VIDRIO PLANO		3.10	2.80
IV. MADERA			
CAOBA	SECA	0.65	0.55
	SATURADA	1.00	0.70
CEDRO	SECO	0.55	0.40
	SATURADO	0.70	0.50
OYAMEL	SECO	0.40	0.30
	SATURADO	0.65	0.55
ENCINO	SECO	0.90	0.80
	SATURADO	1.00	0.80
PINO	SECO	0.65	0.45
	SATURADO	1.00	0.80
V. RECUBRIMIENTOS		Peso en Kg/m²	
		Máximo	Mínimo
AZULEJO		15	10
MOSAICO DE PASTA		35	25
GRANITO O TERRAZO DE	20X20	45	35
GRANITO O TERRAZO DE	30X30	55	45
GRANITO O TERRAZO DE	40X40	65	55
LOSETA ASFALTICA O VINILICA		10	5

6. CARGAS MUERTAS

6.1 Definición

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales de acuerdo a la Tabla 2. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

6.2 Disposiciones Generales

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m². Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

7. CARGAS VIVAS

7.1 Definición

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen en el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la *tabla 3*.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos y objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

7.2 Disposiciones Generales

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de cargas más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 7.5 de esta norma, y
- e) Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento: (tabla 3).

Tabla 3. Cargas Vivas Unitarias

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, en Kg/m²					
DESTINO DE PISO O CUBIERTA		W	Wa	Wm	OBSERVACIONES
a)	Habitación casa –habitación departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles cárceles, correccionales y similares	70	90	170	(1)
b)	Oficinas, despachos, laboratorios y hospitales	100	180	250	(2)
c)	Comunicación para peatones, pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público	40	150	350	(3), (4)
d)	Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	(5)
e)	Otros lugares de reunión, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juegos y similares	40	250	350	(5)
f)	Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm	(6)
g)	Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4), (7)
h)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5% y menor del 20%	5	20	60	(4), (7), (8)
i)	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 20%	5	20	40	(4), (7), (8)
j)	Volados en vía pública, marquesinas, balcones y similares	15	70	300	
k)	Garajes, estacionamientos para automóviles exclusivamente	40	100	250	(9)
l)	Andamios y cimbras para concreto	15	70	100	(10)

Observaciones a la Tabla de Cargas Vivas

1. Para elementos con área tributaria mayor de 36m^2 , W_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420/\sqrt{A}$ (A es el área tributaria al elemento analizado, en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 500 kg, aplicada sobre un área de 50×50 cm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2. Para elementos con área tributaria mayor de 36m^2 , W_m podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420/\sqrt{A}$ (A es el área tributaria al elemento analizado, en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50×50 cm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3. En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso a) de la tabla.

4. En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.
5. En estos casos deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.
6. Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo V.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 350 kg/m² y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción.
7. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.
Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.
8. Además, en el fondo de los valles de techo inclinados se considerará una carga, debida a granizo de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo de desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad.
9. Más una concentración de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.
10. Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable.

7.3 Cargas Vivas Transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 150 kg/m². Se considerará, además, una concentración de 150 kg en el lugar más desfavorable.

7.4 Cambios de uso

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

7.5 Intensidades.

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en las “Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural”, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados y con base en los criterios generales siguientes:

- a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;

- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:
- 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;
 - 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;
 - 3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y
 - 4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.
- c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de (50) cincuenta años. Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.
- d) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y que se empleará para combinaciones que incluyan las acciones accidentales o más de una acción variable.

8. ACCIONES ACCIDENTALES

Son las que tienen valores significativos a cortos intervalos de tiempo, perteneciendo a este grupo las cargas de viento, tratadas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño por Viento” así como las cargas de sismo, tratadas en la Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño Sísmico”.

9. DEFORMACIONES IMPUESTAS

Las deformaciones a que se refiere este inciso corresponden: hundimientos diferenciales, efectos de cambio de temperatura y efectos de contracción.

9.1 Hundimientos Diferenciales.

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente.

Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

Cuando los hundimientos diferenciales que sufre el terreno por efecto de las cargas de las edificaciones que soporta, excedan de los valores que se indican en la tabla 4, deberán tenerse en cuenta en el análisis de marcos de concreto o acero.

Cuando se tienen muros cargadores de ladrillo recocido o bloque de concreto o marcos rigidizados con este tipo de muro y/o diagonales, la relación entre el hundimiento diferencial y el claro no deberá exceder de 0.002 y si se tienen acabados muy sensibles como yeso, piedra ornamental, etc., de 0.001, a menos que estos acabados se coloquen después de ocurrir los hundimientos.

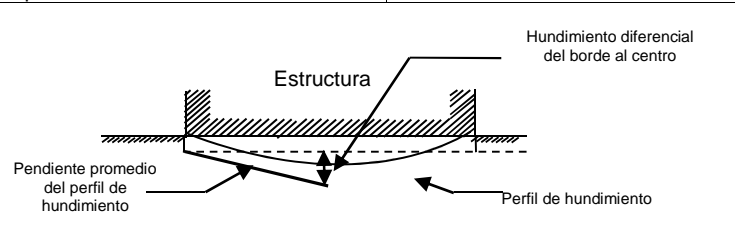
Podrá omitirse el cálculo de los efectos de cambios de temperatura y contracción por fraguado en estructuras de concreto cuya dimensión no exceda de 30 m en ninguna dirección, si todos sus miembros estructurales son de eje recto y siempre que las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie estén protegidas de ésta al menos por un enladrillado. El límite citado puede aumentarse a 45 m en estructura de acero.

Para el cálculo de hundimiento deberá consultarse las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de "Diseño y Construcción de Cimentaciones". Los efectos de hundimiento diferenciales como acciones en la estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la tabla 4 o bien en cualquiera de los siguientes casos:

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2 cm, siempre que el suelo sobre el que se apoye la construcción no posea marcadas heterogeneidades en planta y no contenga arcillas expansivas inmediatas.
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana, o en suelo cuyo número de golpes por cada 30 cm de profundidad, en prueba de penetración estándar, sea mayor de 20 desde la superficie de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.

- c) Cuando la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables a los hundimientos que ésta, es abundante e indica que los hundimientos diferenciales carecen de importancia.

Tabla 4. Hundimientos Diferenciales Tolerables en Estructuras.

HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES TOLERABLES EN ESTRUCTURA		
TIPOS DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido extremo fijo extremo móvil	(unidades de radianes de la pendiente de asentamientos) 0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los valores de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígida para la base no permitirán los asentamientos son fisuramiento y pandeo
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la guía generalmente no rige el problema
Losa de cimentación circular o zapata anulares o rígidas para estructuras esbeltas y altas como torres, silos y tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concretos juntas	0.015 (variación de ángulo en una junta en radianes)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 1 a 4 veces el promedio de las pendiente generalmente no rige el problema
Marcos de acero hasta 4 pisos de 4 a 14 pisos de 15 o más pisos 14 pisos	0.004 0.004(1.255 - 0.063n) 0.0012	n= número de pisos Deberán también analizarse los efectos de todo incremento semanal en el hundimiento superior a 0.002 veces la distancia entre columna
Estructuras de acero de 1 o 2 plantas, armaduras para techo, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.003	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión pueden limitar el hundimiento tolerable
Casas de 1 o 2 plantas con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras	0.002 a 0.003	Valores mayores son tolerables si la mayor parte de hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior
Estructura con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco, paneles móviles o de vidrio	0.002 a 0.003	Desperfectos en la estructura pueden limitar los hundimientos tolerables
Estructura con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra, ornamenta, teja	0.001 a 0.002	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la obra
Estructura rígida de concreto pesado de varias plantas sobre losa de cimentación estructurada de +1.20m de espesor	0.0015	Daños al acabado interior a al exterior puede limitar los hundimientos tolerables
		<p>El hundimiento diferencial tolerable se expresa en términos de la pendiente del perfil del hundimiento</p> <p>Valor de 0.001= 1cm de hundimiento deferencial en 10 m de distancia</p> <p>Valor de 0.008= 8cm de hundimiento diferencial en 10 m de distancia</p>

9.2 Cambios de Temperatura

Los efectos por cambio de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no exceden de 30 m, en cualquier dirección, si todos sus miembros estructurales son de ejes rectos y si las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie están protegidas al menos por un enladrillado. Cuando se trata de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento.

Los elementos estructurales que se encuentran en contacto con ambientes de temperatura controlada o excepcional, tales como tanques, hornos y frigoríficos, merecen consideración especial en el diseño por efectos de cambio de temperatura.

En los casos en que uno o más componentes o grupos de ellos en una construcción estén sujetos a variaciones de temperatura que puedan introducir esfuerzos significativos en los miembros de la estructura, estos esfuerzos deberán considerarse al revisar las condiciones de seguridad ante los estados límite de falla y de servicio de la misma, en combinación con los debidos a los efectos de las acciones permanentes.

Los esfuerzos debidos a variaciones de temperatura se calcularán como la superposición de dos estados de esfuerzo:

- a) Un estado inicial, el que se obtendrá suponiendo los esfuerzos internos que resultan de considerar impedidos los desplazamientos asociados a todos los grados de libertad del sistema. En un miembro estructural tipo barra, es decir, que tenga dos dimensiones pequeñas en comparación con su longitud, este estado inicial consistirá en un esfuerzo axial igual al producto.

$$E\alpha\Delta t$$

donde:

E es el módulo de elasticidad del material.

α es su coeficiente de dilatación térmica.

Δt el valor del incremento de temperatura.

Este esfuerzo será de compresión si la variación de temperatura es positiva, y de tensión en caso contrario. En un miembro estructural tipo placa, caracterizado por una dimensión pequeña en comparación con las otras dos, el estado inicial de esfuerzos corresponderá a un estado de esfuerzo plano isotrópico, caracterizado por una magnitud idéntica en cualquier dirección contenida en el plano medio del elemento considerado.

Dicha magnitud es igual a:

$$E\alpha\Delta t/(1 + \nu)$$

donde:

ν es la relación de Poisson del material.

Estos esfuerzos son de compresión si se trata de un incremento de temperatura y de tensión en caso contrario.

- b) Una configuración correctiva, que resulte de suponer que sobre la estructura actúa un conjunto de fuerzas iguales en magnitud a las que se requiere aplicar externamente a la misma para impedir los desplazamientos debidos a los esfuerzos internos del estado inicial, pero con signo contrario.

Tabla 5. Coeficientes Térmicos de Expansión Lineal

COEFICIENTE TÉRMICO DE EXPANSION LÍNEAL	
MATERIAL	COEFICIENTE C
	(1/°C)
ACERO	0.000012
CONCRETO	0.0000143
MAMPOSTERIA DE LADRILLO	0.0000055
MAMPOSTERIA DE PIEDRA	0.0000063
ALUMINIO	0.0000231

Tabla 6. Parámetros climáticos promedio para el Municipio de Mexicali, Tijuana y Tecate.

Parámetros climáticos promedio de Mexicali (Periodo 1951-2010)													
Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura máxima registrada (°C)	30	33.8	37.5	43	45	50	56.5	52.4	48.1	44.4	39.8	30.5	52
Temperatura diaria máxima (°C)	15.4	21	24	29	34.9	47	50	49.5	38.4	32.2	18.1	15	31.1
Temperatura diaria mínima (°C)	2.8	3	10	12.8	15.8	22.1	25	29.7	23.5	13.2	8	1.8	15
Temperatura mínima registrada (°C)	-5	-1.0	-6.0	9	13	19.6	23.5	15.5	1	0.3	-2.5	-8.0	-8.0
Precipitación total (mm)	10.5	17.5	6.4	1.5	0.5	0.3	4	10	8.7	8.7	5.3	11.1	74.5
Días de lluvias (≥ 1 mm)	2.5	2.4	2.2	0.6	0.3	0.1	1	1.4	1.2	1.1	1.2	2.2	16.2

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional. Consultado el 30 de julio de 2013.

Parámetros climáticos promedio de Tijuana													
Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura máxima registrada (°C)	34.5	39	34	36	38.5	41.8	39	41	49	47	42	37	49
Temperatura diaria máxima (°C)	20.3	20.8	20.8	22.1	23.5	25.2	27.8	28.1	27.8	26	23.5	21.1	23.9
Temperatura diaria mínima (°C)	6.9	7.8	8.8	10.2	12.4	14.3	16.5	17.5	16.1	13	9.8	6.9	11.7
Temperatura mínima registrada (°C)	-3.0	0	0.5	1	5.5	5	7.5	10.5	0	5	1	-5.0	-5.0
Precipitación total (mm)	43.8	36.5	42.7	17.6	4.4	0.7	0.7	0.9	5	7.8	33.8	37	230.9
Días de lluvias (≥ 1 mm)	7.1	6.1	7.5	4.2	1.8	0.8	0.8	0.5	1.4	2.8	4	5.4	42.4

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional. Consultado el 30 de julio de 2013.

Parámetros climáticos promedio de Tecate													
Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura máxima registrada (°C)	32.5	33	35	37	40.5	42.8	44	45	43	38	35	33	45
Temperatura diaria máxima (°C)	18.3	20.8	22.8	23.1	25.5	28.2	30.8	30.1	27.8	24	22.5	18.1	22
Temperatura diaria mínima (°C)	3.9	4.8	6.8	9.2	11.4	15.3	20.5	23.5	18.1	10	6.8	4.9	13.7
Temperatura mínima registrada (°C)	-10.0	-8.0	-4.0	-1.0	2.5	5	5.5	6.5	4	2	0	-5.0	-10.0
Precipitación total (mm)	50.8	40.5	42.7	17.6	4.4	0.7	0.7	5.9	6	7.8	33.8	40	260.9
Días de lluvias (≥ 1 mm)	7.1	6.1	7.5	4.2	1.8	0.8	0.8	0.5	1.4	2.8	4	5.4	42.4

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional. Consultado el 30 de julio de 2013.

Nota: La información fue obtenida de las tablas elaboradas de datos del Servicio Meteorológico Nacional, y no se han obtenido al momento las publicaciones similares, para los Municipios de Ensenada y Playas de Rosarito.

9.3 Efectos de contracción de fraguado

Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. En los casos en que éstos puedan omitirse, aquéllos también podrán despreciarse.

En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede estimarse conservadoramente de acuerdo a la *tabla 7*.

Tabla 7. Contracción Unitaria en Elementos de Concreto Estructural.

CONTRACCIÓN UNITARIA APROXIMADA EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO	
CLIMA	CONTRACCIÓN UNITARIA
HUMEDO	0.0002
MODERADO	0.0003
SECO	0.0004

9.4 Empuje estático de tierra

En el diseño de elementos estructurales adyacentes a depósitos de suelos, deberá considerarse la presión lateral ejercida por el depósito sobre el elemento, tomando en cuenta, además, los efectos de posibles sobrecargas, fijas o móviles. Cuando parte, o todo el suelo adyacente se encuentra bajo el nivel freático, los cálculos de presiones deberán hacerse considerando el peso sumergido del suelo y la presión hidrostática correspondiente. Los efectos de estas acciones se tratan con detalle en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño y Construcción de Cimentaciones”.

9.5 Empuje estático de líquidos

Para el empuje estático de líquidos se considerará:

- a) Líquido con superficie libre:

Los empujes estáticos de líquidos con superficie libre se calcularán suponiendo que en cada punto de contacto del líquido con la paredes y fondo del recipiente que lo

contiene, obra una presión igual al peso volumétrico del líquido por la altura medida desde la superficie libre hasta el punto considerado.

Cuando el peso volumétrico del líquido sea menor que el del agua, se revisarán los elementos estructurales, excepto en el cálculo del asentamiento y el diseño sísmico, suponiendo también que el recipiente está lleno de agua. En todos los casos, en el diseño por estados límite, se usará un factor de carga de 1.1 para la presión del líquido, y.

b) Líquidos a presión:

Cuando sobre la superficie libre del líquido obre una presión mayor que la atmosférica, se sumará la diferencia a las presiones calculadas de acuerdo con el inciso anterior. En el diseño por estados límite, para la presión excedente se empleará un factor de carga de 1.4.

9.6 Empuje estático de material granular

Del empuje estático del material granular se tomará:

a) Valores nominales de pesos volumétricos y angulosos.

Los valores nominales de pesos volumétricos y ángulos de fricción para el cálculo de presiones podrá tomarse de la tabla 7 o determinarse en forma experimental, en cuyo caso se adoptará como peso volumétrico nominal aquel que tenga una posibilidad del 2% de ser excedido, y como ángulo de fricción aquéllos con probabilidad del 2 % de que se presente un valor más pequeño. También podrán utilizarse valores medios que se citen en la literatura técnica fidedigna, aumentando 5 % el peso volumétrico y disminuyendo las tangentes de los ángulos de fricción un 10 %. El factor de carga de empujes estáticos de granos en el diseño por estados límite será de 1.4.

b) Efectos dinámicos de vaciado.

Salvo que se empleen tubos anti dinámicos para vaciar el material, además de las presiones citadas por material almacenado, deberán tenerse en cuenta los efectos dinámicos debidos al vaciado.

Si el silo se puede vaciar excéntricamente deberán tomarse en cuenta, adicionalmente, las presiones asimétricas provenientes de tal operación, a menos que se recurra a algún dispositivo que asegure el descenso centrado del material. Para grupos de silos con cimentación común es necesario revisar las posibilidades de tener vacíos uno o varios silos del grupo.

Tabla 8. Pesos Volumétricos y Ángulos de Fricción.

VALORES NOMINALES DE PESOS VOLUMÉTRICOS Y ÁNGULOS DE FRICCIÓN							
MATERIAL	τ (T/m ³)	ϕ	K	SILO DE CONCRETO		SILO DE ACERO	
				ϕ	fc	ϕ' a	fa
Cemento	1.50	30°	0.33	20°	0.55	29°	0.55
Carbón	0.84	31°	0.32	30°	0.58	18°	0.32
Coque	0.46	35°	0.27	36°	0.76	22°	0.40
Arena y grava	1.80	35°	0.27	28°	0.53	20°	0.36
Maíz	0.74	24°	0.42	19°	0.34	19°	0.34
Trigo	0.87	21°	0.47	22°	0.40	20°	0.36
Frijol	0.76	27°	0.38	2°	0.36	20°	0.36
Chícharo	0.84	22°	0.45	14°	0.25	14°	0.25
Cebada	0.66	24°	0.42	20°	0.36	20°	0.36
Avena	0.46	24°	0.42	22°	0.40	22°	0.40
Linaza	0.69	21°	0.47	20°	0.36	20°	0.36

10. ACCIONES DINAMICAS

En el diseño de estructuras que alojen o estén próximas a maquinaria o equipo los efectos dinámicos de la operación de éstos deberán considerarse como acciones y verificar que debido a ellos la estructura no incurra en estado límite alguno, ya sea de falla o de servicio.

En particular, si la función principal de la estructura es la de servir de apoyo a una máquina, en el diseño se considerará como estado límite cualquier comportamiento estructural que impida o limite el correcto funcionamiento de ésta.

10.1 Vibración de maquinaria

Toda maquinaria en operación produce vibraciones que son transmitidas a su estructura de soporte, a la cimentación sobre la que está desplantada y al terreno vecino. Se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en la sección 3.2.2. Para fines de diseño estructural estas variaciones pueden clasificarse, de acuerdo a su duración, en:

- a) Vibraciones transitorias; debidas principalmente a fenómenos de tipo impulsivo, como los que se presentan en la operación normal de máquinas de impacto, tales como martillos mecánicos, y en el inicio, término y cambios de régimen de operación de máquinas rotatorias y reciprocantes.
- b) Vibraciones estacionarias; producidas por fenómenos de carácter repetitivo, como los que ocurren en la operación normal de máquinas rotatorias y reciprocantes. Estas vibraciones conviene subdividirlas, de acuerdo a la velocidad de operación de la máquina, en de alta y baja frecuencia.

Los criterios de diseño estructural y las acciones (fuerzas perturbadoras) que para él se empleen dependerán del tipo de vibración producida por la maquinaria.

10.2 Evaluación de Acciones de Diseño

Cuando en el diseño estructural se consideren acciones debidas a maquinaria, deberán seguirse los criterios establecidos por el fabricante del equipo.

Solo en los casos en que no se disponga de dichos criterios, o éstos sean incompletos o insatisfactorios, deberán adoptarse otros, los cuales habrán de basarse en un modelo, analítico o experimental, del movimiento de la maquinaria; y en su defecto se usarán los factores de impacto dados en la *tabla 9*.

Tabla 9. Factores de Impacto y Vibración en Maquinaria y Equipo.

TIPO DE MAQUINA	FACTOR
MAQUINAS DE ELEVACION	
Máquinas de elevadores	2.00
Máquinas de grúas eléctricas	1.25
Máquinas de grúas a mano	1.1
MAQUINAS DE ELEVACION	
Maquinaria ligera	1.25
Maquinas recíprocamente y unidades de potencia	1.5

11. ACCIONES ACCIDENTALES

Son las que tienen valores significativos a cortos intervalos de tiempo, perteneciendo a este grupo las cargas de viento, tratadas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño por Viento” y las cargas de sismo, tratadas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño Sísmico”.

12. COMBINACIONES DE ACCIONES

12.1 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 5.1 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 12.2.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas 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.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 12.2.

- c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 12.2.

12.2 Factores de carga

Se combinarán los efectos de las cargas y deformaciones impuestas empleando factores de carga F_c , teniendo como mínimo las siguientes:

- a) $1.4 S_m + 1.4 S_v$
- b) $1.1 S_m + 1.1 S_{va} \pm 1.1 S_w$
- c) $1.1 S_m + 1.1 S_{va} \pm 1.1 S_s$
- d) $0.9 S_m \pm 1.1 S_w$
- e) $0.9 S_m \pm 1.1 S_s$
- f) $1.4 S_m + 1.4 S_v + 1.4 S_h$
- g) $0.9 S_m \pm 1.1 S_w + 1.4 S_h$

donde:

S_m carga muerta

S_v carga viva

S_{va} carga viva para el diseño en combinación con carga accidental (sismo o viento)

S_w acción debida a viento

S_s acción debida a sismo

S_t acción debida a cambios de temperatura

S_h acción debida a presión lateral de tierras, presión de agua en el terreno o presión de materiales granulares.

Sx cargas, fuerzas y efectos debidos a deformaciones impuestas por contracción o expansión por cambios de temperatura o de humedad, flujo plástico, movimientos debidos a asentamientos diferenciales, o cualquier combinación de estos efectos.

A fin de revisar la seguridad de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y regirá en el diseño la combinación que produzca los efectos más desfavorables.

13. PRUEBAS DE CARGA

Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos:

- a) En las edificaciones de recreación, y todas aquellas construcciones en la que pueda haber frecuentemente aglomeración de personas, así como las obras provisionales que puedan albergar a más de 100 personas, clasificadas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Criterios y Acciones de Diseño Estructural”;
- b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión, y
- c) Cuando la autoridad competente lo estime conveniente en razón de duda en la calidad y resistencia de los materiales o en cuanto a los procedimientos constructivos.

13.1 Metodología para Prueba de Carga

Para realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará, de acuerdo a las siguientes disposiciones:

- a) Cuando se trate de verificar la seguridad de elementos o conjuntos que se repiten, bastará seleccionar una fracción representativa de ellos, pero no menos de tres, distribuidos en distintas zonas de la estructura;
- b) La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a 85% de la de diseño incluyendo los factores de carga que correspondan;
- c) La zona en que se aplique será necesaria para producir en los elementos o conjuntos seleccionados los efectos más desfavorables;
- d) Previamente a la prueba se someterán a la aprobación de la autoridad competente el procedimiento de carga y el tipo de datos que se recabarán en dicha prueba, tales como deflexiones, vibraciones y agrietamientos;
- e) Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará sobre la estructura no menos de veinticuatro horas;
- f) Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre colapso, una falla local o incremento local brusco de desplazamiento o de la curvatura de una sección. Además, si veinticuatro horas después de quitar la sobrecarga la estructura no muestra una recuperación mínima de 75% de sus deflexiones, se repetirá la prueba;
- g) La segunda prueba de carga no debe iniciarse antes de 72 horas de haberse terminado la primera;

- h) Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la recuperación no alcanza, en 24 horas, el 75% de las deflexiones debidas a dicha la segunda prueba;
- i) Si la estructura pasa la prueba de carga, pero como consecuencia de ello se observan daños tales como agrietamientos excesivos deberá repararse localmente y reforzarse; podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aún si la recuperación de las flechas no alcanzare el 75%, siempre y cuando la flecha máxima no exceda de dos milímetros + $L^2/(20\ 000h)$, donde L, es el claro libre del miembro que se ensaye y h su peralte total en la mismas unidades que L; en voladizos se tomará L como el doble del claro libre;
- j) En caso de que la prueba no sea satisfactoria, deberá presentarse ante la autoridad competente un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes, y una vez realizadas éstas, se llevará a cabo una nueva prueba de carga;
- k) Durante la ejecución de la prueba de carga deberán tomarse las precauciones necesarias para proteger la seguridad de las personas y del resto de la estructura, en caso de fallas de la zona ensayada. El procedimiento para realizar pruebas de carga de pilotes será el incluido en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño y Construcción de Cimentaciones”, y
- l) Cuando se requiera evaluar mediante pruebas de carga la seguridad de una construcción ante efectos sísmicos, deberán diseñarse procedimientos de ensaye y criterios de evaluación que tomen en cuenta las características peculiares de la acción sísmica, como son la imposición de efectos dinámicos y de repeticiones de carga alternadas. Estos procedimientos y criterios deberán ser aprobados por la autoridad competente.

14. ESTRUCTURACIÓN

El proyecto arquitectónico de una construcción deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos y de viento.

El proyecto arquitectónico de preferencia permitirá una estructuración regular que cumpla con los requisitos que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño Sísmico” y las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño por Viento”.

Las construcciones que no cumplan con dichos requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas y de viento más severas, en la forma que se especifique en las normas mencionadas.

En este capítulo se hace distinción entre los elementos estructurales y no estructurales y se especifican las precauciones que deben tenerse con estos últimos. Se establecen también tipos y requisitos mínimos de estructuración clasificándolos para su aplicación en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño Sísmico” y las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño por Viento”.

14.1 Elementos Estructurales.

Se considerarán como elementos estructurales aquellos sobre los que obran directamente las cargas y los que están ligados a ellos de manera que su resistencia y rigidez afectan las del conjunto.

14.2 Elementos No Estructurales

Se considerarán como elementos que no forman parte de la estructura aquellos que poseen resistencia y rigidez despreciables con respecto a la de la estructura principal y aquellos que no tienen con la estructura principal una unión capaz de transmitir fuerzas. Están incluidos en esta definición los elementos frágiles como el vidrio y el yeso, y las particiones cuyo espesor no es suficiente para contribuir significativamente a la rigidez y resistencia del sistema estructural; de igual forma los plafones, las instalaciones y equipos.

La fuerza sísmica que transmiten los elementos no estructurales al sistema resistente principal deberá ser determinada adecuadamente, de tal manera que se puedan diseñar las conexiones para resistir en forma adecuada dichas fuerzas. Esto es importante sobre todo en los casos en que los elementos no estructurales se colocan como dispositivos o conexiones que evitan la deformación directa de dichos elementos, pero que transmiten toda la fuerza de inercia debido al peso de los elementos del sistema estructural.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas puede emplearse un procedimiento similar al propuesto para los apéndices, donde se establezca un coeficiente de piso que asociado al peso del elemento no estructural permita estimar el efecto inercial del mismo sobre el sistema estructural.

En general siempre deberá buscarse que los elementos no estructurales se coloquen de forma que no experimenten daño por deformación del sistema estructural, cuando los primeros se colocan directamente sobre este último.

14.2.1 Acabados y Recubrimientos

Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pueda ocasionar daños a los ocupantes de la construcción o a los que transiten en su exterior, deberán fijarse mediante procedimientos aprobados por el Responsable Director de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso. Se deberá dar particular atención a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

Los elementos no estructurales que pueden restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable, deberán ser aprobados en sus características y en su forma de fijación por el Responsable Director de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que este sea requerido, tales como muros divisorios, de colindancia, de pretilas y otros elementos rígidos en fachadas, de escaleras y de equipos pesados, tanques, tinacos y casetas.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo, o desprendimiento pueda ocasionar daños físicos o materiales, como libreros altos, anaqueles y tableros eléctricos o telefónicos, deben fijarse de tal manera que se eviten estos daños.

De lo anterior indica que la estrategia a seguir en la reducción de daño a los elementos no estructurales consiste en: un cambio en la práctica de la construcción de elementos tales como muros divisorios y fachadas, y una reducción en la flexibilidad de la estructura ante efectos horizontales, dándole mayor rigidez a la estructura.

14.2.2 Elementos Adosados

Los anuncios adosados, colgantes y de azotea, de gran peso y dimensiones deberán ser objeto de diseño estructural en los términos de este título, con particular atención a los efectos del viento. Deberán diseñarse sus apoyos y fijaciones a la estructura principal y deberá revisarse su efecto en la estabilidad de dicha estructura. El proyecto de estos anuncios deberá ser aprobado por el Responsable Director de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.

14.2.3 Alteración a Elementos estructurales

Cualquier perforación o alteración en un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones deberá ser aprobada por el Corresponsable en Seguridad Estructural en su caso, quien elaborará planos de detalle que indiquen las modificaciones y refuerzos locales necesarios. No se permitirá que las instalaciones de gas, agua y drenaje crucen juntas constructivas de un edificio a menos que se provean de conexiones o de tramos flexibles.

14.3 Separación de Edificios y Colindancias.

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.006 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno. En este caso deben incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura y al giro de su base, en caso de que sean significativos.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos

construcciones no sea menor de la suma de las requeridas para cada una, según esta sección. Sólo será admisible dejar la separación requerida para la construcción nueva, cuando se tomen precauciones que, a satisfacción de la Administración, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 50 mm, ni menor que la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.012. La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. En los planos arquitectónicos y en los estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicularmente a él.

14.4 Sistemas de Piso y Techo

Los sistemas de piso o techo deberán estar diseñados para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos que proporcionan la resistencia lateral en la dirección de análisis.

En general, toda construcción cuenta con sistemas verticales y horizontales que soportan las cargas gravitacionales e inerciales y con elementos denominados

diafragmas que ligan la estructura y transfieren las fuerzas inerciales hacia los marcos y muros estructurales, como se observa en la *figura 2 y 3*. Con lo anterior, se logra tener una estructura estable y trayectorias para las caras laterales de forma adecuada hasta el nivel de cimentación. Una hipótesis de diseño es considerar que los sistemas de piso y techo cumplen con la función de diafragma, además de transmitir la carga gravitacional. Dependiendo de la forma en que se distribuye la fuerza lateral, los diafragmas se dividen en rígidos y flexibles.

Se procurará que los pisos y techos constituyan diafragmas rígidos en su plano, de manera que las fuerzas sísmicas se transmitan a los distintos elementos resistentes en forma proporcional a su rigidez. En general se considerarán que funcionan como diafragmas rígidos: las losas macizas de concreto, las losas aligeradas de concreto con un firme de por lo menos 5 cm de espesor y los sistemas metálicos o de madera adecuadamente arriostrados en su plano.

Cuando se empleen sistemas que no constituyen diafragmas rígidos en su plano, cada elemento estructural resistente a cargas laterales deberá diseñarse para soportar las fuerzas de inercia que se originan en la porción del sistema de piso que le sea tributaria, de acuerdo con la trayectoria que deben seguir dichas fuerzas de inercia.

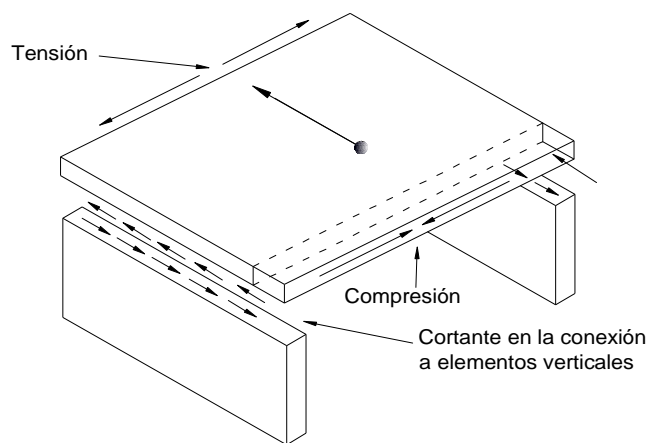


Figura 2. Fuerzas desarrolladas en un diafragma rígido.

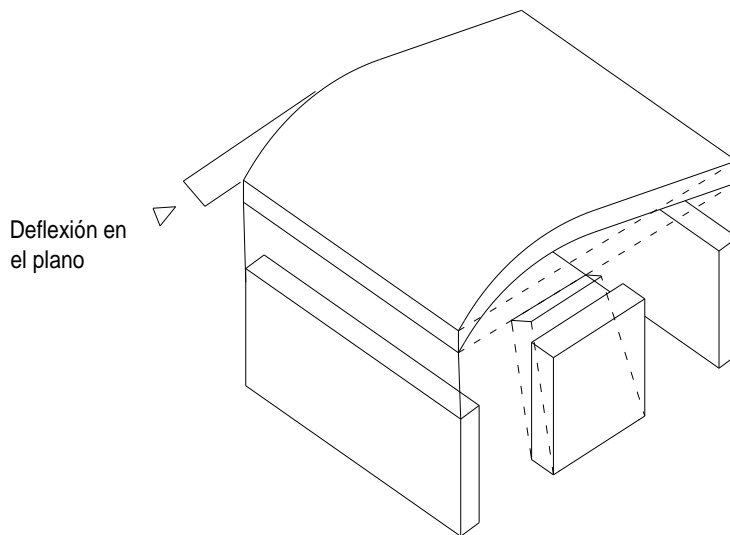


Figura 3. Deflexión en el plano de un diafragma flexible.

Un diafragma flexible distribuye fuerzas laterales entre elementos resistentes en función de tributación de áreas y no de rigideces relativas, como un diafragma rígido figuras 4 y 5, por lo que amplifica notablemente las demandas de deformación de los elementos resistentes más centrales, además de los más flexibles lateralmente (Tena-Colunga, 1992; Tena-Colunga y Abrams, 1996). Estas deformaciones no uniformes producen daño en elementos resistentes en la dirección perpendicular, por lo que éstos fallan fuera del plano.

14.4.1 Diafragmas rígidos

Como su nombre lo indica, son elementos altamente rígidos en su plano ante las cargas laterales impuestas. Las fuerzas se distribuyen en su plano y, además, se considera que la deformación producida por dichas cargas en todos los puntos es la misma. Esencialmente actúan como una placa de piso sujeta a fuerzas de flexión y de corte transmitidas a los elementos de resistencia lateral según su rigidez. En estos casos se considera que el diafragma posee mayor rigidez que los elementos a los cuales transfiere la carga lateral.

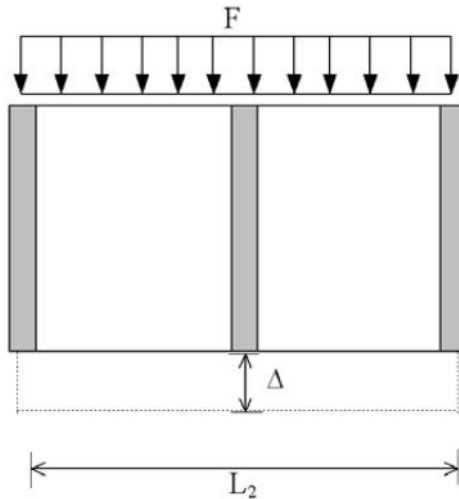


Fig. 4. Deformación lateral de diafragma rígido.

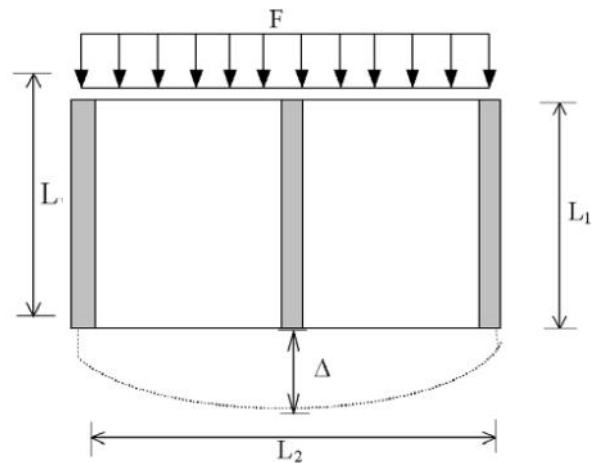


Fig. 5. Deformación lateral de diafragma flexible.

14.4.2 Diafragmas flexible

Son aquellos que sufren deformaciones y rotaciones diferentes en cada punto de su plano, como se explica en la próxima sección. En forma sencilla, la fuerza horizontal es distribuida como lo haría una viga simplemente apoyada o continua, según sea el caso, donde los claros estarían delimitados por los elementos de resistencia lateral. Para este tipo de diafragma se considera que la rigidez de los elementos de apoyo es mayor que la del mismo diafragma. Esta característica es común encontrarla en edificios donde la relación entre largo y ancho de la planta es mayor de dos, en sistemas de pisos con relación entre aberturas y área en planta superior a 15% o en plantas irregulares en forma de L, T, Y o similares.

15 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Las construcciones deberán poseer sistemas estructurales que les permitan resistir las fuerzas horizontales actuando por lo menos en dos direcciones ortogonales, según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en materia de “Diseño Sísmico”.

Se ha visto que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales. Son así mismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía. Procede aquí remarcar que arquitectos e ingenieros pueden, en el momento de concebir la forma y características generales de un edificio, influir apreciablemente en la magnitud y distribución de varias de estas propiedades y por tanto, pueden influir decisivamente en el comportamiento sísmico del futuro edificio.

A continuación se describen características, conforme a la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio:

- a) Poco peso;
- b) Sencillez, simetría y regularidad en planta;
- c) Plantas poco alargadas;
- d) Sencillez, simetría y regularidad en elevación;
- e) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad, y
- f) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.

El propósito de establecer límites de regularidad es considerar la mayor vulnerabilidad de las estructuras irregulares ante sismo, y así se establecen las recomendaciones para incrementar su seguridad. Una presentación conceptual y profunda de cómo afectan las irregularidades el diseño sísmico de estructuras se presenta. En este contexto, es menester que el proyecto estructural sea realizado cuidadosamente y que la ejecución en la obra cumpla con los requerimientos de diseño, además de cubrir eficientemente las necesidades de funcionamiento del inmueble, por lo que debe desarrollarse el proyecto integralmente.

A continuación se exponen algunas recomendaciones para cumplir con este objetivo:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.

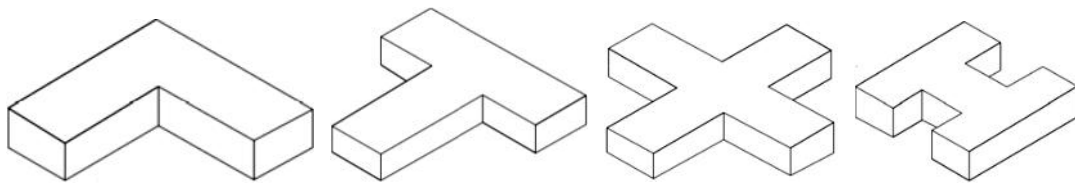


Figura 6. Ejemplos de plantas con entrantes o salientes (Arnold y Reitherman, 1986).

5. En cada nivel se deberá tener un sistema de techo o piso rígido y resistente. Debido a que la escasez de rigidez o resistencia en los diafragmas horizontales puede ocasionar situaciones como las características para edificios muy alargados. Las estructuras con diafragmas flexibles responden de una manera muy distinta ante sismos que las estructuras con diafragma rígidos (Tena–Colunga, 1992; Tena, 1993; Tena–Colunga y Abrams, 1996; Ju y Lin, 1999; De la Colina, 1999b; Fleischman y Farrow, 2001; Basu y Jain, 2004; Tena, 2007. Por lo que se deberá verificar que la resistencia de los sistemas de piso sea adecuada y que su rigidez sea suficiente para no introducir modificaciones en las fuerzas que, según el análisis, obran sobre los sistemas resistentes verticales.
6. No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta *figura 7*.

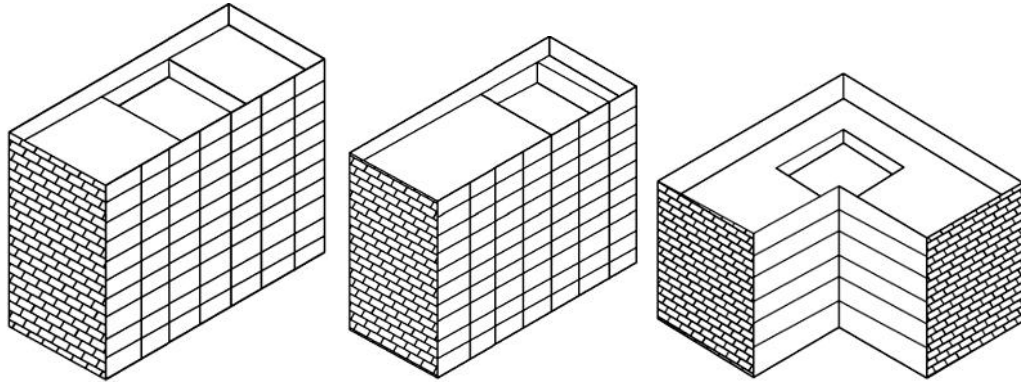


Figura 7. Aberturas inadecuadas en el sistema de piso y techo (Arnold y Reitherman, 1986).

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores *figura 8*. En algunos casos la irregularidad en elevación puede fomentar tanto la esbeltez como la torsión. Grandes variaciones en área pueden incrementar los efectos de torsión.

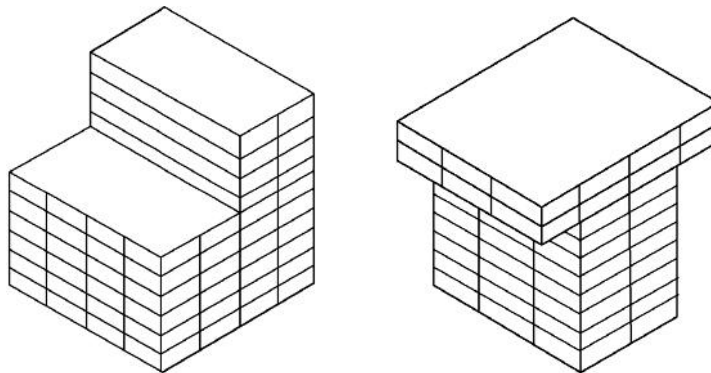


Figura 8. Ejemplos de cambios bruscos de áreas de planta en entrepisos contiguos que llevan a estructuras irregulares en elevación (Arnold y Reitherman, 1986).

9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. Se debe evitar la presencia de columnas que, en una dirección o en ambas, trabajen como de doble altura o más *figura 9*.

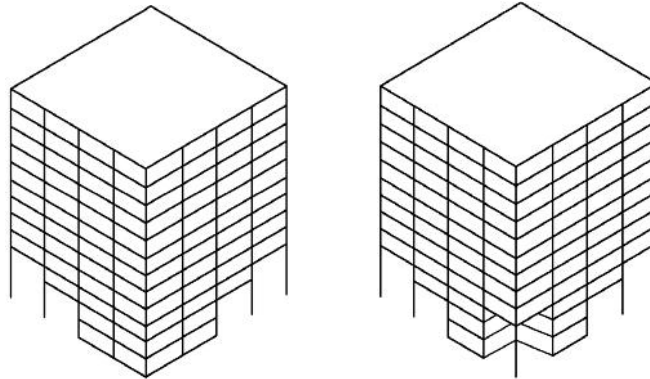


Figura 9. Ejemplos de cambios bruscos de áreas de planta en entrepisos contiguos que llevan a estructuras irregulares en elevación (Arnold y Reitherman 1986).

10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición *figuras 10 y 11*. Actualmente, se define en función de un porcentaje menor (50%) del contraste de la rigidez de entrepisos contiguos, tomando en cuenta, entre otros estudios, los presentados en Tena (1997, 2001a y 2003).

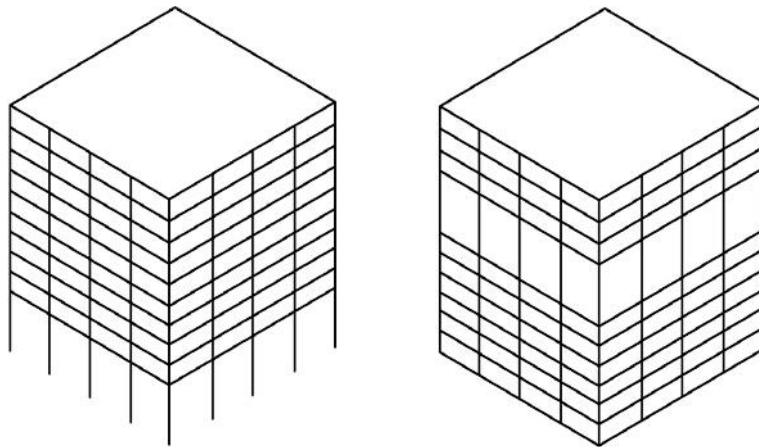


Figura 10. Ejemplos de estructuras con un potencial piso suave (Arnold y Reitherman 1986).

11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional. Por ello, se acota la torsión máxima que debe tolerarse para el diseño de una estructura con métodos convencionales en función de un parámetro simple de calcular ingenierilmente, como es la excentricidad estática en planta, es.

16 . BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- Normas Técnicas Complementarias de Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004, México D. F.
- Manual de Diseño de Obras Civiles Sección, C. Tema 1; Criterios de Diseño Capitulo 33, 2008.
- Manual de Diseño de Obras Civiles – Sección C.1.2., Acciones - Estructuras. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. 1981.
- Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, Requisitos Estructurales (1992).
- Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo resistente NSR/98 Actualización Decreto 52 de 2002
- Norma Técnica de Edificación E.030 Norma sismo resistente 2003 Perú; Lima Abril 2003.
- Manual de Diseño de Obras Civiles – Sección C, Métodos de diseño – Estructuras. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. 1979.
- Structural Steel Designer's Handbook 3rd. Edition, McGraw-Hill 1999. Roger L. Brockenbrough, Frederick S. Merritt.
- Steel Structures, Controlling Behavior through Design, John Wiley & Sons, Inc. 1994. Robert Englekirk.
- Control of Human Induced Floor Vibrations, Sean Manuel Homern; Massachusetts Institute of Technology 2007.
- Vibration Serviceability and Dynamic Modeling of Cold-Formed Steel Floor Systems, Russell A. Parnell; University of Waterloo 2008.
- Dynamic of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering 2th; Anil Chopra